

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



Excelencia que trasciende

DEL VALLE
GRUPO EDUCATIVO

MEGAPROYECTO
TIPOLOGÍA DE PUENTES Y
PUENTES DE EMERGENCIA

Trabajo de investigación presentado por Alejandro Anleu, Andrés Anleu, Misael José Cámbara, Andrés Fernando Herrera, Rodrigo Molina y Juan Pablo Tejada para optar al grado académico de Licenciatura en Ingeniería Civil

GUATEMALA

2011

**MEGAPROYECTO
TIPOLOGÍA DE PUENTES Y
PUENTES DE EMERGENCIA**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



Excellencia que trasciende

DEL VALLE
GRUPO EDUCATIVO

MEGAPROYECTO
TIPOLOGÍA DE PUENTES Y
PUENTES DE EMERGENCIA

Trabajo de investigación presentado por Alejandro Anleu, Andrés Anleu, Misael José Cámbara, Andrés Fernando Herrera, Rodrigo Molina y Juan Pablo Tejada para optar al grado académico de
Licenciatura en Ingeniería Civil

GUATEMALA

2011

Vo. Bo. :

(f) _____

Ing. Diego Castellamos

Asesor

Tribunal Examinador:

(f) _____

Ing. Roberto Godo

(f) _____

Ing. Diego Castellanos

(f) _____

Ing. Manuel Jimenez

Fecha de aprobación: Guatemala, 10 de Noviembre de 2011.

Dedicatoria y agradecimientos,

A Dios, por darme la vida y la oportunidad de realizar este trabajo.

Al Ing. Diego Castellanos, por brindar sus consejos durante la elaboración de este trabajo.

A nuestros catedráticos, por darnos los conocimientos necesarios para llegar hasta este punto y brindarnos orientación con profesionalismo.

Y principalmente a nuestros padres. Ya que sin su apoyo este logro no sería posible.

Amigos en general

PREFACIO

En el año 2010, Guatemala fue afectada por grandes desastres naturales los cuales causaron serios daños a lo largo y ancho del territorio. En muy pocos días el país quedó parcialmente destruido, pues sumado a la lluvia de arena por parte del volcán de Pacaya, la tormenta Agatha dejó su huella en la historia de este territorio. La mayoría de carreteras, puentes e infraestructura vial en general se vio afectada debido a los efectos de las lluvias durante la tormenta. Muchos puentes sufrieron daños en las bases, debilitándolos y algunos incluso, colapsando. La idea de proponer un puente de emergencia innovador como trabajo de graduación surge de la necesidad del país a estar preparado para este tipo de situaciones emergentes. En Guatemala se tienen los recursos y el personal de emergencia para afrontar cualquier situación de emergencia.

En este proyecto se tomará en cuenta tres tipos de puentes de emergencia con base en la luz que cubrirán: luz corta, mediana y larga. Para cada tipo de luz existen ciertos criterios que se deben aplicar para llegar al mejor diseño e implementación de puentes de emergencia. La investigación y el diseño final de cada puente de emergencia se limitará a los materiales disponibles dentro del territorio guatemalteco ya que si el sistema pretende ser de emergencia, deberá contar con los materiales adecuados en el menor tiempo posible para ser un sistema que ahorre tiempo y costo. Este proyecto pretende dar una pequeña inducción en lo que son los sistemas de puentes de emergencia, tipología de puentes de emergencia y luego hacer una combinación de tipología de puentes y puentes de emergencia para formar diversas propuestas de mitigar daños en la infraestructura de puentes en el país. La investigación pretende establecer si los sistemas son viables y proponer una serie de diseños con todas las ventajas posibles para que sean considerados sistemas aptos en caso de emergencias.

ÍNDICE

PREFACIO	iv
ÍNDICE	v
LISTA DE TABLAS.....	xviii
LISTA DE FIGURAS.....	xx
RESUMEN	xxviii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVOS	3
A. Generales	3
B. Específicos	3
III. FUNDAMENTOS EN EL DISEÑO DE PUENTES	4
A. Diseño conceptual de puentes	4
1. Diseño preliminar.....	4
a. Consideraciones generales para el diseño de esquemas de puentes	5
b. Método básico de diseño preliminar	5
c. Escoger una alternativa final	6
2. Diseño final.....	7
a. Tendencias creativas	7
b. Tendencias prácticas	7
c. Suposiciones básicas de diseño	7
d. Requerimientos básicos para el puente en diseño	7
e. Requerimientos estéticos.....	7
f. Requerimientos para investigación científica	8
g. Parámetros básicos de un puente.....	8
h. Sistema del puente	8
i. Tamaño del sistema separado	8
j. Tipo de estructura para la cubierta	8
k. Tipo de soportes.....	9
B. Filosofías de diseño de puentes	9
1. Filosofía de estados límites	9

2.	Filosofía de seguridad	10
a.	Diseño con esfuerzos admisibles (ASD)	10
b.	Diseño con resistencias y cargas factoradas (LRFD)	10
3.	Objetivos al diseñar	11
a.	Combinaciones de carga	12
4.	Funcionalidad de la estructura	15
5.	Diseño para la construcción	15
C.	Cargas en puentes y su integración	15
1.	Tipos de cargas	16
a.	Cargas permanentes o muertas.	16
b.	Cargas vivas	16
c.	Las cargas de fatiga	17
d.	Cargas para el diseño de la superestructura	18
e.	Cargas para el diseño de la subestructura.	18
f.	Otras cargas.	19
D.	Teoría estructural.	19
1.	Ecuaciones básicas	19
2.	Ecuaciones de equilibrio	20
a.	Equilibrio interno.....	20
b.	Equilibrio en el contorno.....	20
3.	Principio del trabajo virtual.....	20
4.	Ecuaciones de compatibilidad.....	20
5.	Ecuaciones constitutivas	21
6.	Ley de Hooke	21
7.	Método de las rigideces	21
8.	Subestructuras y simetría.....	21
IV.	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN PARA PUENTES	22
A.	Concreto reforzado	22
1.	Concreto.....	22
B.	La madera como material de construcción.	23
1.	Propiedades mecánicas y de resistencia de la madera	23
a.	Propiedades de resistencia	24
b.	Módulo de elasticidad.....	24

c.	Tracción paralela a la fibra	24
d.	Tensión perpendicular a la fibra.....	24
e.	Compresión perpendicular y paralela a la fibra.	24
2.	Madera como material de construcción en Guatemala.....	24
C.	Madera laminada.....	27
1.	Criterios de producción de secciones de madera laminada.....	28
a.	Dimensiones estandarizadas de perfiles de madera laminada.	28
b.	Adhesivo.....	29
c.	Uniones.....	30
1)	Juntas de fin	30
2)	Juntas de borde.....	30
d.	Propiedades mecánicas de la madera laminada.	31
e.	Combinaciones	32
f.	Factores que deben ser tomados en cuenta en la producción.	32
1)	Eliminación de esfuerzos internos.	32
2)	Tratamiento para la preservación.....	33
3)	Tratamiento CCA	33
4)	Sistema vacío-presión	34
g.	Propiedades físicas la madera laminada	34
1)	Peso.....	34
2)	Durabilidad.....	35
3)	Resistencia al fuego.....	35
h.	Uso de la madera laminada como material estructural.....	36
D.	ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	37
1.	Propiedades del acero.....	37
a.	Esfuerzos de cedencia, últimos y fatiga.....	37
1)	Esfuerzo de cedencia y último	37
2)	Esfuerzos de fatiga	37
b.	Módulo de elasticidad.....	38
c.	Ductilidad.....	38
d.	Homogeneidad.....	38
e.	Resistencia al fuego	38
f.	Duración y corrosión	38
g.	Densidad.....	38
2.	Cables acerados.....	39

a.	Tipos de cables de acero	40
1)	Cable en espiral	40
2)	Cable en espiral encerrada.....	40
3)	Cable paralelo	40
4)	Cable tendido ultra-largo	40
5)	e. Cable hilado paralelo.....	40
6)	Cable atirantado de barras de acero.....	40
b.	Cálculos especiales en cables	41
1)	Cálculo del módulo de elasticidad	41
2)	Cálculo preliminar de la sección y esfuerzos en cables	41
V.	TIPOLOGÍA DE PUENTES.....	45
A.	Puentes de concreto reforzado y preesforzados	45
1.	Tipos de puentes de concreto reforzados	45
2.	Consideraciones de diseño.....	46
a.	Estados Límite de servicio	46
b.	Estados Límite de fatiga	47
B.	Puentes de concreto preesforzado	47
1.	Concreto preesforzado.....	47
2.	Concepto básico del preesforzado.....	47
3.	Sistema de preesfuerzo.....	49
a.	Pretensado.....	49
b.	Post-tensado.....	49
4.	Secciones típicas.....	49
C.	Puentes atirantados.....	51
1.	Historia y generalidades del puente atirantado.....	51
a.	Historia del puente atirantado	51
b.	Descripción del puente atirantado.....	52
2.	Configuración de puentes atirantados.....	53
a.	Generalidades	53
b.	Cables atirantados.....	54
c.	Cubierta o deck.....	55
d.	Torres o pilones.....	55
3.	Diseño de puentes atirantados	56
a.	Consideraciones	56

b.	Condición de cargas	57
1)	Condición de carga permanente	57
2)	Carga viva.....	57
3)	Cargas termales o por temperatura.....	57
4)	Cargas dinámicas.....	57
c.	Luces grandes	58
d.	Puentes atirantados multi-luz	58
4.	Puentes atirantados de luces cortas y medianas	58
a.	Ejemplos de puente atirantado de luz corta o mediana	59
5)	Ejemplo de puente peatonal.....	59
6)	Ejemplo de puente atirantado de madera.....	61
D.	Puentes de suspensión.....	62
1.	Sistema estructural	63
a.	Torre principal	64
b.	Cables.....	64
c.	Las estructuras suspendidas	66
d.	Anclaje.....	66
E.	Puentes en arco	67
1.	Definición de arco	67
2.	Comparación entre puentes en arco y otros tipos de puentes.....	68
3.	Estética	69
4.	Tipos de puentes en arco	69
5.	Análisis de puentes en arco.....	69
a.	Consideraciones de diseño para los puentes en arco	70
1)	Diseño de puentes en arco	70
b.	Vórtices	71
c.	Pandeo del arco.....	71
d.	Construcción de puentes en arco.....	71
VI.	Criterios de vulnerabilidad, hidrológicos y geotécnicos para puentes	72
a.	Generalidades	72
1.	¿Qué es riesgo?	72
2.	¿Qué es vulnerabilidad?.....	72
3.	Amenazas que afectan a Guatemala.....	72
a.	De carácter ambiental	73

b.	De carácter social-ambiental.....	76
c.	Efectos de amenazas en Guatemala.....	76
b.	Gestión de riesgo de puentes	77
1.	Consideraciones previas.....	77
2.	Amenazas en Guatemala y los daños a los puentes.....	77
a.	Terremotos.....	78
b.	Zonificación sísmica de Guatemala.....	79
c.	Huracanes o depresión tropical.....	80
VII.	ANTECEDENTES HISTÓRICOS: TORMENTA AGATHA 2010	81
A.	Tormenta Agatha.....	81
a.	Inundaciones.....	91
b.	Deslizamientos y desprendimientos.....	92
c.	Volcanes en erupción.....	94
1.	Planificación de puentes.....	95
a.	Identificar el proyecto.....	95
b.	Ordenamiento territorial.....	95
c.	Estudio topográfico de sitio.....	96
d.	Estudio de aguas.....	96
e.	Estudio geotécnico.....	97
f.	Estudio de sismos.....	98
g.	Impacto ambiental.....	99
h.	Análisis de riesgo.....	99
i.	Consideración financiera.....	99
2.	Diseño.....	99
a.	Especificaciones y normas.....	99
b.	Cargas de diseño.....	104
c.	Posición y cimentación.....	104
d.	Materiales de construcción.....	104
e.	Obras de protección (muros y gaviones).....	104
f.	Seguridad vial.....	104
3.	Construcción de la estructura.....	104
a.	Estimación de costos.....	105
b.	Procesos Importantes.....	105
4.	Mantenimiento.....	105

5. Formulario SIECA.....	106
6. Ciclo de proyectos de puente.....	111
7. Análisis de vulnerabilidad de proyectos.....	111
VIII. TIPOLOGÍA DE PUENTES DE EMERGENCIA.....	114
A. Generalidades de los puentes de emergencia	114
1. Definición e historia	114
2. Fundamentos de diseño de puentes de emergencia	115
3. Características principales.....	115
B. Puente de emergencia Bailey	115
1. Ventajas del puente Bailey.....	118
2. Construcción	118
a. Vigas principales (girders)	118
b. Materiales	118
c. Cubierta	118
d. Soportes	119
3. Tipos de estructuras.....	120
4. Partes del puente	122
a. Panel.....	122
b. Pines de panel	123
c. Travesaño	124
d. Mordaza para el travesaño	125
e. Abrazadera de balanceo.....	126
f. Rastro	127
g. Marco de arriostramiento	127
h. Placa de amarre	128
i. Pernos de arriostramiento	129
j. Pernos de cuerdas	130
k. Largueros.....	130
l. Tablero o rodadura	131
m. Bordillos	132
n. Perno para bordillo	133
o. Postes de extremo	133
p. Soportes	134
q. Placa base.....	135

r.	Rampas	136
s.	Pedestales para las rampas	137
t.	Camino para peatones	138
u.	Apoyos de caminos para peatones	139
v.	Poste del camino para peatones	139
w.	Apoyo para el arriostramiento superior.....	140
5.	Planeamiento y organización	140
C.	Puentes de emergencia tipo Mabey	141
1.	Mabey Compact 200	141
2.	Mabey Logistic Support Bridge (LSB).....	143
3.	Mabey Quick Bridge	146
4.	Mabey Universal Bridge	148
5.	Mabey Atlas Bridge	150
6.	Puente Mabey Delta.....	152
D.	Puentes de emergencia de madera.....	154
1.	Vigas principales.....	154
2.	Vigas secundarias	155
3.	Rodadura	155
4.	Transporte.....	155
5.	Ensamblaje	155
6.	Montaje-lanzado	155
7.	Ejemplo: puentes de paneles de madera laminada	155
E.	Puentes de decks modulares de acero	156
1.	Puentes Spanner	156
a.	Consideraciones de diseño.....	157
b.	Método constructivo.....	157
2.	Puente modular de acero de BigR.....	158
IX.	Propuestas del diseño preliminar de un puente de emergencia.....	159
A.	Introducción	159
1.	Consideraciones	159
2.	Ejemplo	159
B.	Diseño preliminar de un puente de emergencia.....	160

1.	Elección de la estructura	160
2.	Diseño de estructura	163
a.	Generalidades	163
b.	Cargas.....	164
c.	Detalles de la estructura y propuesta.....	165
d.	Análisis y resultados.....	170
e.	Planos	171
C.	Propuestas del diseño de un puente de emergencia tipo colgante	172
1.	Diseño preliminar	174
2.	Diseño final.....	178
a.	Paneles de la cubierta y torre.....	183
b.	Travesaños, largueros y rastro	186
c.	Cables, muertos y losas	189
3.	Aplicación de cargas.....	194
4.	Análisis y discusión de resultados	195
5.	Aspectos constructivos.....	200
D.	Propuesta de un puente de emergencia utilizando maderla laminada.....	205
1.	Criterios de diseño utilizando el sistema de vigas de madera laminada.....	205
2.	Definición de la geometría.	205
3.	Cargas consideras en el calculo.....	206
a.	Carga muerta.....	206
b.	Carga viva	206
1)	Carga vehicular.....	206
2)	Carga peatonal.....	207
4.	Combinación de cargas.	207
5.	Integración de las cargas.....	207
a.	Viga principal.....	207
6.	Cálculo	210
a.	Dimensionamiento de vigas principales.....	210
b.	Diseño de paneles para la rodadura	212
c.	Soporte lateral.....	216
d.	Diseño de uniones.....	216
1)	Unión viga-apoyo (aproche).....	216
2)	Unión viga-viga de soporte	217

e. Planta y elevación.....	218
f. Diseño final	220
E. Propuesta del diseño de un puente colgante de emergencia.	220
1. Descripción.....	220
2. Integración de cargas	221
a. Cargas vivas	221
b. Cargas muertas	221
3. Geometría de puente colgante	222
4. Análisis y diseño de estructura suspendida	223
a. Viga longitudinal.....	223
1) Materiales	223
2) Diseño, predimensionamiento y propuesta.....	223
3) Análisis estructural.....	225
b. Viga Transversal	227
1) Materiales	227
2) Diseño, predimensionamiento y propuesta.....	227
3) Análisis estructural.....	228
c. Superficie de rodadura	230
1) Material.....	230
2) Diseño, predimensionamiento y propuesta.....	230
d. Barandal	230
e. Análisis y diseño de sistema de suspensión	231
1) Péndolas.....	231
2) Diseño, predimensionamiento y propuesta.....	232
3) Cables de suspensión	234
4) Análisis estructural de la pendola	236
f. Análisis y diseño de torres principales	238
1) Columna	238
2) Análisis estructural.....	240
g. Análisis y diseño de anclajes	241
1) Peso muerto.....	241
2) Diseño, predimensionamiento y propuesta.....	241
3) Análisis estructural.....	243
4) Propuesta final de anclaje.....	244
F. DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO DE MADERA	245

1.	Consideraciones preliminares	245
2.	Tipo de puente	245
3.	Material de construcción	245
a.	Madera	245
b.	Acero	246
4.	Otras consideraciones	246
5.	Cargas	247
a.	Cargas muertas.....	247
b.	Cargas vivas.....	247
1)	Cargas sísmicas.....	247
2)	Carga de viento	247
3)	Carga de fatiga	247
6.	Análisis y diseño estructural.....	248
a.	Diseño de la viga principal.....	248
1)	Integración de cargas.....	249
2)	Cálculo de momento, corte y deflexión última	250
3)	Calculo de momento, corte y deflexión admisible.....	251
4)	Conclusiones	251
b.	Diseño del deck	251
1)	Determinando un grosor preliminar	252
c.	Determinando luz libre para el deck	252
1)	Determinando carga viva	253
2)	Determinando el ancho de distribución de la llanta	253
3)	Determinando las propiedades de la sección del deck.....	253
4)	Determinando deflexión última y admisible	254
5)	Conclusiones	255
d.	Diseño de cables	255
1)	Integración de cargas.....	255
2)	Cálculo de área requerida	255
3)	Conclusiones preliminares	256
4)	Conclusiones finales.....	256
e.	Diseño de postes	256
1)	Integración de cargas para flexión, corte y compresión	257
2)	Cálculo de momento y corte último.....	258
3)	Cálculo de momento y corte admisible.....	258

4)	Conclusiones preliminares	259
5)	Conclusiones finales.....	259
7.	Diseño final.....	260
a.	Medidas.....	260
1)	Planta	260
2)	Elevación	261
b.	Sección.....	261
8.	Propuesta de conexiones	262
a.	Cable-poste	262
b.	Viga-cable.....	262
c.	Viga principal-viga secundaria	263
d.	Poste-suelo.....	263
e.	Poste-poste	263
9.	Geometría final del puente	264
G.	Propuesta de puente de emergencia en acero	266
1.	Generalidades	266
2.	Vista de sección	267
3.	Vista de elevación	267
4.	Vista de planta.....	268
5.	Partes y detalles de la propuesta de puente de emergencia	268
a.	Panel.....	268
b.	Vigas secundarias	269
1)	Vigas secundarias A.....	269
2)	Vigas secundarias B.....	270
c.	Superficie de rodadura	270
d.	Bastón	271
e.	Platinas y pernos	271
6.	Detalles específicos de la propuesta de puente de emergencia.....	272
a.	Conexión entre paneles.....	272
b.	Conexión entre vigas secundarias A y B	273
c.	Conexión entre viga secundaria B y superficie de rodadura y conexión de bastón	274
d.	Conexión entre vigas secundarias B.....	274
7.	Análisis estructural	275
a.	Generalidades	275

8.	Vistas del puente en software de estructuras.....	275
a.	Vista frontal.....	275
b.	Vista lateral.....	276
c.	Vista en planta.....	276
d.	Vista en tercera dimensión.....	277
9.	Cargas.....	277
a.	Carga muerta.....	277
b.	Carga viva.....	279
10.	Diseño de elementos estructurales.....	280
a.	Diseño del panel.....	280
b.	Diseño de vigas secundarias.....	282
c.	Diseño de bastón.....	282
d.	Diseño de pernos.....	282
e.	Deformaciones.....	285
11.	Apoyos.....	286
12.	Rampas de acceso.....	287
13.	Proceso constructivo.....	287
14.	Proceso de colocación.....	289
X.	CONCLUSIONES.....	291
XI.	RECOMENDACIONES.....	295
XII.	BIBLIOGRAFÍA.....	296

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1: Diseño preliminar, Fuente: Bridge Engineering Handbook</i>	6
<i>Tabla 2: Combinación de carga y estados limites</i>	13
<i>Tabla 3: Factores de carga para cargas permanentes</i>	14
<i>Tabla 4: Tipos de concreto</i>	22
<i>Tabla 5: Característica de las mezclas de concreto</i>	26
<i>Tabla 6: Empresas de comercializan la madera como material de construcción</i>	28
<i>Tabla 7: Perfiles Standard normados por AITC</i>	28
<i>Tabla 8: Anchos Standard normados por AITC</i>	29
<i>Tabla 9: Tolerancias</i>	29
<i>Tabla 10: Propiedades de madera laminada de pino</i>	33
<i>Tabla 11: Tipos de cables</i>	31
<i>Tabla 12: Disponibilidad de cables acerados en Guatemala</i>	43
<i>Tabla 13: Disponibilidad de barras de acero en Guatemala</i>	44
<i>Tabla 14: Deflexiones permitidas</i>	46
<i>Tabla 15: Tipos de torres en direccion transversal</i>	64
<i>Tabla 16: Tramos de Carreteras y puentes afectados en 2010</i>	76
<i>Tabla 17: Escala Mercalli</i>	78
<i>Tabla 18: Estudio geotécnico por clasificación de obra</i>	97
<i>Tabla 19 Análisis de vulnerabilidad de proyectos</i>	111
<i>Tabla 20: Abreviaciones para puentes Bailey M2 de una vía</i>	116
<i>Tabla 21: Tipo de estructura para puente de emergencia</i>	161
<i>Tabla 22 Luz sin apoyos de puente de emergencia</i>	161
<i>Tabla 23 Sistema constructivo a utilizar para puente de emergencia</i>	162
<i>Tabla 24 Tipo de cimentación a utilizar para puente de emergencia</i>	162
<i>Tabla 25: Etapa de diseño: tipo de estructura para la cubierta</i>	175
<i>Tabla 26: Etapa de diseño: número de vanos del puente</i>	175
<i>Tabla 27: Etapa de diseño: tipo de sistema estructural</i>	176
<i>Tabla 28: Etapa de diseño: tipo de muerto</i>	177
<i>Tabla 29: Características del puente a diseñar</i>	179
<i>Tabla 30: Propiedades de perfil</i>	209
<i>Tabla 31: Factores para modificar valores a LRFD)</i>	210
<i>Tabla 32: Cálculo de peso muerto de estructura suspendida</i>	221

<i>Tabla 33: Cálculo de peso muerto de sistema de suspensión</i>	222
<i>Tabla 34: Distancias de empotramiento de un poste</i>	239
<i>Tabla 35: Fuerza soportada por pernos</i>	246
<i>Tabla 36: Piezas del puente por módulo</i>	252
<i>Tabla 37: Masa del panel</i>	254
<i>Tabla 38: Masa de vigas secundarias A</i>	263

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Camión de Diseño AASHTO-LRFD</i>	16
<i>Figura 2: Pesos y dimensiones máximas de CAMINOS</i>	17
<i>Figura 3: Configuración de cargas para la subestructura</i>	18
<i>Figura 4: Fibras de la madera</i>	24
<i>Figura 5: Versatilidad de la madera laminada 103 pies de longitud y 71.5 pulgadas de espesor</i>	27
<i>Figura 6: Concepto de madera laminada</i>	27
<i>Figura 7: (a) unión de pañuelo, (b) unión de cierra horizontal, (c) unión cierra vertical</i>	30
<i>Figura 8: Unión de borde</i>	31
<i>Figura 9: Combinación para flexión</i>	32
<i>Figura 10: Tanques de vacío-presión</i>	34
<i>Figura 11: Instalación de una viga de 38 pies</i>	35
<i>Figura 12: Resistencia al fuego</i>	36
<i>Figura 13: Ejemplificación de la fácil instalación de viga laminada</i>	36
<i>Figura 14: Viga equivalente para un puente atirantado</i>	37
<i>Figura 15: Concepto de preesfuerzo en una viga rectangular</i>	48
<i>Figura 16: Tipos de secciones preesforzadas</i>	50
<i>Figura 17: Primer diseño de un puente atirantado</i>	51
<i>Figura 18: Concepto de puente atirantado</i>	52
<i>Figura 19: Arreglo de cable</i>	54
<i>Figura 20: Cable inclinado</i>	55
<i>Figura 21: Tipos de torres</i>	56
<i>Figura 22: Puente atirantado peatonal en Schillerstrasse.</i>	59
<i>Figura 23: Detalle de anclaje en la punta del pilón</i>	60
<i>Figura 24: Puente peatonal atirantado de madera</i>	61
<i>Figura 25: Partes del puente de suspensión</i>	63
<i>Figura 26: Tipos de viga</i>	65
<i>Figura 27: Tipos de anclajes</i>	66
<i>Figura 28: Partes de un arco</i>	68
<i>Figura 29: Puente las Cañas en Santa Rosa con aproximaciones dañadas</i>	74
<i>Figura 30: Corriente debajo del Puente los Esclavos</i>	74
<i>Figura 31: Puente dañado desde Agatha 2010</i>	75
<i>Figura 32: Socavamiento en puente San Francisco Km 126 carretera al Pacífico</i>	75

<i>Figura 33: Macro zonificación sísmica de Guatemala</i>	79
<i>Figura 34: Paso en puente San Francisco inhabilitado</i>	83
<i>Figura 35: Puente Bailey instalado sobre estructura original</i>	84
<i>Figura 36: Puente colapsado</i>	84
<i>Figura 37: Paso Bailey con apoyo intermedio</i>	85
<i>Figura 38: Vista panorámica puente San Francisco</i>	86
<i>Figura 39: Puente Bailey doble vía</i>	87
<i>Figura 40: Desastre Agatha</i>	89
<i>Figura 41: Desastre Agatha 2</i>	89
<i>Figura 42: Desastre Agatha 3</i>	90
<i>Figura 43: Desastre Agatha 4</i>	90
<i>Figura 44: Personas afectadas por inundaciones en la ciudad capital</i>	92
<i>Figura 45: Derrumbe bloquea Ruta Interamericana</i>	93
<i>Figura 46: Ruta entre Sololá y Panajachel bloqueada por derrumbe</i>	94
<i>Figura 47: Apéndice A. aplicabilidad de especificaciones</i>	100
<i>Figura 48: Calculo de fuerzas de diseño</i>	101
<i>Figura 49: Análisis para cargas sísmicas</i>	102
<i>Figura 50: Puentes de múltiples tramos</i>	103
<i>Figura 51: Requisitos para que un puente sea considerado</i>	103
<i>Figura 52: Formulario de gestión de riegos SIECA</i>	106
<i>Figura 53: Formulario de gestión de riegos SIECA</i>	107
<i>Figura 54: Formulario de gestión de riegos SIECA</i>	108
<i>Figura 55: Formulario de gestión de riegos SIECA</i>	109
<i>Figura 56: Formulario de gestión de riegos SIECA</i>	110
<i>Figura 57: Diagrama de gestión de riesgos</i>	111
<i>Figura 58: Cubierta simple, doble y triple de puentes Baile</i>	117
<i>Figura 59: Sección de un puente Bailey M2</i>	119
<i>Figura 60: Puente Bailey soportado por torres fabricadas de puentes</i>	121
<i>Figura 61: Torres para puente colgante hechas de partes de puente Bailey</i>	121
<i>Figura 62: Tijeras de techo hechas con paneles de puente Bailey</i>	122
<i>Figura 63: Panel</i>	123
<i>Figura 64: Pin y pin corto</i>	124
<i>Figura 65: Travesaño</i>	125
<i>Figura 66: Mordaza para el travesaño</i>	126
<i>Figura 67: Abrazadera de balance</i>	126

Figura 68: Rastro	127
Figura 69: Marco de arriostramiento	128
Figura 70: Placa de amarre	129
Figura 71: : Pernos de arriostramiento	129
Figura 72: Pernos de cuerda	130
Figura 73: Largueros (izquierda: plano, derecha: de broche)	131
Figura 74: Tablero	132
Figura 75: Bordillo	132
Figura 76: Perno para el bordillo	133
Figura 77: Postes (izquierda: hembra, derecha: macho)	134
Figura 78: Soporte	135
Figura 79: Placa base	137
Figura 80: Rampas (izquierda: plana, derecha: de broches)	138
Figura 81: Pedestales para las rampas	138
Figura 82: Caminamiento para peatones	139
Figura 83: Apoyos para el caminamiento para peatones	139
Figura 84: Poste para caminamiento para peatones	140
Figura 85: Apoyo para el arriostramiento superior	141
Figura 86: Mabey Compact 200	141
Figura 87: Componentes Mabey Compact 200	142
Figura 88: Mabey Logistic Support Bridge	144
Figura 89: Mabey Logistic Support Bridge	145
Figura 90: Mabey Quick Bridge	146
Figura 91: Mabey Quick Bridge	147
Figura 92: Mabey Universal Bridge	148
Figura 93: Mabey Universal Bridge	149
Figura 94: Mabey Atlas Bridge	151
Figura 95: Componentes Mabey Atlas Bridge	152
Figura 96: Componentes Mabey Delta	153
Figura 97: Puente de emergencia de Paneles Glulam	156
Figura 98: Puente portátil en construcción	158
Figura 99: Hundimiento en km14 Carretera al Pacifico	160
Figura 100: Vista 3D de diseño preliminar	163
Figura 101: Planta de diseño de puente con detalle de perfiles utilizados	164
Figura 102: Cargas aplicadas a estructura	164

<i>Figura 103: Cargas aplicadas a estructuras en elevación</i>	165
<i>Figura 104: Detalle unión viga principal</i>	165
<i>Figura 105:Detalle unión viga principal</i>	166
<i>Figura 106: Detalle unión lateral</i>	166
<i>Figura 107: Detalle unión y rodadura</i>	167
<i>Figura 108: Vista detalle de 4 planchas de rodadura</i>	167
<i>Figura 109: Vista lateral frontal estructura</i>	168
<i>Figura 110: Vista inferior estructura</i>	168
<i>Figura 111: Elevación lateral</i>	169
<i>Figura 112: Montaje de estructura diseñada en hundimiento de km14 Carretera al Pacifico</i>	169
<i>Figura 113: Resultados de estructura expuesta a cargas puntuales</i>	170
<i>Figura 114:Elevación acotada de puente portátil de emergencia</i>	171
<i>Figura 115: Planta acotada de puente portátil de emergencia</i>	171
<i>Figura 116: Detalle acotado de unión con separación</i>	172
<i>Figura 117: Vista tridimensional del puente</i>	180
<i>Figura 118: Vista de elevación lateral del puente</i>	180
<i>Figura 119: Vista de elevación frontal del puente</i>	181
<i>Figura 120: Vista tridimensional frontal</i>	182
<i>Figura 121: Paneles</i>	183
<i>Figura 122: Sección doble channel 4x2</i>	184
<i>Figura 123: Sección C 3x5</i>	185
<i>Figura 124: Ubicación de los travesaños</i>	186
<i>Figura 125: Sección del travesaños</i>	187
<i>Figura 126: Ubicación de largueros</i>	187
<i>Figura 127: Perfil de largueros</i>	188
<i>Figura 128: Ubicación de rastro</i>	188
<i>Figura 129: Ubicación de cables principales</i>	189
<i>Figura 130:Sección de cables principales</i>	190
<i>Figura 131: Ubicación de tensores</i>	191
<i>Figura 132: Características de los tensores</i>	192
<i>Figura 133: Modelado de los muertos</i>	192
<i>Figura 134: Detalle de unión de cable</i>	193
<i>Figura 135: Chequeo de elementos de acero</i>	195
<i>Figura 136: Porcentaje de esfuerzos en las torres</i>	196
<i>Figura 137: Reacciones en los apoyos de los muertos</i>	197

<i>Figura 138: Reacciones en las torres</i>	199
<i>Figura 139: Elevación lateral de unión de cables</i>	201
<i>Figura 140: Elevación frontal de unión de cables</i>	201
<i>Figura 141: Anclaje de cable vertical a la rodadura</i>	202
<i>Figura 142: Detalle en lado superior de las torres,</i>	203
<i>Figura 143: Detalle de anclaje de cables a los muerto</i>	204
<i>Figura 144: Distribución de cargas para momentos máximos</i>	208
<i>Figura 145: Configuración de cargas para corte máximo</i>	208
<i>Figura 146: Detalle de apoyo</i>	217
<i>Figura 147: Planta y Sección de detalle de unión.</i>	217
<i>Figura 148: Elevación del puente diseñado</i>	218
<i>Figura 149: Sección del puente diseñado</i>	219
<i>Figura 150: Planta del puente diseñado</i>	219
<i>Figura 151: Puente de emergencia tipo madera laminada</i>	220
<i>Figura 152: Propuesta de estructura suspendida,</i>	223
<i>Figura 153: Ejemplo de la unión de una viga continua de madera</i>	223
<i>Figura 154: Ejemplo de como deben ser colocados las vigas longitudinale</i>	224
<i>Figura 155: Viga simplemente apoyada con apoyos elástico.</i>	224
<i>Figura 156: Carga distribuída en viga longitudinal,</i>	225
<i>Figura 157: Viga de madera simplemente apoyada..</i>	227
<i>Figura 158: Ejemplo de la unión de una viga continua de madera</i>	227
<i>Figura 159: Carga distribuída en viga longitudinal</i>	228
<i>Figura 160: Propuesta sistema de suspensión</i>	231
<i>Figura 161: Ejemplo de amarre de péndolas entre cable y viga transversal</i>	232
<i>Figura 162: Ejemplo de conexión superior</i>	233
<i>Figura 163: Ejemplo de conexión inferior</i>	233
<i>Figura 164: Área de sección útil de cables</i>	236
<i>Figura 165: Carga de tensión en las péndolas</i>	236
<i>Figura 166: Propuesta de anclaje</i>	241
<i>Figura 167: Ejemplos de anclaje</i>	242
<i>Figura 168: Carga de peso de anclaje y tensión en y</i>	243
<i>Figura 169: Dimensiones de anclaje (Sección 1)</i>	244
<i>Figura 170: Dimensiones de anclaje (Sección 2)</i>	244
<i>Figura 171: Dimensiones de viga principal</i>	248
<i>Figura 172: Carga viva sobre viga principal</i>	249

<i>Figura 173: Carga uniformemente distribuida</i>	250
<i>Figura 174: Dos cargas puntuales colocadas simétricamente</i>	250
<i>Figura 175: Separación de vigas principales</i>	252
<i>Figura 176: Propiedades de la sección del deck</i>	253
<i>Figura 177: Espaciamiento de vigas y angulo deck-cable</i>	255
<i>Figura 178: Carga crítica para flexión en el pilón.</i>	257
<i>Figura 179: Viga en voladizo-carga concentrada en cualquier punto</i>	258
<i>Figura 180: Planta</i>	260
<i>Figura 181: Armazón de vigas en planta.</i>	260
<i>Figura 182: Elevación</i>	261
<i>Figura 183: Sección transversal.</i>	261
<i>Figura 184: Conexión cable-poste en elevación</i>	262
<i>Figura 185: Conexión cable-poste en planta</i>	262
<i>Figura 186: Conexión cable-viga</i>	263
<i>Figura 187: Conexión viga principal-viga secundaria</i>	263
<i>Figura 188: Conexión poste-poste</i>	264
<i>Figura 189: Vista uno</i>	264
<i>Figura 190: Vista dos</i>	265
<i>Figura 191: Vista tres</i>	265
<i>Figura 192: Vista cuatro</i>	265
<i>Figura 193: Vista cinco</i>	266
<i>Figura 194: Vista seis</i>	266
<i>Figura 195: Vista de sección puente de emergencia de acero.</i>	267
<i>Figura 196: Vista de elevación de un puente de emergencia en acero</i>	267
<i>Figura 197: Vista de planta puente de emergencia de acero</i>	268
<i>Figura 198: Panel de acero</i>	269
<i>Figura 199: Viga secundaria A</i>	269
<i>Figura 200: Vigas secundarias B</i>	270
<i>Figura 201: Superficie de rodadura</i>	271
<i>Figura 202: Conexión entre paneles</i>	272
<i>Figura 203: Conexión entre vigas secundarias A y B</i>	273
<i>Figura 204: Conexión entre viga secundaria B y superficie de rodadura y conexión de bastón</i>	274
<i>Figura 205: Conexión entre vigas secundarias B</i>	274
<i>Figura 206: Vista frontal en software de estructuras</i>	275
<i>Figura 207: Vista lateral en software de estructuras</i>	276

<i>Figura 208: Vista en planta en software de estructuras</i>	276
<i>Figura 209: Vista en tercera dimensión en software de estructuras</i>	277
<i>Figura 210: Vista en tercera dimensión de la carga de la plancha</i>	278
<i>Figura 211: Vista en tercera dimensión de la carga viva del camión de AASHTO.</i>	279
<i>Figura 212: Vista lateral de esfuerzos en los paneles.</i>	281
<i>Figura 213: Diagrama de fuerzas axiales en los paneles</i>	281
<i>Figura 214: Diagrama de perfiles del panel</i>	282
<i>Figura 215: Vista de esfuerzos en tercera dimensión</i>	284
<i>Figura 216: Deflexión máxima por carga muerta y viva</i>	285
<i>Figura 217: Deflexión máxima por carga viva</i>	285
<i>Figura 218: Deflexión máxima por combinación de cargas en tercera dimensión</i>	286

RESUMEN

Este proyecto dará una introducción a lo que es la ingeniería de puentes de emergencia. Los puentes son estructuras importantes en la infraestructura vial debido a que tienen la función de dar paso a mercadería y personas. Este tema se debe estudiar desde diversos puntos de vista, incluyendo el tema geológico e hidrológico. Al estudiar los diferentes tipos de puente y las diferentes amenazas a las que cada uno está expuesto, se puede proponer la mejor opción para el diseño de un puente de emergencia.

Se llegó a cada una de las propuestas de diseño de puentes de emergencia con base en las necesidades y los recursos disponibles dentro del territorio nacional. Mantener el paso habilitado en la red vial del país es importante tanto para el comercio, como para el turismo. Se debe asegurar una atención inmediata a la emergencia, tanto desde el momento en que ocurre hasta el armado y construcción del puente de emergencia. En este proyecto se pretende estudiar la importancia de los puentes de emergencia en Guatemala y elaborar diversas propuestas de diseño para su eventual uso y aplicación, tomando en cuenta que el rango de luces a cubrir varía desde 7 hasta 93 metro.

I.INTRODUCCIÓN

Este trabajo trata de proponer soluciones o propuestas de diseño de puentes de emergencia para mitigar daños ocasionados por fenómenos naturales debido al cambio climático. Los puentes de emergencia han tenido muchas aplicaciones alrededor del mundo incluyendo habilitar el paso en hundimientos de carretera, remplazar un puente colapsado, etc. Se desea proponer distintas maneras de cubrir situaciones emergentes en la infraestructura vial mediante el diseño de varios tipos de puentes de emergencia. Se quiere utilizar recursos disponibles en Guatemala para proponer el diseño de los distintos tipos de puentes, pues si va a ser un puente de emergencia necesita tener los recursos y materiales disponibles lo más rápido posible. Este trabajo surge al observar la destrucción que causan los desastres naturales en el país, especialmente sobre la infraestructura vial, la cual se ve afectada en cada ocasión que la naturaleza se vuelve un riesgo. El trabajo es una recopilación de estudios sobre puentes en general, tipología de puentes de emergencia y su aplicación dentro del país. Asimismo, se introducirá en los distintos tipos de sistemas de puentes, ya que algunos son utilizados en los diseños de puentes de emergencia: atirantado y colgante, por ejemplo.

La falta de conocimiento y mantenimiento en puentes ha ocasionado una eventual vulnerabilidad en el país ante los desastres naturales. Aunque en este trabajo, uno de las propuestas incluya el sistema modular tipo Bailey debido a que es el más utilizado en Guatemala, no significa que es el único que pueda utilizar dentro del país, porque hay disponibilidad de otros materiales como la madera. En Guatemala, la tendencia se dirige hacia el robo de las piezas para otras aplicaciones, de esta manera el puente se debilita hasta el punto de colapsar. Si se quiere mover hacia una tendencia de puentes de emergencia en el país se debe también educar a las personas para evitar este tipo de accidentes. Otro de los problemas al utilizar un puente de emergencia es la falta de mantenimiento. En el territorio nacional, se tiende a construir una estructura y no brindarle mantenimiento. Un puente de emergencia también debe estar en constante mantenimiento durante su uso debido a que es una garantía para mantener la transitabilidad. En Guatemala, otro de los problemas que enfrentan los ingenieros y

constructores es el de las luces grandes. Se ha cubierto eficientemente en algunas emergencias recientes, pero se necesitan nuevas opciones o soluciones para este problema.

En Guatemala se han utilizado recientemente soluciones con puentes de emergencia que incluyen apoyos intermedios como lo fue la primera fase de construcción del paso en el puente San Francisco en Suchitepéquez. Asimismo se debe tomar en cuenta que si el río ya destruyó una vez los soportes de un puente, lo puede volver a hacer, por lo que hacer nuevos soportes intermedios debe considerar los criterios hidrogeológicos, los cuales muy rara vez son aplicados en Guatemala.

Este trabajo presenta varias soluciones para mantener transitables las vías. Un bache no corta la transitabilidad aunque la carretera esté en malas condiciones, pero con el colapso de un puente se interrumpe por completo la transitabilidad cortando la comunicación entre diferentes poblados y dejando en pausa al comercio y turismo dentro de Guatemala. Se presentarán varios diseños de puentes de emergencia, cada uno con sus propias ventajas como fácil transporte, peso liviano, armado y construcción rápida, materiales disponibles. Pero, al final, todos cumplen con el objetivo de mantener la transitabilidad en las vías y permitir el paso de vehículos y personas.

Una de las ventajas de aplicar los diseños que en este trabajo se proponen, es que cada uno presenta combinaciones de diseño de puentes y puentes de emergencia que ayudarán a mitigar daños y mantener el paso libre por cualquier carretera, ya que las propuestas incluyen distintas luces que se pueden cubrir. En este trabajo se tratará de hacer una síntesis de los conceptos básicos de los sistemas de puentes y puentes de emergencia para luego aplicarlos a las propuestas de diseño dentro del país las cuales se darán a conocer cumpliendo con las expectativas, requerimientos y demandas de miles de personas que ruegan por no quedar incomunicadas cuando se presenta un fenómeno natural.

II.OBJETIVOS

A. Generales

- Proponer bases teóricas para la implementación de construcción de puentes de emergencia con base en la realidad social, económica y constructiva del contexto de estudio.

B. Específicos

- Investigar integralmente los antecedentes históricos – tecnológicos de puentes desde el punto de vista constructivo, estético y funcional e implementarlo en las propuestas de diseño preliminar de puentes de emergencia.

- Investigar los distintos sistemas de puentes de emergencia desde un contexto global y local para saber las razones de su constante uso en Guatemala.

- Sintetizar los criterios de análisis y diseño estructural para puentes de emergencia.

- Proponer proyectos preliminares de diseño que consideren los aspectos fundamentales en el diseño de puentes de emergencia para su eventual uso y aplicación en Guatemala.

- Sintetizar los criterios de vulnerabilidad en puentes dentro del territorio de Guatemala y aplicarlos en el diseño de puentes de emergencia.

III.FUNDAMENTOS EN EL DISEÑO DE PUENTES

A. Diseño conceptual de puentes

La planeación y diseño de puentes es en parte un arte y por otra un compromiso. Es una manifestación de la creatividad de los diseñadores y demuestra su imaginación, innovación y exploración. La primera pregunta a hacerse es ¿qué tipo de diseño estructural de puente van a crear?

El diseñador debe primero visualizar e imaginar el puente. Para un diseñador, la seguridad y economía determinan el pensamiento. Pero el proceso de diseño incluye algunos otros factores como sistema del puente, materiales, dimensiones, cimientos, estética y el ambiente que rodeará al puente.

1. Diseño preliminar. El diseño de puente consiste en dos partes: la fase de diseño preliminar y la fase de diseño final. La primera fase consiste en el análisis de aplicaciones de antiguos y nuevos métodos para el diseño de puente.

La fase final consiste en tratar un proyecto nuevo en todos sus aspectos. Para planear el diseño de un puente es necesario primero visualizarlo y tener mucha imaginación. Esto es reflejado en la creatividad y en la experiencia del diseñador al comparar varios esquemas de puentes. En la fase preliminar, la primera parte consiste en la creación de esquemas de puentes. La segunda parte es revisar esquemas y plasmarlos en un dibujo. Luego de esto se examinan condiciones locales, altura, de la construcción, medio ambiente, etc. Al realizar varios esquemas se analizan y se escoge el más apropiado. Para escoger un esquema es necesario analizar el sistema estructural, dimensiones, material, viento y muchos más. El cálculo del diseño se realiza utilizando la mecánica estructural: determinación de cargas y sus efectos, peso total, análisis de esfuerzos. Sin embargo, en esta etapa solo es necesario explicar las características de las alternativas porque el peso no es calculado con precisión. El propósito de la fase preliminar es comparar varios esquemas de diseño revisando su aplicabilidad y economía, luego del análisis y dibujos se ajusta y se corrige.

a. **Consideraciones generales para el diseño de esquemas de puentes.** Este paso presenta dificultades a pesar de la tecnología. El propósito es cumplir con la máxima seguridad con el costo mínimo para proveer soluciones a algunos parámetros como comportamiento de la estructura, costos, seguridad, conveniencia, y estética.

También debe ser considerado, por ejemplo, el área debajo del puente que proveerá espacio para el cruce de un río, si es el caso. Al comparar alternativas se debe incluir factores locales tales como: geología, hidrología, sistema de barcos, normas de construcción, etc. y aplicar esto al escoger una solución estructural.

Hay que ser muy creativo para escoger alternativas pues deben satisfacer parámetros técnicos y económicos, y esto, no puede ser hecho por una computadora.

b. **Método básico de diseño preliminar.** El método de diseño preliminar es determinado por métodos empíricos. Utilizando modelos matemáticos, es posible expresar los índices de calidad de U de una estructura como función de sus parámetros x, y, z , etc.

$$U = u(x, y, z, \dots)$$

El problema es similar a encontrar el límite de una función. Este problema no se puede resolver utilizando matemática pura y tampoco puede ser expresado con funciones algebraicas.

Por ejemplo, si se exceden algunos límites, la luz de un puente de concreto deberá cambiar de un sistema de vigas a un sistema en arco. Debido a esto y a que la función U es desconocida se puede decir que el proceso de diseño preliminar está basado en creatividad e invención.

La experiencia ayuda en gran manera a tomar una decisión. Este método es llamado de aproximaciones sucesivas.

Aunque no haya una solución exacta debemos escoger, la que, en comparación con otras, sea la mejor solución científica.

c. **Escoger una alternativa final.** Por ejemplo, al escoger una estructura para la luz de un puente, se puede escoger una estructura que cumpla para todas o se puede poner una estructura diferente para cada parte de la cubierta.

Tabla 1: Diseño preliminar,

Etapas de diseño	Sistema de viga
Primera alternativa	Sistema de estructuras en tramos, viga para deck. Puente con tres tramos con vigas de concreto reforzadas con soportes grandes.
Segunda alternativa	Igual de dos tramos
Tercera alternativa	Igual de cuatro tramos
Comparación de alternativas	La tercera alternativa es la más atractiva (cuatro tramos), las otras queda eliminadas
Subalternativas de tercera alternativa	Cuatro tramos con dos vigas principales y soportes de dos columnas. Igual concreto pretensado. Aplicando marco de refuerzo soldado.
Comparación de alternativas	La tercera alternativa es más atractiva
Cuarta alternativa	Puente en arco en tres tramos y cuatro arcos separados y columnas sobre los arcos
Quinta alternativa	Igual con dos tramos
Sexta alternativa	Igual con cuatro tramos
Comparación de alternativas	La cuarta alternativa es la más atractiva
Subalternativas de cuarta alternativa	Con arcos delgados y muros sobre los arcos
Comparación de alternativas	La cuarta alternativa es la más atractiva

Fuente: Bridge Engineering Handbook (Cheen,2000)

2. Diseño final. La decisión final depende en los participantes que defienden sus puntos de vista. La construcción de puentes ha pasado por varias etapas: primitiva, industrial, arquitectónica e ingenieril. Para tomar una decisión final, se debe estudiar las tendencias actuales así como la evolución de puentes a lo largo del tiempo.

a. **Tendencias creativas.** El diseño de cada puente es un proceso de encontrar una solución para cada nuevo problema. Si no hay alguna solución, uno debe crear soluciones.

b. **Tendencias prácticas.** Esta tendencia dice que el puente debe satisfacer únicamente los factores de seguridad y economía y debe seguir el patrón de métodos industriales. Esta tendencia dice que las estructuras deben estar estandarizadas y que deben requerir muy bajo mantenimiento y no afectar el tráfico.

c. **Suposiciones básicas de diseño.** Los puentes deben ser efectivos y además ser estéticos para la vista. Algunos ejemplos de las razones para construir puentes: transporte, actividades, fiestas, fortalezas, para conmemorar eventos o héroes nacionales.

Ahora, los puentes son utilizados únicamente para transporte y su capacidad máxima debe ser calculada por seguridad. La estructura más efectiva de un puente es la que cumple con los requerimientos de transporte, seguridad, capacidad, facilidades extras y puede ser completada en un período razonable de tiempo. Los romanos no construyeron sus puentes para grandes vehículos sino más bien para que duraran y es por esto que proveyeron de grandes capacidades de paso y peso.

d. **Requerimientos básicos para el puente en diseño.** Es importante que el puente sea seguro, duradero y estable. El puente deberá cumplir con el costo racional de la estructura.

e. **Requerimientos estéticos.** Aparte de los requerimientos estructurales, técnicos y económicos, el puente debe enfrentar otras demandas. La estética es la primera. La belleza debe ser alcanzada en las buenas proporciones del puente y de sus partes separadas. Los de la tendencia racional creen que la estética del puente no es importante más que todo para puentes afuera de la ciudad. Los de la tendencia creativa creen que esto es más importante que la economía y tan importante

como la resistencia y capacidad de un puente. Incluso ahora, un puente es considerado estético cuando tiene un número par o simetría de soportes. Es imposible contradecir el criterio estético con los criterios técnicos y económicos.

f. **Requerimientos para investigación científica.** Este requiere que el puente contenga algún nuevo logro o invento debido a la investigación científica. Algunas veces, la innovación no es algo que sea propuesto, pero nace por la necesidad de cumplir con las demandas de economía y comercio.

g. **Parámetros básicos de un puente.** La calidad de una estructura es evaluada considerando criterios: técnicos, funcionales, económicos, de construcción. Por ejemplo, el lugar donde se encuentre un puente no depende de otros parámetros pero sí tiene un impacto en ellos.

Por ejemplo en un río, hay que considerar tanto la luz, para la construcción de la rodadura, como la profundidad del río, para la construcción de los cimientos. Para luces de 65 a 100 pies, se utiliza concreto reforzado con un sistema de vigas. Para 330 a 500 pies se prefiere puentes de acero. Para puentes de 650 a 800 pies, se utiliza acero. Para el proceso de diseño, los siguientes parámetros permanecen constantes: luces, sistema de luz, tipos de soportes.

h. **Sistema del puente.** Sistemas de vigas son usados para luces pequeñas y medianas, sistemas de arco son utilizados para grandes luces y sistemas colgantes es utilizado para luces más grandes. Para una luz de 130 pies, se recomienda un sistema de vigas, para luces entre 130 y 200 pies puede ser vigas o arco, para luces mayores se recomienda un sistema en arco.

i. **Tamaño del sistema separado.** Esto es de gran influencia para el costo de un puente. Por ejemplo, los cimientos de un puente en arco tienen un mayor costo que los de un puente de vigas, por este motivo, la luz de un puente en arco debe ser mucho mayor que un puente de vigas simples.

j. **Tipo de estructura para la cubierta.** Para la fabricación de la cubierta es recomendable utilizar proyectos típicos pues esto simplifica su construcción y representa un ahorro en dinero y tiempo. Pero esto no significa que vaya ser igual en cada proyecto porque algunas condiciones pueden variar.

k. **Tipo de soportes.** Columnas y soportes masivos. Los soportes masivos son utilizados cuando hay presencia de grandes cantidades de hielo flotante y en puentes tipo arco. Las columnas son utilizadas en puentes con pequeñas estructuras de vigas.

B. Filosofías de diseño de puentes

Como referencia de la filosofía de diseño se utilizan las especificaciones AASHTO y el método de diseño LRFD. Se toman en cuenta para las filosofías de diseño varios factores importantes como seguridad primeramente y luego tomar en cuenta métodos de construcción sencillos que se puedan realizar de bajo costo en campo y con un nivel de supervisión mínimo, una obra que necesite poco o nulo mantenimiento a lo largo de los años para las cargas calculadas y estimadas previamente con el uso de estadísticas para realizar finalmente un buen análisis como un conjunto.

1. **Filosofía de estados límites.** En el caso de diseñar una estructura se hace con ciertos lineamientos y requerimientos que esta debe cumplir, incluyendo resistencia a las cargas y cierta durabilidad.

Actualmente las especificaciones de diseño crean estados limite que es el punto donde los elementos ya sobrepasan dichos requerimientos y ya no cumple su servicio. Estos estados límites están creados por combinaciones de carga que puedan afectar al elemento como los cuatro tipos que se muestran a continuación según las especificaciones LRFD. (Chen, 1999)

Estado límite de servicio: restringe el esfuerzo, la deformación y las grietas durante servicio regular, permitiendo que el puente se comporte adecuadamente durante su vida de diseño.

Estado límite de fatiga y fractura: éste restringe los esfuerzos aplicados a de forma repetitiva para limitar el crecimiento de las grietas para prevenir que los elementos se fracturen.

Estado límite de fuerzas aplicadas: toma en cuenta las cargas significativas que pueden dañar la estructura teniendo en mente que exista cierta estabilidad y mantenga su integridad estructural para servir.

Estado límite de sobrecarga eventual: en el caso de eventos que suceden cada 500 años o no son muy recurrentes como un terremoto, que sea chocado por algún vehículo o bote como también la posibilidad de una inundación que afecte sus pilas y cimientos. Estos eventos se estiman que suceden una vez en toda la vida útil del puente por lo que se toman los casos por separado.

2. Filosofía de seguridad. Existen dos filosofías de diseño utilizadas en el caso de la construcción, comenzando con la ASD, que es diseño con esfuerzos admisibles y el LRFD que es diseño de cargas y resistencias factoradas como se verá más adelante.

a. Diseño con esfuerzos admisibles (ASD). Esta filosofía de diseño con seguridad toma en cuenta datos y nos indica que con fijar ciertos factores se puede diseñar por ejemplo un puente que cumpla con su servicio.

Se utiliza en este caso la experiencia y el análisis crítico para indicar cuales son los esfuerzos admisibles de los elementos. Por ejemplo, es necesario, observar las combinaciones de carga que son mas susceptibles y cuales serán mas frecuentes. En el caso de cargas de viento extremas, dilataciones por temperaturas extremas y terremotos no suceden a diario, mientras que la aplicación de cargas muertas. Por lo tanto, con este tipo de variaciones se crea una discrepancia en cuanto a diseño por lo que se puede mencionar que el otro sistema (LRFD) de diseño puede ser más exacto y reflejar mejor un diseño teórico de una estructura.

b. Diseño con resistencias y cargas factoradas (LRFD). Como primer punto se debe aclarar que este sistema hace una diferencia entre las cargas vivas y las cargas muertas.

Por un lado las cargas muertas se conocen con detalle, por lo que la variación de estas es mínima, mientras que las cargas vivas varían constantemente permitiendo al diseñador una estimación de lo que en realidad es, por lo que se utilizan distintos factores para estos casos. De igual forma, es necesario tomar en cuenta que existe una diferencia entre las cargas factoradas y las resistencias del elemento factoradas por lo que se toman en consideración el caso mas crítico de estos. En los dos casos se utilizan los estudios de probabilidad de las cargas para puentes ya existentes como también es importante tomar

en consideración que los puentes son de gran importancia para las redes viales y estos no pueden fallar constantemente debido a que hay vidas en riesgo e intereses económicos, ya sean de la construcción o de alguna industria que necesite de la comunicación.

3. Objetivos al diseñar. Al comenzar a diseñar es necesario tomar en cuenta la seguridad, calidad de servicio como también la factibilidad y fácil construcción del proyecto.

Tomamos seguridad como el primer objetivo de diseño debido a que como ingenieros tenemos que tener en mente la seguridad pública. Los otros objetivos de diseño son de mucha importancia, como por ejemplo el costo de la obra, costos de mantenimiento y costos estéticos, pero siguen siendo principalmente importante la seguridad de los usuarios. En algunos casos al realizar estudios de cargas admisibles o esfuerzos resistentes es necesario utilizar un factor de seguridad para que se tome en cuenta un mejor elemento y optimizar el diseño a la vez.

Es claro que en el momento de diseñar de forma segura con ASD no se toman en cuenta todos los lineamientos que se hacen en el diseño por LRFD como por ejemplo factores de medio ambiente y la función que tendrá la obra para un grupo de personas.

Con esos objetivos en mente se debe diseñar una estructura que resista en sus uniones y en su totalidad para las combinaciones de cargas calculadas. Debe ser una estructura que pueda demostrar cuando se esta esforzando demasiado con sus deformaciones pero que estas no sean demasiado grandes para hacer a la estructura fallar o al usuario incomodo por lo que tienen que ser deformaciones inelásticas. Por el otro lado se tienen los elementos redundantes, que en caso de emergencia pueden servir para soportar las cargas de algunos elementos que se perdieron o que fueron golpeados. Finalmente, la importancia de operación de un puente o una estructura es importante tomarlo en cuenta al diseñar, pero no directamente relacionado a la estructura si no que al uso que se le puede dar a la misma. Dependiendo de la importancia de los distintos puentes, se tienen factores que los clasifican, los menos importantes son aquellos que tienen algún otro que los sustituya, otros que son importantes, pero que no son indispensables y finalmente aquellos que son extremadamente necesarios. Como se

mencionaba anteriormente, existe una ecuación de suficiencia para el diseño de estructuras tomando en cuenta el efecto que una carga tendrá sobre la misma.

Para las especificaciones LRFD es como sigue:

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

donde,

η_i = *modificador_de_carga*

y_i = *factor_de_carga*

Q_i = *efecto_de_fuerza_nominal*

ϕ = *factor_de_resistencia*

R_n = *resistencia_nominal*

R_r = *resistencia_factorada*

Para ASD como sigue:

$$\sum Q_i \leq R_E / FS$$

Q_i = *carga*

R_E = *resistencia_Elastica*

FS = *factor_de_seguridad*

Estas ecuaciones de suficiencia demuestran que en el caso del LRFD se toman en cuenta más factores que en el ASD, pero teniendo esto en mente no indica que el ASD es de menor calidad, simplemente es prudente y cumple con lineamientos básicos.

Por el otro lado, el LRFD toma en cuenta más aspectos lo que permite que esta forma de diseño sea más representativa del mundo y las interacciones de éste con la estructura como tal.

a. **Combinaciones de carga.** En el caso de las combinaciones de carga, para ASD se utilizan las cargas según estas especificaciones de diseño. Por el otro lado en el caso de las especificaciones LRFD es necesario conocer los estados limites antes mencionados.

$$\Sigma Q_i \leq R_E / FS$$

Q_i = carga

R_E = resistencia _Elastica

FS = factor _de _seguridad

Para este caso, los estados límites y las combinaciones de carga se toman en cuenta como sigue:

Tabla 2: Combinación de carga y estados limites

Strength I	Uso vehicular normal con combinaciones de carga sin viento.
Strength II	Combinación de carga para vehículos especiales sin viento, se asume una carga donde todos los carriles del puente se encuentran ocupados.
Strength III	Combinación de Carga donde la velocidad del viento es la máxima por lo tanto se deben de limitar las cargas vivas sobre la estructura.
Strength IV	Para puentes de luces grandes se debe tomar en consideración que hay una relación entre cargas muestras y cargas vivas muy alta por lo que esta combinación excede las demás.
Strenght V	Uso vehicular normal con vientos hasta de 90km/h
Extreme Event I	Combinaciones relacionadas con temblores o terremotos. Se desprecia o considera mínima la carga viva en el momento de un terremoto.
Extreme Event II	Combinación de carga con muy poca carga viva y un problema con hielo, un barco colisionando o impacto.

Continuación Tabla #2	
Service II	Combinación que previene la fluencia de la estructuras de acero. Combinación en el caso de una carga mayor para estructuras de acero.
Service III	Combinación de carga para concreto pre-tensado en las estructuras para evitar que existan fisuras que no deban de presentarse.
Fatigue	En el caso de fatiga y fracturas con cargas dinámicas por las fuerzas gravitacionales. Tomando en cuenta camiones cargados y cada cuanto estos puedan utilizar dicho puente.

Fuente: (Chen,1999)

Tabla 3: Factores de carga para cargas permanentes

Factores de Carga para Cargas Permanentes (LRFD)		
Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Juntas	1.25	0.90
DD: Hacia Abajo	1.80	0.45
DW: Superficies desgastadas	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de Tierra		
Activo	1.50	0.90
Descanso	1.35	0.90
EV: Presión Vertical de Tierra		
Estabilidad	1.35	N/A
Retención de Estructura	1.35	1.00
Estructura Rígida	1.30	0.90
Marco Rígido	1.35	0.90
Estructura Flexible	1.95	0.90
Cajón de Metal Flexible	1.50	0.90
ES: Recargo de Tierra	1.50	0.75

Fuente: (Cheen, 1999)

4. Funcionalidad de la estructura. La funcionalidad de una estructura es de mucha importancia ya que se debe tomar en cuenta la durabilidad, el mantenimiento y futuras ampliaciones.

En el caso de la construcción de estos elementos se deben de seguir ciertos lineamientos de calidad para mantener la seguridad de los usuarios. Se debe tener en mente que se estén utilizando los materiales adecuados en cada parte de una estructura ya que si estará en contacto con el agua alguna de las pilas del puente es de mucha importancia que este sea recubierto. De esta forma se pueden evitar altas cuentas de mantenimiento y alargar la durabilidad de la estructura. También es importante mencionar que entre la idea del mantenimiento hay que tomar en cuenta luego de estudios de tráfico y estadísticas de años anteriores crear una estructura que sea resistente para su servicio ya que no es posible tener una grave deterioración precoz de la estructura si es una inversión de una alta magnitud que no se repite constantemente.

5. Diseño para la construcción. Las especificaciones de diseño ahora incluyen la factibilidad de construcción de la estructura. Al momento de diseñar se debe tomar en cuenta una estructura que se pueda construir fácilmente en el lugar de la obra y que no sean necesario el alquiler o el uso de máquinas muy especializadas o de grandes magnitudes.

Por el otro lado, el método de construcción debe ser incluido entre el diseño para servir de guía al constructor si éste lo desea, como también métodos de seguridad temporales cuando la estructura se está armando con el fin de evitar accidentes.

C. Cargas en puentes y su integración

Los puentes se diseñan tomando en cuenta un sin número de factores, pero son las cargas a las cuales estará expuesto el puente, las que determinan muchos de los parámetros en el diseño de este tipo de estructura. Las cargas están descritas en las especificaciones de la AASHTO con filosofía de diseño LRFD. Al diseñar un puente no se puede generalizar en las cargas porque el elemento a diseñar no siempre estará expuesto a la misma carga. Es en esta parte donde la combinaciones de cargas toman importancia debido a que en algunos puentes las cargas críticas podrían ser la carga

sísmica o bien la carga de viento. Y en otros las cargas vehiculares sería la de más importancia.

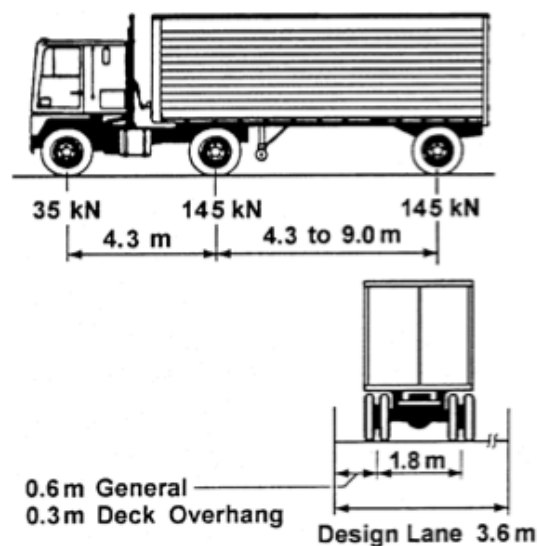
1. **Tipos de cargas.** La cargas que interactúan en un puente pueden clasificarse en: cargas permanentes o muerta y cargas vivas.

a. **Cargas permanentes o muertas.** Estas cargas son todas aquellas que al momento de diseñar son consideradas como elementos fijos que provocaran cargas que no estarán expuestas a movimiento. Entre estas podemos mencionar el peso de la estructura misma, ductos, señales de tránsito, y cualquier otro elementos permanente por demanda del ingeniero o propietario.

b. **Cargas vivas.** Los parámetros para el manejo de las cargas vivas de un puente se mantienen en constante cambio, debido a que al pasar de los años se desarrollan nuevos vehículos y por lo regular los vehículos se vuelven más pesados.

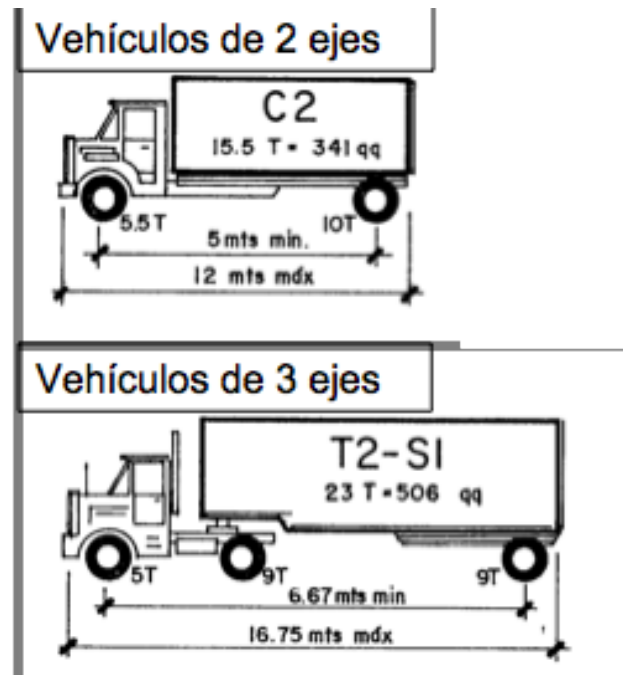
La última renovación se realizó en 1993 ya que se necesitaba aumentar el nivel de seguridad en el diseño. Para esto la AASHTOO creó la especificación "Highway Load 93". La cual consiste en una combinación normal de diseño de camiones y diseño de carriles por los cuales los vehículos transitaran.

Figura 1: Camión de Diseño AASHTO-LRFD,



Fuente: (American Association of State and Highway and Transportation Officials.)

Figura 2: Pesos y dimensiones máximas de CAMINOS.



Fuente: (Acuerdo Gubernativo 1094-92)

En el diseño también se toman en cuenta los Tándem, el criterio que utiliza la AASHTO consta de dos ejes de 110 kN espaciados a 1.2m y después una carga lineal de 9.3 N / mm que emula una caravana de camiones.

A nivel nacional la institución que se encarga de regir los vehículos de diseño es CAMINOS, siempre tomando referencia de publicaciones de la AASHTO. Pero los camiones fueron clasificados de diferente manera. Caminos utiliza camiones de diseño equivalentes a los que la norma HL93 proporciona. Camiones de 2 ejes el equivalente sería el camión C2 (ver Figura 2) ya que este transmite más carga en cada rueda.

c. **Las cargas de fatiga.** La carga de fatiga, en las especificaciones LRFD consiste en un camión de diseño con una distancia entre ejes de 9m.

La carga es colocada en esta posición para que de esta manera se produzca efectos extremos de vigor. Esta es la única información necesaria para hacer el análisis de fatiga ya que la frecuencia de la carga de fatiga de un solo carril se determinará multiplicando el promedio de tráfico de camiones a diario por un factor P siendo P 1 en el caso de que se

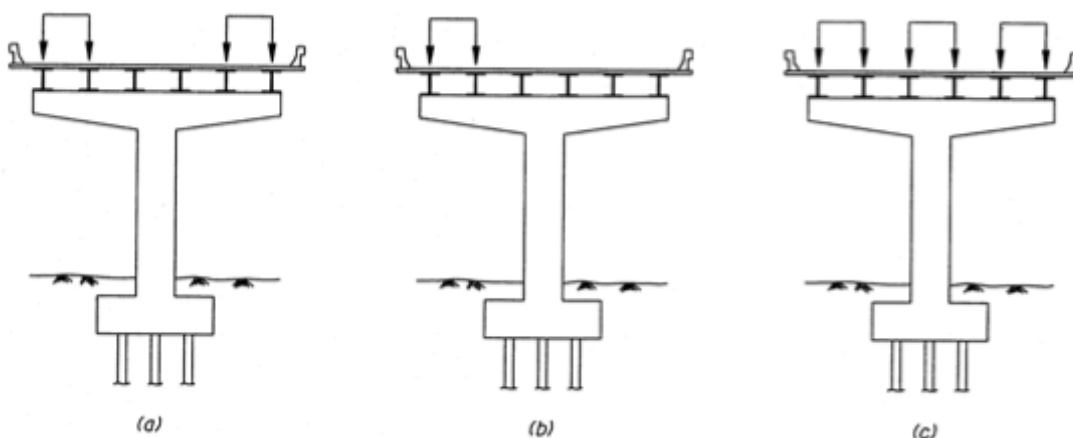
esté analizando solamente un carril, 0.85 si se están analizando dos carriles y .0.80 para tres.

d. **Cargas para el diseño de la superestructura.** Las cargas de los vehículos deben ser transmitida hacia la superestructura. Como superestructura se puede considerar la rodadura y las vigas que son elementos estructurales los cuales tomaran la carga y la transmitirán hacia la subestructura. Entre los métodos de distribución de carga podemos encontrar el métodos de “Cuadros de Distribución” y el método de “Regla de Palanca”. Se debe agregar que estos métodos son aproximados.

La regla de la palanca considera la losa entre dos vigas que sean simplemente apoyadas. La reacción se determina mediante la suma de las reacciones de las losas a ambos lados de la viga que se esté analizando. Pero para el diseño de puentes se tiene que utilizar un análisis de cargas más fino.

e. **Cargas para el diseño de la subestructura.** Subestructura son todos los elementos que transmitirán la carga al suelo firme como por ejemplo: los pilotes, zapatas, muros de muelle, anclajes, etc. Estos componentes se diseñan mediante la colocación de una o más cargas vivas del vehículo de diseño. Estas cargas puede tener diferentes configuraciones como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3: Configuración de cargas para la Subestructura.



Fuente: (Cheen,1999)

El diseño de los elementos verticales de la subestructura necesita un análisis más fino con las cargas horizontales. Una de estas cargas es la que ocasionan los vehículos al momento de frenado. Esta fuerza es determinada al multiplicar el peso del camión de diseño por un factor C el cual es calculado de la siguiente manera:

$$C = \frac{4v^2}{3gR}$$

Siendo v la velocidad de diseño del tramo del puente, g es la gravedad y R es el radio de la curva si existiere.

f. Otras cargas. Entre las cargas vivas que actúan en un puente también se puede mencionar la carga peatonal y de bicicletas aunque en puentes de grandes luces esta estimación de carga se hace únicamente para los peatones encargados del mantenimiento del puente. La temperatura es una variable que se debe controlar en el diseño de puentes ya que se desarrollan dilataciones las cuales al no ser controladas en el diseño puede producir aumento en los momentos que sufre una estructura. Es debido a esto que las juntas siempre se diseñan de manera que no se originen estos esfuerzos internos. Existen otras cargas como lo son las de viento las cuales al momento de diseñar se pueden convertir en un variable crítica para la estructura. La importancia del viento en la estructura depende de la posición geográfica en la que se va a desarrollar el proyecto. En puentes de luces grandes a la variable del viento se le debe aplicar un análisis más exhaustivo ya que este puede afectar la frecuencia de oscilación de la estructura provocando movimientos relativamente grandes sobre la estructura y provocar el colapso de la misma.

D. Teoría estructural.

1. Ecuaciones básicas. En general, para resolver un problema de mecánica de sólidos hay que satisfacer las ecuaciones de equilibrio (estáticas y dinámicas), condiciones de compatibilidad entre deformaciones y desplazamientos y la relación esfuerzo-desplazamiento o ley constitutiva de material. Naturalmente las condiciones iniciales del problema y las condiciones límite de fuerzas y desplazamientos están incluidas.

2. Ecuaciones de equilibrio

a. **Equilibrio interno.** Si con el tiempo no varían las deformaciones, el campo de tensiones dado por el tensor tensión representa un estado de equilibrio con las fuerzas de volumen en todo punto del sólido y resulta en que el campo de tensiones satisface las condiciones de equilibrio.

b. **Equilibrio en el contorno.** Además del equilibrio interno también se debe cumplir con las condiciones de contorno, sobre la superficie del sólido, que relacionan el vector normal a la misma n con las fuerzas por unidad de superficie que actúan en el mismo punto de la superficie f .

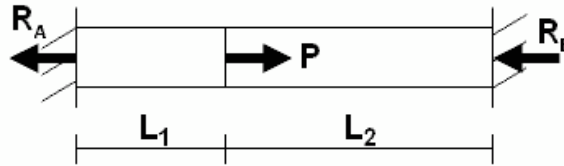
3. **Principio del trabajo virtual.** El principio de trabajo virtual es un método utilizado en resistencia de materiales y en análisis estructural, en general, para obtener por medio de cálculos los desplazamientos reales de las estructuras, ya sean determinadas o indeterminadas, y también para calcular incógnitas en estructuras indeterminadas que no se pueden calcular mediante las ecuaciones de equilibrio.

Se “remueve” una componente de un apoyo en una parte del problema y se reemplaza por una fuerza unitaria en la segunda parte del problema.

Por lo que la ecuación del desplazamiento es la integral entre dos puntos de interés de la ecuación de los momentos del apoyo removido y la ecuación de los momentos de la fuerza unitaria.

4. **Ecuaciones de compatibilidad.** Son un conjunto de ecuaciones adicionales a un problema mecánico de equilibrio las cuales, al utilizarlas, nos aseguran que la solución va a ser compatible con las condiciones de contorno para poder asegurar la integración del campo de deformaciones.

Tomemos por ejemplo la siguiente figura. El extremo A y el extremo B se encuentran empotrados, por lo que no importa que fuerza se le aplique ni donde se le aplique, estos apoyos no tendrán desplazamiento ni deformación alguna.



Ahora analicemos la carga P localizada a L_1 . Esta carga ocasionará que la parte del elemento estructural localizado a lo largo de L_2 se comprima y el localizado a lo largo de L_1 se tense (obviamente los dos deformándose en el punto en el que se le aplica la fuerza P). Debido a que en los empotramientos no existen deformaciones, estas no ocurren aquí sino en el lugar donde la fuerza P se aplica.

5. Ecuaciones constitutivas. Las ecuaciones constitutivas son relaciones entre variables termodinámicas o mecánicas en un sistema físico. En la mecánica de sólidos estas ecuaciones relacionan las fuerzas con las deformaciones. Para un material elástico lineal se utiliza la ley de Hooke.

6. Ley de Hooke. Esta ley nos dice que la deformación unitaria de un material es directamente proporcional a la fuerza que se le está aplicando F .

7. Método de las rigideces. Este método nos relaciona las fuerzas con la rigidez del elemento y su respectivo desplazamiento. Sabiendo las fuerzas externas aplicadas en los nodos de la estructura y la rigidez del elemento podemos llegar a obtener los desplazamientos individuales de cada elemento y las reacciones de la estructura en general. Se da por medio de:

8. Subestructuras y simetría. Para estructuras complejas o demasiado grandes que requieran resolver una gran cantidad de ecuaciones se pueden tomar en cuenta dos factores los cuales pueden disminuir de gran forma el tiempo empleado en resolver el problema.

El empleo de cierto número de subestructuras sustituyendo a una gran estructura es una práctica muy eficiente, así como también hacer el uso de la simetría de la estructura (si esta la tuviera) para disminuir hasta en un 50% el tiempo empleado en resolver el problema.

IV. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN PARA Puentes

A. Concreto reforzado

1. **Concreto.** El concreto como material de construcción tiene una gran ventaja, ya que el cemento, los agregados finos y gruesos y el agua la encontramos en casi todos los lugares del mundo por lo que es un material al que una gran mayoría tiene acceso. El concreto alcanza su resistencia a compresión máxima a los 28 días de fraguado por lo que es necesario tiempo para la construcción de las estructuras de dicho material. El concreto tiene la gran ventaja de tener altos niveles de resistencia a compresión. Debido a las diferentes características posibles del concreto, se debe de especificar en planos y especificaciones de los puentes cuales son las características deseadas según las siguientes clases.

Tabla 4: Tipos de concreto

Class	Características
Class A	Concreto para todos los elementos estructurales especialmente para aquellos expuestos a agua salada
Class B	Concreto para realizar zapatas, pedestales, muros de gravedad y también pilas de gran tamaño
Class C	Concreto para secciones menores a 100mm de espesor utilizado como relleno de estructuras
Class P	Concreto con resistencias requeridas mayores a 28 MPa

Fuente: (Cheen,1999)

Tabla 5: Característica de las mezclas de concreto

Class of Concrete	Minimum Cement Content (kg/m ³)	Maximum Water-Cement Ratio (kg/kg)	Air Content Range, %	Aggregate per AASHTO M43 (square size of openings, mm)	28-day Compressive Strength, f'_c MPa
A	362	0.49	—	25 to 4.75	28
A(AE)	362	0.45	6.0 ± 1.5	25 to 4.75	28
B	307	0.58	—	50 to 4.75	17
B(AE)	307	0.55	5.0 ± 1.5	50 to 4.75	17
C	390	0.49	—	12.5 to 4.75	28
C(AE)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 to 4.75	28
P	334	0.49	As specified elsewhere	25 to 4.75 or 19 to 4.75	As specified elsewhere
S	390	0.58	—	25 to 4.75	—
Low-density	334	As specified in the contract documents			

Fuente: (Chen,1999)

Por el otro lado, la resistencia a tensión del concreto es baja en relación a la de compresión. Realizar pruebas a tensión del concreto es extremadamente complicado, ya que es muy complicado crear estas fuerzas sobre una pieza sin que existan fuerzas secundarias sobre la misma. Debido que la resistencia a tensión de dicho material es bajo, en muchos casos se ignora su resistencia a tensión por completo para el diseño de una estructura en concreto reforzado.

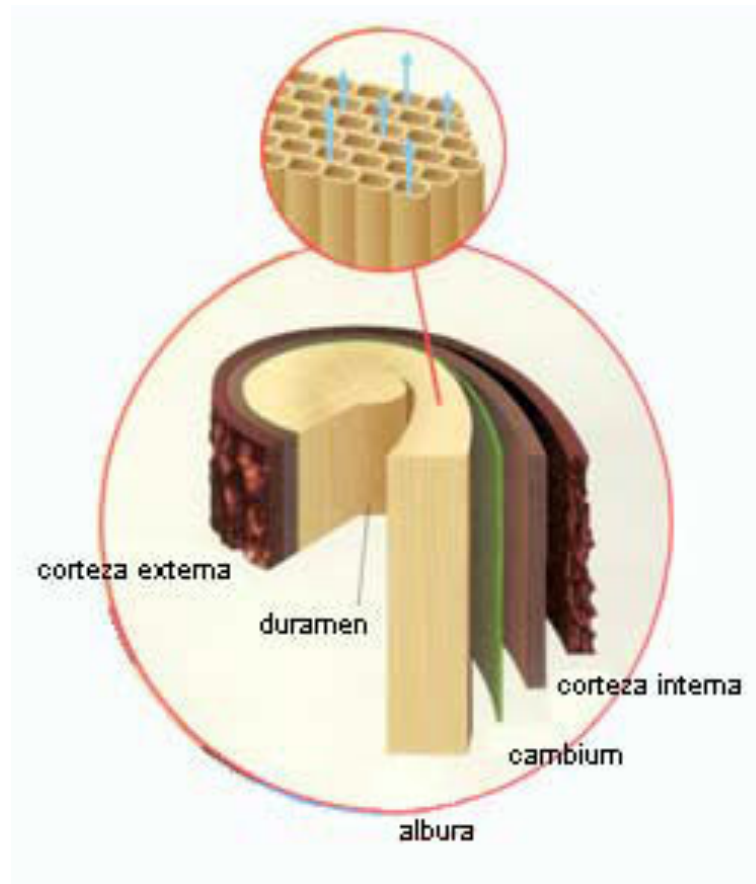
B. La madera como material de construcción.

La madera es el producto principal obtenido de los troncos de los árboles. Ésta posee propiedades peculiares que la han convertido en un material muy utilizado en la construcción. La madera es un material que posee una estructural anisotrópica lo que significa la resistencia está ligada a la orientación de las fibras que la componen debido a esto al momento de definir sus propiedades mecánicas se debe distinguir si esta propiedad es paralela o perpendicular a las fibras. Las resistencias y módulos de elasticidad en la dirección paralela a la fibra son mucho más elevados a las propiedades y resistencias perpendiculares a las fibras.

La madera de construcción debe ser diferenciada de la madera para carpintería, la madera utilizada en la construcción es aquella destinada a la fabricación de elementos

estructurales como vigas y columnas. Esta madera debe ser de árboles de rápido crecimiento, económica de producir y no necesariamente de alta calidad por lo que, la tendencia actual es hacia la utilización de coníferas para la producción de producto de madera laminada.

Figura 4: Fibras de la madera.



Fuente: (AITIM,2010)

1. Propiedades mecánicas y de resistencia de la madera

a. Propiedades de resistencia. La configuración interna de la madera la hace diferente a cualquier otro material. Se pueden tener dos muestras con las mismas dimensiones del mismo tipo de madera. Y al realizarle pruebas se puede determinar que no tienen la misma resistencia. Esto se debe a que la estructura molecular de cada árbol es diferente.

b. Módulo de elasticidad. La constante elástica más importante en el diseño de un elemento, es el módulo de elasticidad. Esta constante es afectada directamente por el contenido de humedad que contenga la madera. Por lo general la madera tiene su mayor módulo de elasticidad cuando ésta tiene un humedad entre 15% y 19%. El módulo de elasticidad paralelo a la fibra puede estar en el rango de 7000 a 12000 N/mm² dependiendo de la calidad, tipo y humedad.

c. Tracción paralela a la fibra. La resistencia de tracción en dirección paralela a la fibra es relativamente elevada. Este valor de resistencia como todos los demás depende mucho del tipo de madera que se esté evaluando y la humedad con la que encuentra en ese momento. Esta es una propiedad muy importante a tomar en cuenta en miembro como los son tensores y armaduras.

d. Tensión perpendicular a la fibra. Su resistencia a la tensión perpendicular a la fibra es muy baja (del orden de 30 a 70 veces menos que en la dirección paralela). Su valor característico es de 0,3 a 0,4 N/mm².

e. Compresión perpendicular y paralela a la fibra. Cuando el esfuerzo se aplica paralelo a la dirección de las fibras, se puede considerar que está en el orden de 16 a 23N/mm², dependiendo del tipo de madera. Este no es el único factor que se debe tener en cuenta al momento de diseñar un elemento a compresión como en el caso de una columna. Ya que está limitado por el pandeo el cual está relacionado con el modulo de elasticidad.

Cuando la dirección de la fuerza es perpendicular el esfuerzo de resistencia compresión es muy inferior al paralelo. Sus valores están entre 4.3 y 5.7 N/mm². Este tipo de esfuerzo se da en los apoyos de las vigas y uniones. Se debe chequear que sea suficiente para transmitir la reacción.

2. Madera como material de construcción en Guatemala.

La madera en los últimos años se ha vuelto una opción mas frecuente en el mercado de la construcción en Guatemala. Utilizado principalmente en la fabricación de elementos como lo son casa, decks, techos y pérgolas. A continuación un listado de las principales empresas que se encargan de comercializar la madera como material de construcción.

Tabla 5: Empresas de comercializan la madera como material de construcción

ECOMADERA
20 Calle. 19-75 zona 10
www.ecomadera.com
Impregnación, fabricación. De muebles, casas
IMPREGSA
Impregnadores de Madera de Guatemala, S.A.
Avenida Reforma 3-48 zona 9 Edificio Anel Of. 108
www.impregsa.com
Actividad Industrial: Impregnación química de madera por el sistema de vació-presión / Preservante que utiliza: CCA-C 72% OSMOSE K-33 O WOLMAN (Óxidos puros de cobre, cromo y Arsénico) / Productos: 1. Postes de madera de pino tratado para electrificación, correos, teléfonos y para cercos, 2. Cruceros para postes de diferentes medidas, 3. Protectores para bajadas de cable. 4. Madera aserrada de cualquier medida, 5. durmientes para vías de ferrocarril.
LIGNUM, S.A.
www.lignum.com.gt
Grupo empresarial dedicado a la industria de productos forestales: madera para estructuras, perfiles para forros interiores y exteriores, pisos, postes para estructuras y telecomunicaciones, tableros de madera sólida para uso de interiores y muebles, casas prefabricadas, celosías y muebles de exterior, tintes e impermeabilizantes, servicios de construcción de proyectos de madera
Pino de manejo sostenible impregnado con CCA

Fuente (GFG,2010)

C. Madera laminada

El American Institute Timber Construction define a la madera laminada como un material de ingeniería formado por un conjunto de laminas de madera debidamente seleccionadas, unidas con algún tipo de adhesivo por medio de sus extremos y caras, de modo que las fibras queden paralelas al eje del elemento. La madera laminada ha sido utilizada satisfactoriamente en Europa y Estados Unidos como un material estructural desde principios de siglo XX . Los miembros de madera laminada pueden ser construidos en una variedad infinita de tamaños y formas (si se cuenta con las herramientas y equipo). Este concepto es relativamente moderno con el cual la madera se ha convertido en un verdadero producto de ingeniería, compitiendo con el concreto y el acero.

Cualquiera que sea su propósito estructural o el motivo arquitectónico, la madera laminada proporciona belleza, resistencia a los proyectos en el cual se utiliza.

Figura 5: Concepto de madera laminada

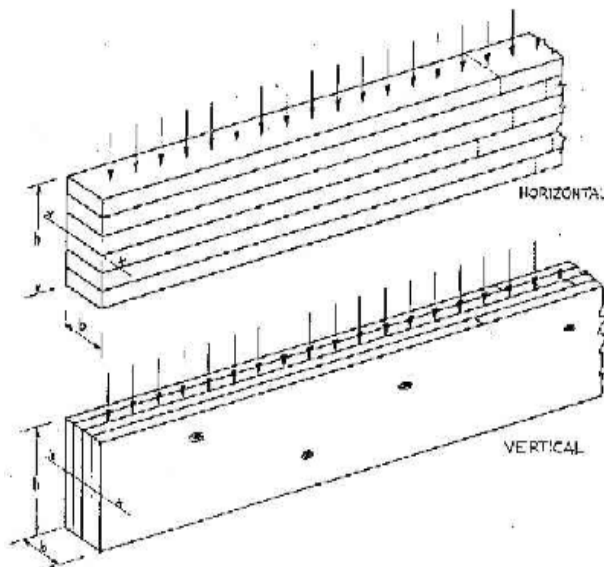
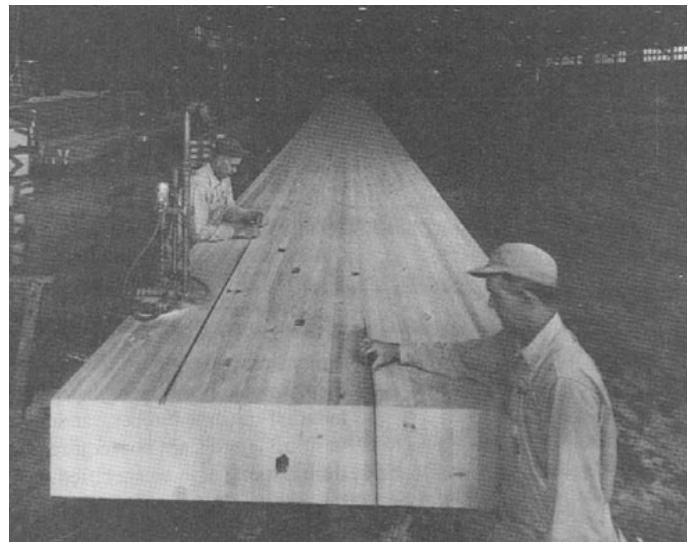


Figura 6: Versatilidad de la madera laminada 103 pies de longitud y 71.5 pulgadas de espesor



Fuente: (Ortiz,2008)

1. Criterios de producción de secciones de madera laminada. La madera laminada puede ser fabricada de maderas suaves o de maderas duras. Esto va a depender de grado de resistencia requerido. En Estados Unidos la producción de secciones de madera laminada está normada por AITC la cual proporciona los parámetros para la producción de madera laminada.

AITC especifica que el contenido de humedad de las laminada que se van a utilizar no debe exceder el 16%. Otro parámetro normado es la limitación del espesor nominal máximo de las laminaciones debe ser 2 pulgadas. Con secciones curvas se utiliza generalmente espesores nominales de 1 pulgada.

a. Dimensiones estandarizadas de perfiles de madera laminada.

La fabricación de elementos de madera laminada es más eficiente y económica cuando se utilizan laminaciones con dimensiones comerciales. Es por esto que las dimensiones resultantes de los elementos laminados está en función de las dimensiones de las laminas cepilladas. Como por ejemplo si se fabrica un elemento de pino su laminaciones son de 2 pulgadas de espesor nominal, pero cepillada obtenemos una lamina de 1 3/8 pulgadas de espesor.

Tabla 7: Perfiles Standard normados por AITC

No. de laminaciones	Peralte neto de perfil laminado (pulg.)		
	Usando 1pulg. Espesor neto 3/4 pulg.	Usando perfiles 2 pulg.	
		Pino	Otras maderas suaves
4	3	5-1/2	6
5	3-3/4	6-7/8	7-1/2
6	4-1/2	8-1/4	9

Fuente (AITC TimberConstructionStandards 2010)

Donde n = numero de laminaciones

Tabla 8: Anchos Standard normados por AITC

Ancho comercial de perfiles						
Pino (pulg.)	2- 1/8	3 o 3- 1/8	5 o 5- 1/8	6- 3/4	8-1/2	10-1/2
Otras especies de madera suave (pulg.)	2- 1/8 6- 3/4 8- 3/4 10- 3/4	3-1/8	5-1/8	6- 3/4	8-3/4	10-3/4

Fuente (AITC Construction Standard 2010)

El ancho máximo usualmente comercializado es de 12 pulg. para obtener miembros de anchos mayores se elaboran empalmes. Las tolerancias permitidas en la dimensiones del el producto final están normadas por AITC y son las siguientes:

Tabla 9: Tolerancias

TOLERANCIA	
ANCHO	± 1/16 pulg.
Peralte	+1/8 pulg. y -3/16 pulg. esto por cada pies de peralte
Largo	±1/16 por cada 20 pies

Fuente (AITC constructionstandard)

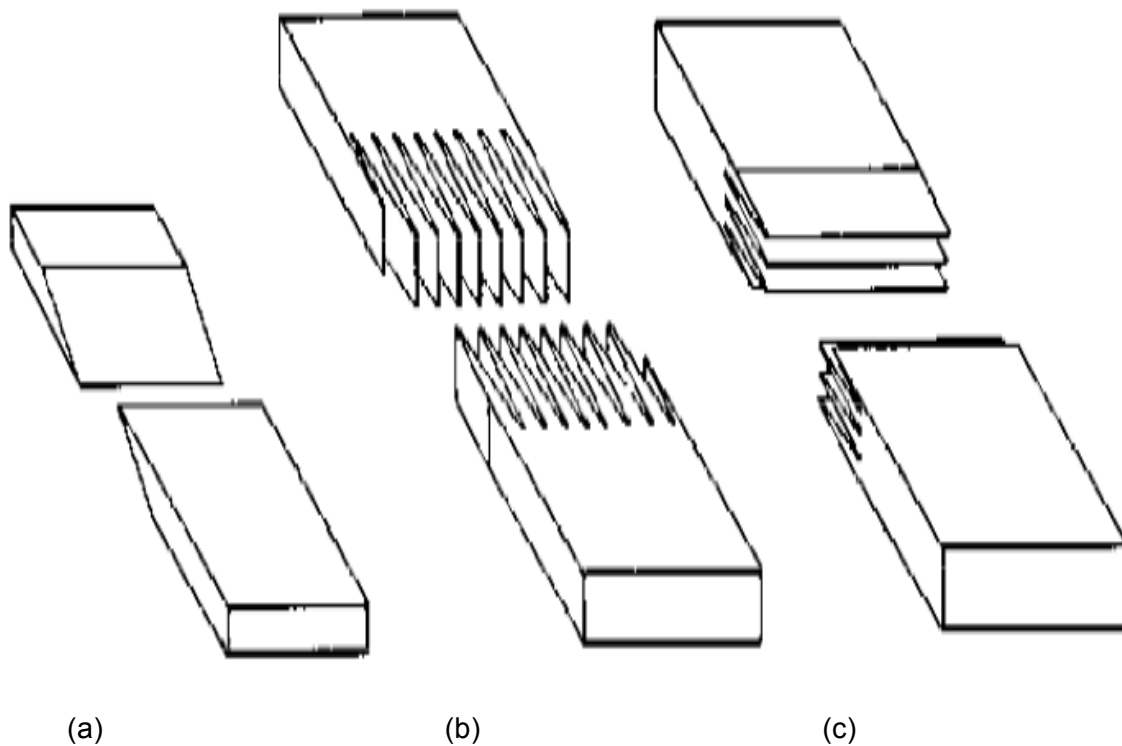
b. Adhesivo. Como se mencionó anteriormente las laminas de madera son unidas con adhesivos estructurales capaces de soportar esfuerzos cortantes. Están los adhesivos de uso en seco comúnmente elaborado de caseína y los adhesivo de uso en mojado como el pheno-resocinol (AITC,2004). El termino seco y mojado se refiere al contenido de humedad al que serán expuestos los elementos . Siendo los de uso en mojado los más utilizados ya que es difícil de controlar el destino final de los elementos. Entre los adhesivos de uso en mojado se puede mencionar el phenol-resocinol el cual es una resina de color rojizo oscuro con la cual se pueden lograr adherencia de altas resistencias, incluso en condiciones severas de exposición. Un ejemplo de estas

condiciones es la humedad de un lago o río. Es por esto que las secciones laminadas de un puentes tuvieron que haber sido pegados con este tipo de adhesivo.

c. Uniones. En la mayoría de los casos las dimensiones de los miembros laminados excede las dimensiones tanto de largo como de ancho de la madera cepillada disponibles. Es por esta razón que se utilizan uniones o empalmes.

1) **Juntas de fin.** Son las uniones para obtener un miembro más largo.

Figura 7: (a) unión de pañuelo, (b) unión de cierra horizontal, (c) unión cierra vertical



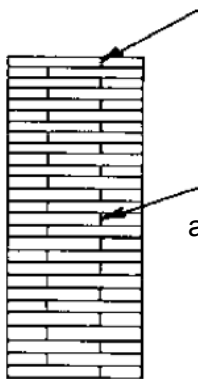
Fuente (Ritter,1990)

2) **Juntas de borde.** Las juntas de borde son utilizadas para obtener anchos mayores a los disponibles. La junta de borde más común es la escalonada esta unión tiene la característica de que no es necesario que las juntas se peguen debido a que con el escalonamiento se origina una unión a presión. Aunque si el elemento será

utilizado en un puente es recomendable que esta junta sea pegada para evitar que el agua penetre en la sección.

Figura 8: Unión de borde

Unión de borde externa. Debe ser pegada si excepción.



Unión de borde interno. Puede pegarse o no pegarse aunque al no hacerlo se disminuye la capacidad de corte

Fuente (Ritter,1990)

d. Propiedades mecánicas de la madera laminada. La siguiente tabla se obtuvo del AITC 117-2004. En ésta se muestran los valores admisibles de flexión y corte de maderas de pino que se comercializan en Estados Unidos. Además de esto también proporciona el modulo elástico de estas maderas. Estos valores admisibles son utilizados.

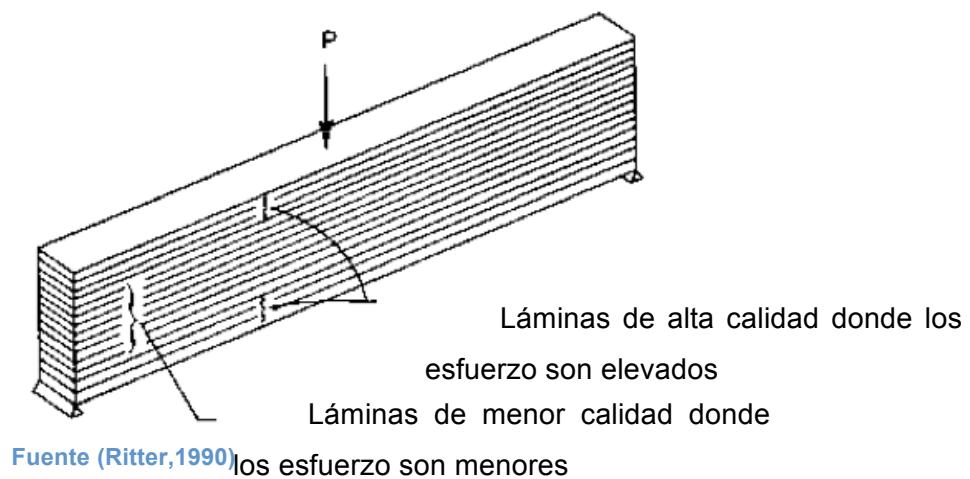
Tabla 10: Propiedades de Madera laminada de Pino

Numero de Identificación	Especie	Grado	Todo tipo de carga		Cargada axialmente			Flexión en eje Y-Y cargado paralelo a la fibra				Flexión en eje Y-Y cargado paralelo a la fibra	
			Modulo de Elasticidad E (10 ⁶ psi)	Compresión Perpendicular a la Fibra (PSI)	Tensión paralela a la fibra	Compresión paralela a la fibra	Flexión			Corte	Flexión	Corte	
							2 o mas laminaciones F1 (PSI)	4 o mas laminaciones Fc (PSI)	2 o 3 laminaciones Fc (PSI)				4 o mas laminaciones Fby (PSI)
47	SP	N2M14	1.4	650	1200	1900	1150	1750	1550	1300	260	1400	300
47 1:10	SP	N2M10	1.4	650	1150	1700	1150	1750	1550	1300	260	1400	300
47 1:8	SP	N2M	1.4	650	1000	1500	1150	1600	1550	1300	260	1350	300
48	SP	N2D14	1.7	740	1400	2200	1350	2000	1800	1500	260	1600	300
48 1:10	SP	N2D10	1.7	740	1350	2000	1350	2000	1800	1500	260	1600	300
48 1:8	SP	N2D	1.7	740	1150	1750	1350	1850	1800	1500	260	1800	300
49	SP	N1M16	1.7	650	1350	2100	1450	1950	1750	1500	260	1750	300
49 1:12	SP	N1M12	1.7	650	1300	1900	1450	1950	1750	1500	260	1550	300
49 1:10	SP	N1M	1.7	650	1150	1700	1450	1850	1750	1500	260	1550	300
50	SP	N1D14	1.9	740	1550	2300	1700	2300	2100	1750	260	2100	300
50 1:12	SP	N1D12	1.9	740	1550	2200	1700	2300	2100	1750	260	2100	300
50 1:20	SP	N1D	1.9	740	1350	2000	1700	2100	2100	1750	260	1800	300

Fuente: (AITC 117-2004)

e. Combinaciones. Una ventaja de la madera laminada es la posibilidad de combinar láminas de menor grado con laminas de mayor grado para obtener secciones más eficientes y económicas para resistir esfuerzos de flexión. Por ejemplo una viga a flexión experimenta la mayor magnitud de esfuerzos en sus fibras más lejanas. Es en esta parte donde las laminas de mayor capacidad deben ser colocadas y las laminas de menor calidad son colocada en el área central debido a que es el área que menor es expuesta a esfuerzos.

Figura 9: Combinación para flexión



f. Factores que deben a ser tomados en cuenta en la producción de madera laminada.

1) **Eliminación de esfuerzos internos.** En el proceso de fabricación se debe tratar de eliminar los esfuerzos internos en un perfil laminado. Estos esfuerzos ocurren cuando el elemento es expuesto a condiciones que cambien su contenido de humedad provocando encogimiento y alargamiento es en este momento cuando lo miembros pegados originan esfuerzos internos debido a un diferencial de encogimiento o alargamiento. Es por es que en el proceso de fabricación de un elemento laminado se deben utilizar maderas con las misma propiedad de esta manera tener el mismo tipo de deformación interna y volver casi nulo este tipo de esfuerzos.

2) **Tratamiento para la preservación.** Éste es un tema muy amplio ya que existen muchos productos los cuales son aplicados para prevenir algún tipo de condición que puede afectar la integridad del miembro laminado. Esta parte se enfoca a las condiciones que deben ser tomadas en cuenta para aplicar un producto o sustancia perseverante.

- Si la madera será expuesta a condiciones en las cuales se aumenta la humedad del elemento hasta un 20% esta madera deberá ser tratada y usar pegamentos aprueba de agua.
- Proteger contra insectos.
- Se les aplica también tratamientos los cuales proveen a la madera una mayor resistencia contra el fuego

3) **Tratamiento CCA** El método comúnmente utilizado en Guatemala, es el **CCA**. Estas siglas corresponden a los ingredientes activos: Cobre, Cromo y Arsénico que se utilizan en el proceso de preservación. Cada uno de estos ingredientes tiene su función en este proceso:

El Cromo: La función de éste es la de fijar a las otras dos sustancia a la madera evitando que éstas se desprendan del elemento. evitando así que las personas o animales que estén en contacto con este elemento sufran algún tipo de intoxicación. Es por esto que este sistema a sido tan aceptado alrededor del mundo ya que provee a la madera una muy buena protección sin exponer la seguridad de las personas que la manejan.

El Cobre: Éste cumple la función de fungicida el cual previene el proceso de pudrición que provocan los hongos. Esta protección es muy importante debido a que el mayor enemigo de los elemento de madera son agentes biológicos.

El Arsénico: Este elemento se utiliza para la protección de ataques de termitas y de otros insectos. Para la aplicación de estos sistema se utiliza el sistema de vacío-presión.

Para que este sistema pueda ser aplicable el tipo de madera debe ser permeable para que las sustancias pueda penetrar. El pino es una madera adapta perfectamente a este tipo de tratamiento.

4) Sistema vacío-presión. El sistema de vacío-presión es utilizado para la aplicación del tratamiento para la preservación de elementos de madera. El tratamiento CCA es aplicado por este método, el cual consiste en tanques en los cuales la madera es expuesta a un vacío el cual provoca que las células de la madera evacúen el aire en su interior luego los tanques son llenados de sustancias preservantes. La peculiaridad de este sistema es que tiene presiones elevadas en su interior, con el objetivo de lograr que las sustancias penetren directamente a las células de la madera.

Figura 10: Tanques de Vacío-presión



Fuente (Instituto Forestal de Chile, 2010)

g. Propiedades físicas la madera laminada

1) **Peso.** El peso es una de propiedades que más se toma en cuenta al momento de diseñar una estructura. La madera laminada tiene la propiedad de ser liviana en comparación con los otros materiales como el acero y el concreto. Una viga de acero con la misma capacidad de carga pesa un 20% más y una viga de concreto pesa un 600% más. En la siguiente imagen se muestra lo fácil que es manipular un elemento de

madera laminada debido a que es un elemento liviano. Esto sería difícil de lograr con elementos de concreto. Ya que se necesitaría equipo con más capacidad de carga.

Figura 11: Instalación de una viga de 38 pies



Fuente (AITC,2004)

2) **Durabilidad.** La vida de los elementos de madera laminada puede ser considerada de larga duración siempre y cuando se le de su mantenimiento ya que en la actualidad se usan modernos procesos de tratado a la madera lo cual la protege de las inclemencias del tiempo y el ataque de insectos.

3) **Resistencia al fuego.** Las construcciones de madera laminada, adecuadamente diseñadas y calculadas, poseen excelentes propiedades de resistencia al fuego. La madera se encuentra expuesta al fuego experimenta una descomposición química lo cual produce una capa de carbón que actúa como protección. A diferencia del acero que su resistencia al fuego es baja. Lo que se traduce a colapso repentino en caso de incendio.

Figura 12: Resistencia al fuego



Fuente (AITC,2004)

h. Uso de la madera laminada como material estructural. Por sus propiedades la madera laminada es una opción viable en la construcción de elemento que necesitan soportar esfuerzos relativamente grandes. Con este sistema no se esta limitado al tamaño del árbol de donde se obtuvo la madera sino que es posible fabricar elementos con propiedades geométrica por el dimensionamiento de los elementos expuestos a cargas. Es por eso que al alrededor de mundo la madera está siendo utilizada la desarrollar cualquier tipo de proyecto. Además de esto la madera agrega valor al proyecto tanto estructural como arquitectónico.

Figura 13: North Syracuse Baptist Church: Syracuse, NY. Arquitect: RSA architects, Contractro: Butterfield Construction.



Fuente (AITC 2002)

Las siguientes imágenes muestran la simplicidad de la instalación de elementos de madera laminada. En la primera imagen se ve como se monta una viga y de lo sencillo que es la unión en intersecciones

Figura 14: Ejemplificación de la fácil instalación de viga laminada



Fuente (AITC,2002)

D. ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

1. Propiedades del acero

a. Esfuerzos de cedencia, últimos y fatiga

1) **Esfuerzo de cedencia y último.** Los esfuerzos de cedencia y últimos van a depender del tipo de acero que se tiene. El esfuerzo de cedencia en tensión puede variar de 250 a 500 MPa, lo cual es 100 veces más que lo que aguanta el concreto en tensión. Por otra parte, el esfuerzo último va variar entre 400 y 850 MPa.

2) **Esfuerzos de fatiga.** La aplicación de una carga cíclica a un miembro estructural puede resultar en el fallo del elemento mismo a una fuerza mucho menor de la de cedencia. Para la mayoría de estructuras, la fatiga no es un problema. Cálculos en relación con la fatiga son hechos para diseño de estructuras las cuales son sujetas a muchas repeticiones de esfuerzos como puentes de trenes o estructuras que son sujetas a oscilaciones de viento. Para poder diseñar para la fatiga, se necesita información del espectro de cargas basado en investigación o información documentada previamente. Si

esta información no se puede conseguir, entonces se deben hacer asunciones basadas en la vida de la estructura.

b. Módulo de elasticidad. Dependiendo de la forma en que se diseña, el esfuerzo último el de cadencia va a ser de suma importancia. Sin embargo, el módulo de elasticidad también es importante cuando el pandeo es un factor posible en la estructura. El módulo E es de alrededor de 200GPa.

c. Ductilidad. La ductilidad se refiere a la habilidad de deformarse sosteniblemente sin romperse. Esta propiedad tiene dos implicaciones importantes en el diseño. Primero, el alto esfuerzo local debido a cargas concentradas no suelen ser un problema mayor ya que estas pueden ser resistidas sin ningún problema. Por otra parte, los materiales dúctiles tienen la habilidad de absorber energía por deformación plástica de manera que la estructura no falle repentinamente.

d. Homogeneidad. El acero es un material homogéneo. La ventaja de esto, es que es un material mucho más predecible, por lo que se puede hacer un diseño con mayor exactitud y sofisticación.

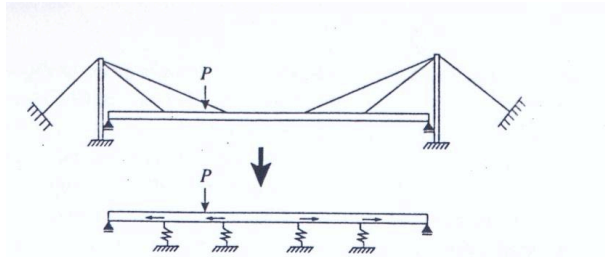
e. Resistencia al fuego. El acero no es combustible y no contribuye a que el fuego crezca. Sin embargo, pierde rigidez y fuerza a temperaturas mayores de 200 grados Celsius. Por esta razón, los edificios hechos de acero deben de estar protegidos en contra de los efectos del fuego para permitir suficiente tiempo para que los ocupantes salgan de la edificación antes que la estructura colapse.

f. Duración y corrosión. El acero puede tener un vida duradera. No debe ser expuesto a agentes corrosivos. Es por eso que debe e ser protegido. Esto podría disminuir enormemente la vida útil del acero. Por eso, por lo general el acero se protege con pinturas anti-corrosivos como epóxico. También se puede proteger galvanizando el acero.

g. Densidad. El acero es un material pesado, sobre todo en comparación de la madera. Su gravedad específica es de 7.8 ton/m^3 , lo cual es 3 veces mas pesado que el concreto y el aluminio. Si se compara con el concreto, esto le da un relación esfuerzo permitido-peso más alta que el concreto.

2. Cables acerados. Los cables trabajan a tensión. Estos son naturalmente los elementos más importantes en un puente atirantado. Esto se debe a que lo que viene a hacer los cables es actuar como soportes intermediarios, así como se muestra en la siguiente figura.

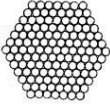
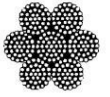
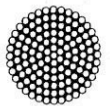
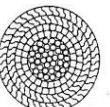
Figura 15: Viga equivalente para un puente atirantado.



Fuente "Handbook of Structural Engineering" (Chen, 2004).

Un cable de acero tiene que estar compuesto de un número grande de cables sencillos para obtener la fuerza requerida. Estos cables sencillos son generalmente prefabricados y su forma final es circular. En la figura siguiente se encuentran los cables más frecuentemente usados, tema que se desarrollará más adelante.

Tabla6: Tipos de cables.

Nombre	Forma de la Sección	Estructura
Cable Paralelo		Los cables son puestos hexagonalmente en paralelo
Cable Hilado Paralelo		Seis hiladas de cables son puestos alrededor de una hilada central
Cable en espiral		Los cables son hilados en varias capas tendidas en direcciones opuestas
Cable en espiral encerrado		Cables deformados son usados para las capas exteriores del cable en espiral

Fuente: "Handbook of Structural Engineering", (Chen, 2004)

a. Tipos de cables de acero

1) **Cable en espiral.** El cable en espiral ha sido utilizado para muchos puentes de luces cortas y medianas.

Cuando una sección grande es necesitada, un cierto número de cables en especial son colocados juntos en paralelo para crear un cable más grande. Para evitar la elongación inelástica causada por la compactación, los cables son pretensados.

2) **Cable en espiral encerrada.** Estos son una familia del cable anterior, pero cables deformados o no circulares son colocados alrededor de la sección como se muestra en la figura anterior. El esfuerzo que pueden aguantar es menor pero su módulo de elasticidad es mayor. Los cables del exterior hacen el cable más compacto, por lo que hay menos vacíos.

3) **Cable paralelo.** Este tipo de cable puede ser hecho en el lugar de construcción o prefabricado. El diámetro individual de cada cable generalmente es de 5mm. Este tipo de cable se utiliza mucho en puentes atirantados.

4) **Cable tendido ultra-largo.** Este es una versión mejorada del cable anterior. Lo que se hizo fue torcer los cables 3 a 4 grados, lo que provoca que el cable como un todo se compacta por sí solo debido a la tensión axial sin arruinar sus propiedades mecánicas. Esto permite que los cables sean más largos también.

5) **Cable hilado paralelo.** Se utilizan siete cables para hacer la hilada. La rigidez de este cable es cercana a la de un cable sencillo y su esfuerzo de ruptura viene a ser mucho mayor. Generalmente, se utiliza cables de 5mm para hacer las hiladas.

6) **Cable Atirantado de Barras de Acero.** Consiste en varias barras de acero con diámetros de 26 a 36mm en un tubo de acero relleno con mezclón. Debido a que el tubo de acero no puede ser muy largo, generalmente no se puede utilizar para puentes muy largos.

b. Cálculos especiales en cables

1) **Cálculo del módulo de elasticidad.** Los cables en un puente atirantado están inclinados. La rigidez verdadera de estos cables es más baja que la del material que está hecho el cable debido a la deformación por su propio peso. El módulo de elasticidad se puede calcular de la siguiente forma:

$$E_{\text{eff}} = \frac{E_0}{1 + \gamma^2 l^2 E_0 / (12 \sigma^3)}$$

Donde:

E_0 = módulo de Elasticidad del cable normal

γ = es el peso de la unidad de cable

l = es la longitud horizontal proyectada

σ = es el esfuerzo de tensión del cable

2) **Cálculo preliminar de la sección y esfuerzos en cables.** En la figura a continuación se puede observar un diagrama de puente atirantado con dimensiones y espaciamientos entre cables. Este diagrama servirá para establecer el cálculo preliminar de puentes atirantados.

De acuerdo a la figura anterior, la siguiente ecuación puede ser utilizada para el cálculo preliminar de la sección de los cables en un puente atirantado:

$$F_i = \frac{S_{i-\text{max}}}{f_{\text{max}}} = \frac{q \times a^*}{\sin \alpha_i \times f_{\text{max}}}$$

Para calcular las tensiones máximas y mínimas en los cables, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$S_{i-\max} = \frac{q * a^*}{\sin \alpha_i} \quad \text{y} \quad S_{i-\min} = \frac{g * a^*}{\sin \alpha_i}$$

Si el criterio de fatiga es decisivo, se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$F_i \geq \frac{(S_{i-\max} - S_{i-\min}) * 0.5}{\Delta \sigma_{perm}}$$

De la figura y ecuaciones:

H = altura de columna por arriba de la cubierta

h = altura de la columna por debajo de la cubierta

L = luz central del puente

l = luz lateral del puente

a,b,c = distancia entre anclajes en la cubierta

g = carga muerta

p = carga viva

q = carga distribuida total

f.max = esfuerzo de tensión último

$\Delta \sigma_{perm}$ = variación de esfuerzo permisible

F_i = área de la sección en el cable

S_i = tensión en el cable

α_i = ángulo entre el cable y la cubierta del puente

$$a^* = \frac{a+b}{2} \text{ para } i = 1 \quad \text{y} \quad a^* = \frac{a}{2} + c \quad \text{para } i = 9$$

3. Disponibilidad de cables acerados en Guatemala

El cable disponible en Guatemala es el 6x19, que trae 6 cables de 19 hilos cada uno. Éste cumple con las especificaciones IWRC y la disponibilidad es la siguiente:

Tabla 11: Disponibilidad de cables acerados en Guatemala

Diámetro (mm)	Diámetro (in)	Peso (kg/m)	Resistencia a Ruptura (toneladas métricas)
6.3	1/4	0.15	2.5
7.9	5/16	0.23	3.96
13	1/2	0.59	10.12
16	5/8	0.91	15.8
19	3/4	1.31	23

Fuente (Multiperfiles,2010)

Como se puede notar, no hay una variedad de cables acerados en Guatemala. Por otro lado, una varilla estructural de acero también puede funcionar como cable. La disponibilidad de barillas en Guatemala es la siguiente:

Tabla 12: Disponibilidad de barras de acero en Guatemala

Número de Barra	Diámetro (pulgadas)
3	3/8
4	1/2
Número de Barra	Diámetro (pulgadas)
5	5/8
6	3/4
7	7/8
8	1
9	9/8
10	5/4
11	11/8

Fuente (Multiperfiles,2010)

Para números superiores es muy raro encontrar y se deben importar.

V.TIPOLOGÍA DE PUENTES

A. Puentes de concreto reforzado y preesforzados

1. Tipos de puentes de concreto reforzados. Existen tres tipos principales de puentes en concreto reforzado tomando en consideración la seguridad de la estructura, el costo de los elementos y la estética del mismo.

En algunos casos también se toma en consideración el costo de mantenimiento y de vida del puente, posibilidad de ensanchar el mismo en un futuro, si el área de construcción es propensa a sismos y la importancia de dicho puente.

Existe el puente en losa de concreto reforzado, losa de concreto reforzado con refuerzos transversales formando una T y los puentes de vigas de cajones que es una especie de refuerzos en T para momentos positivos y negativos.

Los puentes en losa de concreto es una estructura muy simple para construcción y a la vista. Este tipo necesita mucho acero de refuerzo, pero su formaleta es muy sencilla de hacer o conseguir. Se sugiere este tipo de puentes para luces entre los 9m y los 12m.

En el caso de los puentes con vigas formando una T, se tiene una losa con vigas de soporte donde se utiliza formaletas más complicadas, pero este tipo de puente se recomienda hacer para luces entre 12 y 18m. En el caso de tener problemas con soportes verticales, se pueden juntar o separar las vigas de refuerzo según sean necesarios.

Finalmente, para los puentes en vigas de cajón, se tiene una losa superior y una inferior conectadas por vigas o lo que se llama una red. Este tipo de puentes se utiliza para luces entre 15 y 36m. Arriba de los 36m de longitud, se recomienda utilizar otros sistemas constructivos ya que este se encarece y sus capacidades son limitadas notablemente al crecer de estas longitudes.

2. Consideraciones de diseño

a. Estados límite de servicio. Se debe tomar en cuenta en el momento de diseñar las restricciones que las especificaciones AASHTO no indican que hay cierta restricción en fisuras y en las deformaciones de la estructura cuando ésta se encuentra en servicio. Las fisuras se pueden observar mayormente en el área a tensión de los miembros de concreto reforzado. Estas se pueden minimizar al agregar mas acero de refuerzo o distribuirlo del tal manera para que estas sean menores en cantidad y tamaño. Para la distribución del refuerzo es necesario tomar en cuenta la fluencia del acero utilizado y el espaciamiento o tamaño de recubrimiento para conocer si este no será sobreforzado. Por el otro lado, en el caso de miembros con mayores peraltes, es necesario poner acero de refuerzo en las caras inferiores y superiores para evitar causar daños excesivos al acero de refuerzo inferior.

Las deformaciones también deben ser controladas con suficiente cuidado ya que si esta es lo suficientemente grandes, pueden afectar la superficie de la estructura, causando fisuras o la deterioración de la capa asfáltica. Las especificaciones AASHTO nos indica la siguiente tabla para conocer los valores limites de deformación en cada uno de los casos indicados. Se debe tomar en cuenta que en el momento que se aplican las cargas sobre la estructura existe una deflexión instantánea, mientras que en otros casos las deflexiones suceden a largo plazo cuando el concreto se compresión por largos periodos.

Tabla 14: Deflexiones permitidas

Caso	Deflexión limitante
Carga vehicular general	Luz/800
Carga vehicular y carga peatonal	Luz/1000
Carga vehicular en voladizos	Luz/300
Carga vehicular y peatonal en voladizos	Luz/1000

b. **Estados límite de fatiga.** El estado límite de fatiga se debe tomar en cuenta para que en el momento de aplicar cargas de un camión de carga sobre éste, no se de el caso de tener exceso de fisuras y que los refuerzos de acero dentro del elemento no sean dañados por su mal uso. Estos datos se calculan al utilizar una carga alta a cierto distanciamiento simulando el paso de un vehículo pesado de carga.

B. Puentes de concreto preesforzado

1. **Concreto preesforzado.** El concreto posee la característica de resistir grandes esfuerzo a compresión, pero tiene deficiencia al momento de ser expuesto a una fuerza de tensión. Una viga de concreto está expuesta a esfuerzos flectores los cuales producen tensión en algunas partes del concreto. Esto provoca la aparición de grietas. El concreto preesforzado se utiliza con el objetivo en prevenir estas grietas, para esto se aplica una fuerza concéntrica en dirección longitudinal del elemento provocando que los esfuerzos de tensión sean anulados y de esta manera se obtiene un elemento trabajando solamente a compresión. A diferencia del concreto reforzado en el cual se asume que la magnitud de fuerza a tensión que resiste el concreto es despreciable y que toda esta fuerza debe ser soportada por el acero de refuerzo.

Una de las ventajas del concreto preesforzado es que al momento de diseñar un elemento con determinadas cargas, el elemento preesforzado necesita menos peralte lo cual genera un ahorro de concreto. Pero como todo sistema también tiene sus desventajas ya que para la elaboración de estos elementos se necesitan materiales de alta calidad los cuales aumentan el costo.

2. **Concepto básico del preesforzado.** El comportamiento de un elemento preesforzado es fácilmente descrito por los principios de mecánica de materiales. Una viga preesforzada consiste en una pieza de concreto y un cable tensado que trabaja activamente. Esta fuerza puede ser concéntrica o excéntrica como es demostrado en la figura 7. El esfuerzo de compresión es igual a la fuerza con la que fue tensionado el cable dividido el área del mismo.

$$f = P/A$$

Donde:

f = Esfuerzo a compresión que transmite el cable

P = La fuerza con la que fue tensionado el cable

A = Área transversal del cable

El peso propio de la viga también genera una distribución de esfuerzos en la viga analizada. Esta distribución es simétrica y por criterios de mecánica se determina de la siguiente manera:

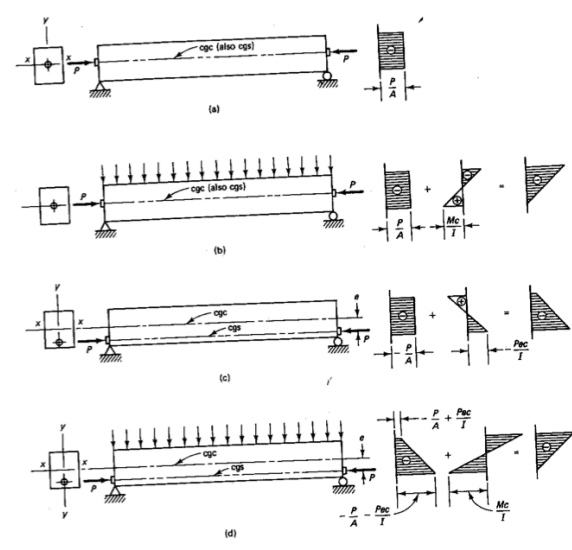
$$f_{c,b} = \frac{Mc}{I_g}$$

Donde:

f_{c,b}= El esfuerzo en la cara superior o inferior de la viga de concreto.

Mc/I = Esfuerzo de flexión.

Figura 15: Concepto de pre esfuerzo en una viga rectangular



Fuente: (Nawy, 2003)

3. Sistema de preesfuerzo.

a. Pretensado. Este sistema de preesfuerzo consiste en pretensar cables con ayuda de gatos hidráulicos, antes de que el concreto sea vertido sobre ellos.

Es un procedimiento el cual puede ser aplicado con facilidad en plantas en la producción de elementos prefabricados para ser transportados a la obra en su estado final. La longitud de las piezas está limitada por la dificultad de transportar elementos de gran tamaño.

b. Post-tensado. A diferencia del pretensado este sistema consiste tensar los cables después de que el elemento de concreto ya está fundido.

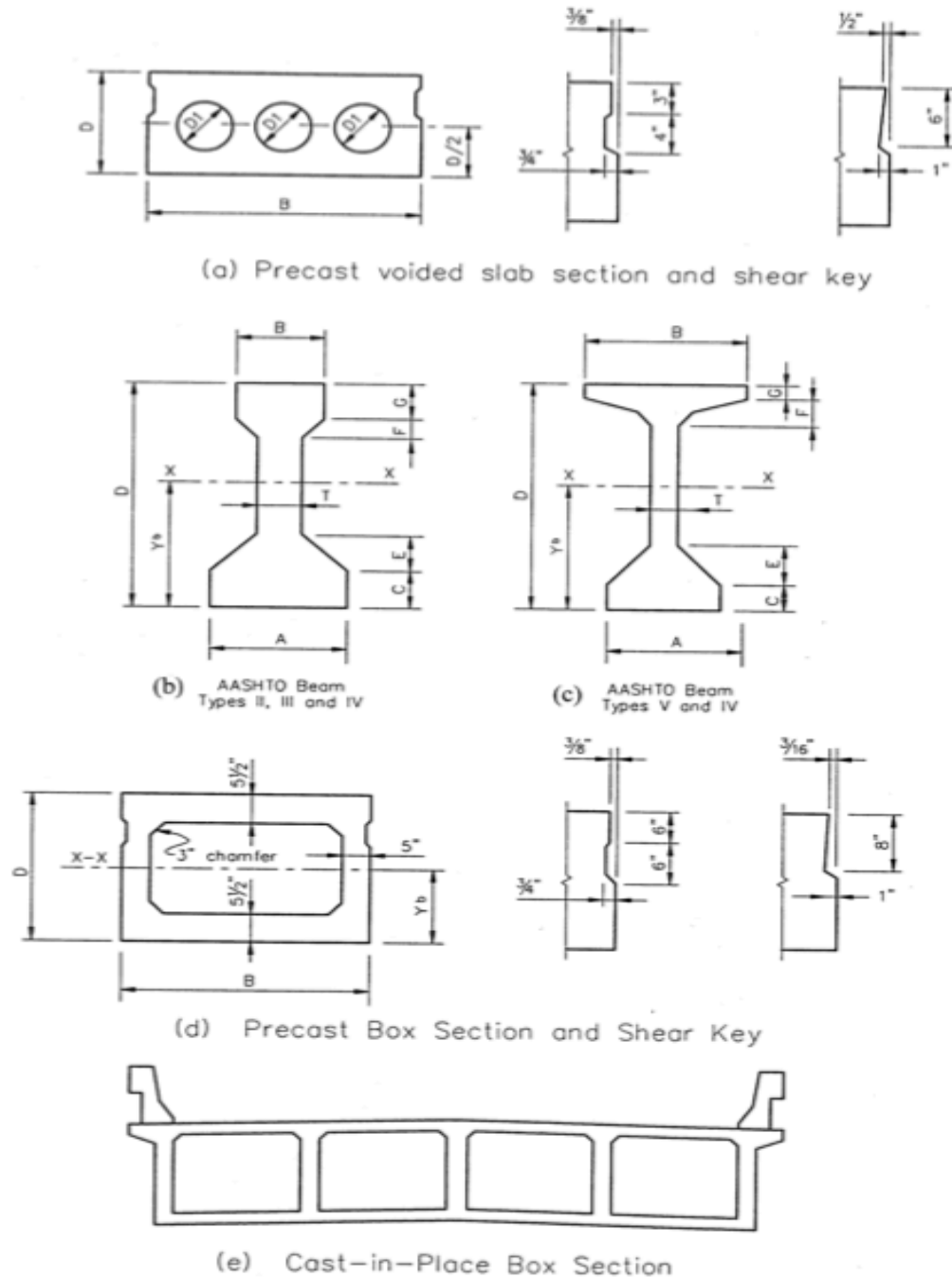
Para poder lograr esto, al momento de fundir el concreto se colocan ductos que atraviesan la pieza longitudinalmente y por este medio son introducidos los cables que posteriormente serán tensado con gatos hidráulicos y luego anclados para que puedan transmitir sus esfuerzos de compresión al elemento.

Existen varios tipos de anclajes pero el principio es el mismo: el de mantener tensionados los cables.

Este sistema se utiliza en el sitio de la obra y se pueden elaborar elementos más grandes que con el método anterior. Para proteger al tensor y lograr una mejor transmisión de esfuerzo el ducto donde se encuentra el tensor es llenado con una lechada de concreto.

4. Secciones típicas. Las dimensiones de estas secciones preesforzadas están reguladas por la AASTHO con el fin de estandarizar el uso de estas secciones. Las secciones mas comunes son: Losas: Utilizadas en elaboración de la rodadura de los puentes; Vigas I: siendo estas las vigas principales que trasmiten las cargas a la subestructura y la Vigas de cajón las cual cumple la misma función que la anterior, pero con un sistema que le proporciona mas inercia al elemento.

Figura 16: Tipos de secciones preesforzadas.



Fuente: (Cheen,1999)

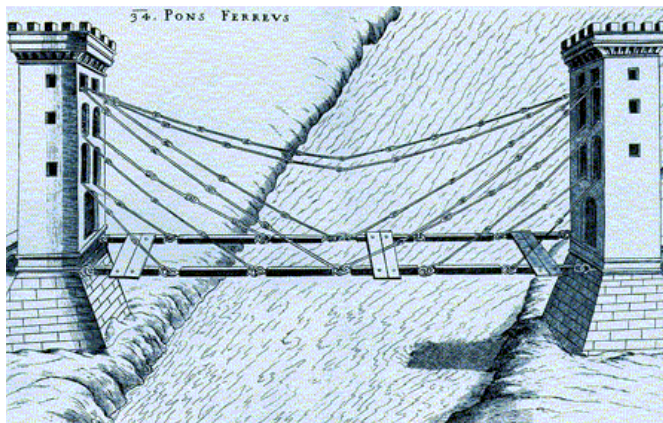
C. Puentes atirantados

1. Historia y generalidades del puente atirantado

a. **Historia del puente atirantado.** Los primeros indicios de puentes atirantados datan de 1595. En un libro escrito por Fausto Veranzio llamado *Machinae Novae* se encuentra el primer diseño. Más adelante, en 1784 el carpintero alemán C.T. Loescher diseñó un puente atirantado enteramente de madera. Sin embargo, no fue hasta alrededor de los 1800's en el que muchos de los puentes colgantes eran realmente una mezcla entre puentes atirantados y colgantes, puesto que la combinación brindaba una estructura más rígidas.

Ejemplo de esto son los puentes Dryburgh Bridge, Puente Victoria y el Puente de las Cataratas del Niágara, en donde los primeros se utilizaron cadenas y en el último ya se usó cables de acero.

Figura 17: Primer diseño de un puente atirantado.



Fuente: *Machinae Novae* (Verantii, 1616)

Fue hasta 1890 que se diseñó y construyó el primer puente atirantado. Éste se llama Puente Bluff Dale y fue construido por E.E. Ruyon. En siglo XX grandes aporte fueron hechos por parte de A. Gisclard, G. Leinekugel le Coq, AlberCaquot y Franz Dischinger. El primero incluyó un diseño con cable puntal horizontal con el propósito de contrarrestar la componente horizontal de la fuerza y también introdujo el concepto de cables pretensados para brindar la estabilidad aerodinámica. El segundo también pudo

balancear las componentes horizontales al hacer que la cubierta trabajara a compresión. El tercero construyó la primera cubierta de hormigón de concreto y el último la primera cubierta de metal.

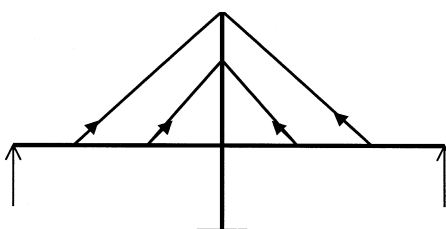
El primer puente atirantado moderno se puede decir que fue construido en Stromsund, Suecia en 1955. Siguiendo el éxito de este diseño, las ventajas de los puentes atirantados fueron siendo progresivamente reconocidas. Otros pioneros en el diseño de puentes atirantados de esa época fueron Fabrizio de Miranda, Riccardo Morandi, H. Homberg y Fritz Leonhardt. Estos utilizaban pocos cables para sostener el puente. Más tarde se dieron cuenta que el uso de pocos cables aumentaba enormemente el costo por lo que actualmente se utiliza mayor número de cables. También se hicieron otros avances como el uso de varios vanos para cubrir mayores luces.

b. Descripción del puente atirantado. Un **puente atirantado** es un tipo de puente cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante tirantes que enlazan la pista directamente con el pilón. Se distingue de los puentes colgantes porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tensión y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde este, a un contrapeso en el suelo, o bien, estar unidos al pilar solo, y este actuar de contrapeso.

Una de las características de estos puentes es el número de pilones. Hay puentes con uno solo, otros con varios, pero lo más típico es estar construidos con un par de torres cerca de los extremos. Los puentes atirantados también se caracterizan por la forma de los pilones (forma de H, de Y invertida, de A, de A cerrada por la parte inferior, una sola pila), y si los tirantes están sujetos a ambos lados de la pista, o si la sujetan desde el centro (dos planos de atirantamiento, o uno solo respectivamente). Otra característica es la disposición de los tirantes, ya que puede ser paralelos, o convergentes (radiales) respecto a la zona donde se sujetan en el pilón. Por último, también pueden tener un gran número de tirantes próximos, o pocos y separados, como en los diseños más antiguos.

En los puentes atirantados, las cargas, se transmiten al pilar central a través de los cables, pero al estar inclinados, también se crean unas fuerzas horizontales sobre la pista (en dirección al pilar) se transmiten por las propias secciones de pista, hasta el pilar, donde se compensa con la fuerza recibida por las secciones situadas al otro lado. Por lo tanto no es necesario un contrapeso en el extremo (salvo en una variación de este tipo de puentes en los que si se hace necesario un contrapeso), por ello, no requieren grandes anclajes en los extremos.

Figura 18: Concepto de puente atirantado



Fuente: Bridge Engineering Handbook (Chem,2000)

La forma de estos puentes intriga tanto a arquitectos e ingenieros como a los ciudadanos. Estos puentes son económicos cuando se trata de luces grandes alrededor de los 1000m. Se componen de triángulos traslapados presionando a los pilones o columnas, los cables y la estructura de rodadura.

2. Configuración de puentes atirantados

a. Generalidades. El momento global flexionante de una viga soportada elásticamente es aproximadamente:

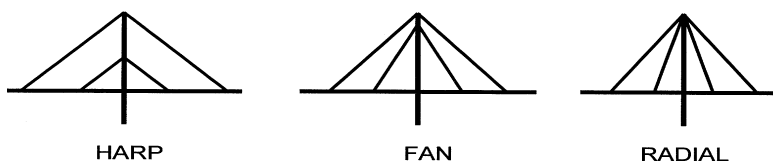
$$M=a*p*\sqrt{l/k}$$

En donde a es el coeficiente dependiendo de la carga p, I es el momento de inercia de la viga y k es la constante de soporte elástico que se deriva de la rigidez del cable. Este momento decrece cuando la I decrece. El momento local flexionante entre los cables es proporcional al cuadrado de los espaciamentos entre cables. Si el espaciamento entre cables es pequeño, el momento local en la viga es más pequeño, y esto hace que la viga sea más flexible, y una viga más flexible ocasiona un momento global más pequeño. Por lo tanto, una viga muy flexible es utilizada con cables con

pequeñas separaciones. Últimamente se han utilizado cables que se pueden reemplazar sin afectar el uso de la estructura y por esto se utilizan cables con menor espaciamiento.

Existen tres tipos de configuraciones de cables: arpa, radial y ventilador. El tipo arpa permite una arreglo paralelo de los cables. También permite empezar la construcción de la viga principal temprano porque algunos cables empiezan en una baja altura del pilar. El tipo ventilador ofrece una menor acumulación de fuerzas horizontales en la viga principal debido a que las pendientes en los cables son más inclinadas. El arreglo de cables tipo radial es eficiente pero ofrece problemas debido a que los cables tienen que unirse en un mismo punto de la torre.

Figura 19: Arreglo de cables



Fuente: Bridge Engineering Handbook (Chen,2000)

b. Cables atirantados. Los cables son los elementos más importantes en un puente atirantado. Toman el peso de la viga principal y la transmiten a las torres o pilares. Los cables en este tipo de puente siempre estarán inclinados. La rigidez de un cable inclinado está en función del ángulo de inclinación α , el peso total del cable G y la fuerza de tensión T .

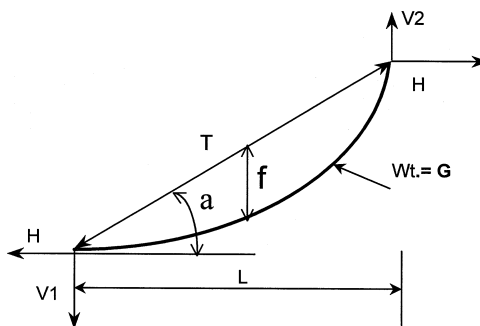
$$EA(\text{eff})=EA\{1+G^2EA \cos^2\alpha(12 T^3)\}$$

$$EA(\text{eff})=EA\{1+G^2EA \cos^2\alpha(T_1+T_2)(24 T_1^2 T_2^2)\}$$

En la mayoría de los casos, los cables son tensionados a 40% de su resistencia última. Un factor de seguridad de 2.2 es regularmente utilizado resultado en un 45% de su resistencia última a tensión. El punto más delicado en un cable es el punto de anclaje. Los cables más utilizados en la actualidad son Hi-Am los cuales son pequeños

cables con núcleo de acero unidos paralelamente en toda su longitud. Muchos cables utilizan una cubierta de cemento para protección contra la corrosión. Algunos otros protectores incluyen epóxico, galvanización, grasas, etc.

Figura 20: Cable inclinado



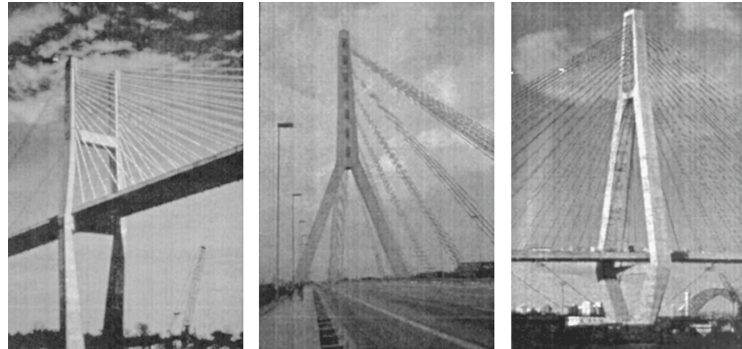
Fuente: Bridge Engineering Handbook (Chen,2000)

c. Cubierta o deck. En la actualidad la rodadura de los puentes atirantados es de acero o de concreto, y hay dos formas de construcción: *in situ* o con piezas prefabricadas. Muchos de las rodaduras o vigas principales en puentes construidas *in situ* son estructuras de caja. Los prefabricados pueden tomar formas más complejas pero son limitadas por el medio de transporte disponible. Aunque las rodaduras de acero son muy costosas, una buena opción viene siendo hacer una mezcla de acero con concreto. En varias estructuras prefabricadas se debe tener cuidado al unir los paneles para no tener efectos de expansión o contracción. Algunas veces se utilizan estructuras de concreto en las orillas para tener estructuras pesadas para balancear la luz central de acero.

d. Torres o pilones. Estos son los elementos más visibles del puente, por eso, deben tener consideraciones estéticas en su diseño. Existen varios diseños para las torres: tipo H, Y invertida, A, diamante, diamante doble, etc. Debido a que la torre es un miembro a compresión, se prefieren estructuras de concreto. Los cables son normalmente anclados en la parte superior de la torre. Los cables son montados a una silla, que puede trasladarse, girar o estar sin moverse. Otra forma es unir los cables a un solo cable que luego pasa por una silla en forma de tubo que está anclada a la torre.

Otra forma de anclaje es entrecruzar los cables para evitar el momento de torsión en la torre. Otra forma de conectar o anclar los cables es conectándolos a un miembro de acero que va conectado a la torre de concreto, la diferencia es que los cables a cada lado de la torre son cables independientes.

Figura 21: Tipos de torres



Fuente: Bridge Engineering Handbook (Chen,2000)

3. Diseño de puentes atirantados

a. Consideraciones. Para el análisis y diseño estructural es importante tener en cuenta el comportamiento de las diferentes partes del puente. En los puentes atirantados, los elementos que trabajan en compresión son los pilones. Por lo tanto es importante analizar su esbeltez, pandeo y la capacidad de carga. También es importante tomar en cuenta excentricidades que puedan ocurrir.

Los elementos que trabajan a tensión son los cables atirantados. Para los elementos que trabajan a tensión no hay que hacer chequeo de esbeltez y pandeo puesto que no pueden sufrir de pandeo. Siempre hay que cuidar que los cables no pasen el límite elástico del acero.

También se debe tomar en cuenta los elementos sometidos a flexión, que en el caso de los puentes atirantados son las vigas. Así mismo, si se utilizan marcos en alguna parte de la estructuras, estarán sometidos a flexión. Es importante determinar entonces las fuerzas internas. Analizar las distintas posibles combinaciones de carga. Es importante estudiar los lugares donde existen secciones debilitadas por agujeros taladrados, etc.

Éstas no son las únicas consideraciones que se debe tomar. También se deben analizar los esfuerzos cortantes, torsionales y de pandeo transversal, al igual que un análisis de deflexiones. Por último, es importante hacer el análisis adecuado a las juntas.

b. Condición de cargas

1) **Condición de carga permanente.** Un puente atirantado es una estructura altamente redundante o estáticamente indeterminada. Hay un número infinito de posibles combinaciones de condiciones de carga permanente, y el diseñador puede escoger la que sea más ventajosa. El diseñador puede asignar valores deseados a cada una de las incógnitas y calcular las fuerzas con las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momento.

2) **Carga viva.** La carga viva se define de acuerdo con la norma que se este utilizando para el diseño. También se debe de considerar para que tipo de cargas vivas se esta diseñando el puente atirantado. Las normas que utilizan normalmente son tanto la *American Association of State Highway and Transportation Officials*(AASHTO) como la *Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica*(AGIES).

3) **Cargas termales o por temperatura.** Las diferentes temperaturas a lo largo del Puente pueden afectar su funcionamiento. Por ejemplo los cables negros se calientan y enfrían más rápido que los demás miembros, por eso se prefieren cables con colores vivos. O también un lado del puente puede dar directo con el sol y el otro lado con la sombra lo cual afecta el funcionamiento del puente.

4) **Cargas dinámicas.** Sismos y cargas de viento son las dos cargas dinámicas más importantes en el diseño de puentes atirantados. Para cargas de viento, se prefiere una estructura más rígida, pero para sismos se prefiere una estructura más flexible. Por esto, es recomendable crear un aparato que conecte la estructura de la rodadura con las torres. De esta manera, soportará la carga de viento haciendo la estructura rígida, pero para un sismo se romperá a causa de la fuerza que se ocasiona de repente haciendo la estructura más flexible.

c. **Luces grandes.** Los puentes atirantados son diseñados especialmente para luces grandes y en condiciones en las cuales los suelos son pobres. Hay tres aspectos que deben ser considerados en el diseño de puentes atirantados de grandes luces: la efectividad de cables largos, la compresión en la rodadura y la torsión necesaria para mantener la estabilidad y rigidez en la viga principal. Un cable largo es inefectivo, pero esto se resuelve utilizando soportes intermedios para el cable. Torres grandes y rígidas pueden ayudar a reducir la compresión de la rodadura y así se puede incrementar la rigidez de la estructura.

d. **Puentes atirantados multi-luz.** La mayoría de los puentes atirantados contienen 2 o 3 luces atirantadas. Para un puente atirantado de únicamente una luz no existe el dilema de conectarlo con otra estructura. Pero para un número mayor de luces, existen los siguientes métodos:

- Uniendo las puntas de las torres con cables horizontales;
- Uniendo las puntas de las torres a la parte de la rodadura que se une con la torre adyacente;
- Añadir cables anclados al suelo en el centro de las luces o añadir cables entrecruzados al centro de luz.

4. Puentes atirantados de luces cortas y mediana. Los puentes atirantados han tenido auge debido a que ofrecen la oportunidad de atravesar distancias largas con elegancia y economía. Sin embargo, los puentes atirantados también se pueden utilizar para luces cubrir luces relativamente cortas o medianas.

Las razones para escoger puentes atirantados son múltiples. Una de las de más peso es el hecho que abajo del deck generalmente no hay luz libre. El puente atirantado tiene una ventaja sobre los puentes de arco y puentes con vigas de armadura. Otra ventaja, es que el suelo en el que se trabaja no tiene que ser muy bueno.

Aunque el diseño en rasgos generales no varía mucho, éste puede hacerlo dependiendo de para qué sea el puente atirantado que se está considerando al igual que dependiendo del sistema constructivo que se escoja. Generalmente, se utiliza el

acero o concreto como material de construcción. Aunque no son desconocidos los puentes atirantados de maderas.

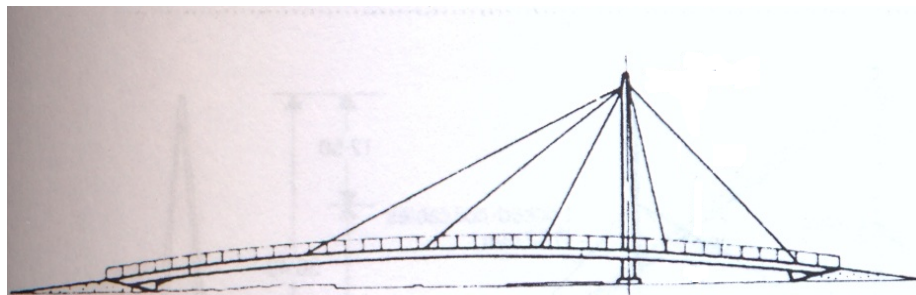
Los usos que se le dan generalmente para puentes atirantados de luces cortas o medianas son:

- Peatonal
- Tránsito vehicular
- Trenes

a. Ejemplos de puente atirantado de luz corta o mediana

5) **Ejemplo de puente peatonal.** En Schillerstrasse, Alemania se puede citar un puente peatonal que es atirantado. Esta estructura de acero encaja armoniosamente en el lugar que fue levantado, antes un parque real.

Figura 22: Puente atirantado peatonal en Schillerstrasse



Fuente: Cable Stayed Bridges (Walther,1999)

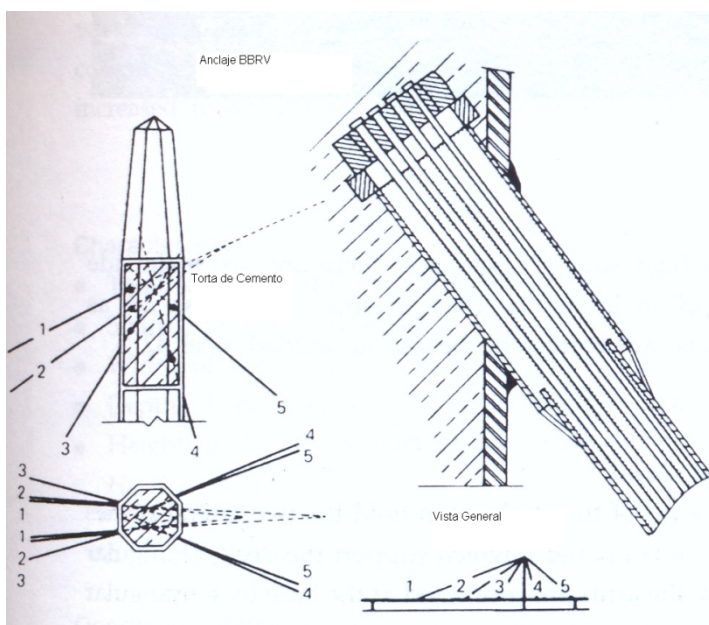
Las características del puente son las siguientes:

- Longitud total de 92.6 metros
- La bahía corta tiene longitud de 24 metros, vs. 68.6 metros
- El ancho del deck es de 5.5 metros
- Altura de la parte superior del pilón es de 18.5 metros.
- Grosor del deck es de 0.5 metros.

La suspensión de este puente, que tiene dos bahías de diferentes longitudes y un pilón recto, utiliza el patrón de abanico para el atirantado con dos planos de cables. El deck consiste en una sección de caja de metal, rigidizado transversalmente. El pilón, de sección octagonal hueca, tiene una base de 1.22 metros, la cual decrece a .56 metros en la cabeza, y reposa en un soporte flexible que permite cierta rotación. Esta es únicamente conectada con el deck a través de los tirantes.

Por otra parte, los cables consisten en 20 a 90 cables paralelos de 6 milímetros de diámetro. El problema de saturación en los puntos de convergencia en la cabeza del pilón fue solucionado al usar la tecnológica de BBRV, que desarrolló anclajes más pequeños.

Figura 23: Detalle de anclaje en la punta del pilón



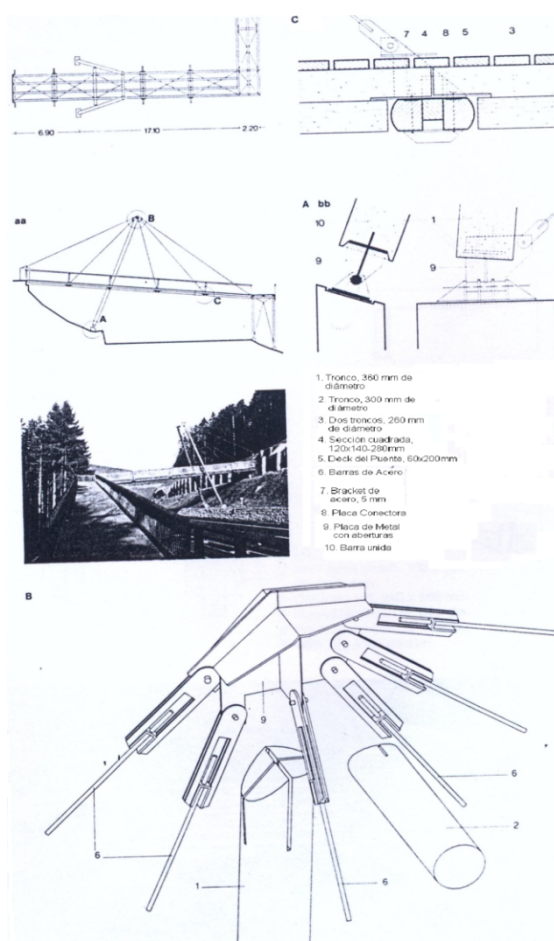
Fuente: Cable Stayed Bridge (Walther,1999)

Para construir este puente se prefabricó el deck en módulos de 12-17 metros de largo. Estos fueron transportados en la noche y colocados, así como el pilón, por mano de obra local. El ajuste de la forma final de la estructura requirió cuidado especial en la construcción, lo que tomó 4 meses.

2) **Ejemplo de puente atirantado de madera.** Debido a la pendiente empinada, este puente peatonal sobre una calle fue hecho en dos partes: una rampa de acceso de 35 metros paralela a la calle y un puente de 24 metros. Cinco decís simplemente apoyados hace el sistema de soporte y estos están suspendidos por cables desde un pilón en forma de H. El pilón tiene breizas en la dirección transversal. El deck tiene breizas debajo del paso peatonal.

La estructura está ensamblada de troncos de madera impregnados. Las vigas longitudinales del deck están hechas de troncos cortados por sierras enclavijados los unos con los otros. Tablones de madera se utiliza para el deck y las barras de acero se utilizan como los tirantes y breizas.

Figura 24: Puente peatonal atirantado de madera



. Fuente: TimberConstruction Manual (Herzg,2008)

D. Puentes de suspensión

Los puentes de suspensión ya existen desde hace mucho tiempo. Los primeros puentes de suspensión fueron construidos ya hace unos 2000 años en China. Estos consistían de cables de cadenas de hierro. Existen registros de puentes similares en la India también.

Ya hacia el siglo XVI empezaron a aparecer los puentes de suspensión. No fue hasta el siglo XVIII que se empezaron a estudiar y desarrollar. Un ejemplo es el puente Jacobs Creek, que fue construido en 1801 y tenía un largo de 21.3 metros.

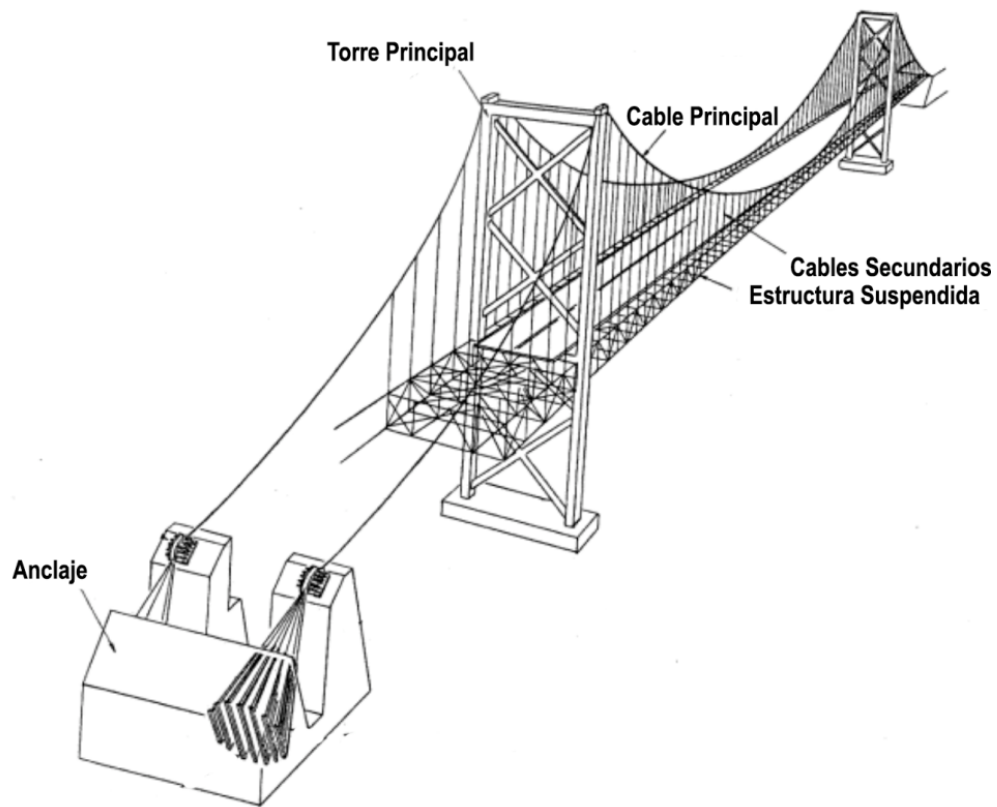
Con la aparición del acero y la demanda por puentes mas largos, se empezó a desarrollar puentes mas largos. Un ejemplo clásico es el Puente de Brooklyn, construido en 1883 y con un largo de 486 metros.

Un gran avance en comparación a los primeros puentes de 20 metros. Ya en el Siglo XX se hicieron más adelantos tanto en la estructura como en los métodos constructivos de los puentes de suspensión. Ya en los setentas, se desarrolla una tecnología que hace posible puentes de suspensión más largos y eficientes.

1. **Sistema estructural.** Los componentes principales del puente de suspensión son:

- Torres principales
- Cable principal
- Cables secundarios
- Estructura suspendida
- Anclaje

Figura 25: Partes del puente de suspensión



Fuente (Chen,1999)

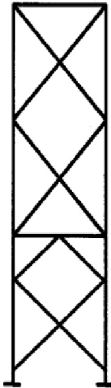
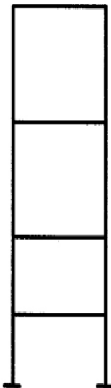
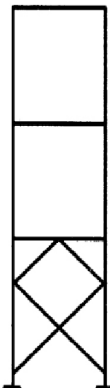
a. Torre principal. La función de la torre principal es sostener los cables que, a su vez, cargan la estructura suspendida. Como cualquier estructura que trabaja a tensión, se necesita de un elemento estructural que trabaje en compresión. Es por eso que se necesitan las torres. Todas las fuerzas son casi verticales y hacia abajo para que los esfuerzos sean transmitidos a la tierra.

Las torres principales pueden ser clasificadas como: dirección longitudinal, dirección transversal.

Las torres de dirección longitudinal pueden ser clasificadas rígidas o flexibles. Para luces largas se usan torres flexibles y para puentes de suspensión con múltiples luces, se usan las rígidas para proveer dureza en la estructura. Los puentes rígidos también son para luces cortas.

Las torres en dirección transversal son clasificadas como el tipo portal o como el tipo embraizadas diagonalmente. Además los ejes de las torres pueden ser verticales o inclinados. Esto se hace más que todo por motivos estéticos.

Tabla 15: Tipos de torres en dirección transversal

	Truss	Portal	Combinado Truss y Portal
Forma			

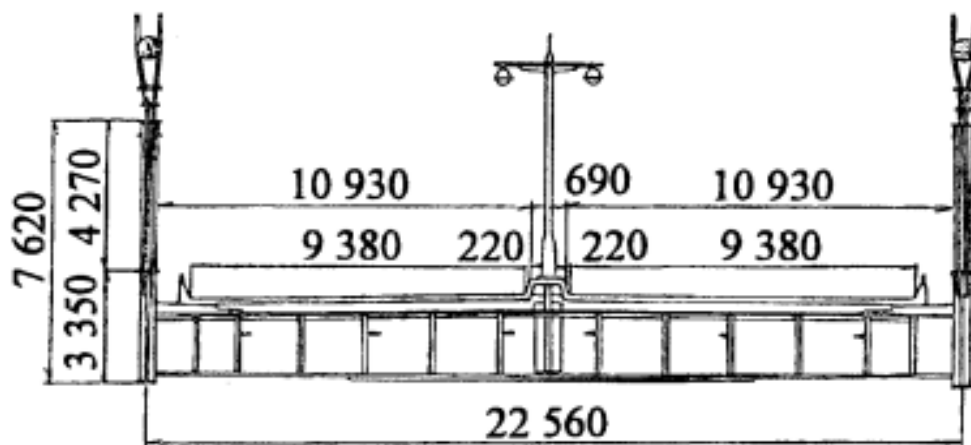
Fuente: (Chen,1999)

b. **Cables.** Los cables trabajan a tensión y tienen la función de sostener la estructura colgante-que es donde pasan los automóviles.

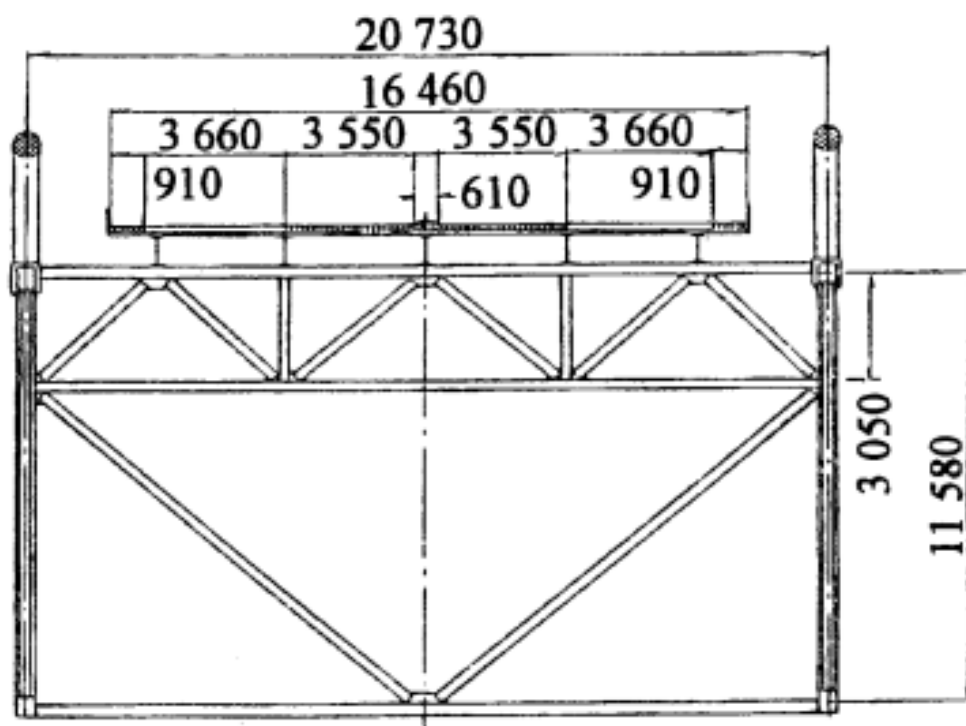
En un principio, se utilizaba cadenas u otros materiales para los cables principales. Los cables de alambre fueron utilizados por primera vez en la primera parte del siglo XIX. Los alambres hilados fueron utilizados hasta la segunda mitad de ese siglo. Este tipo de cables todavía se sigue utilizando y a continuación se puede apreciar los diferentes tipos de cables.

c. **Las estructuras suspendidas.** La estructura suspendida es sostenida por los cables que a su vez llegan a los cables principales. En la estructura suspendida es donde se encuentra la rodadura o caminamiento para las personas. La estructura suspendida debe tomar en cuenta las deformaciones que serán causadas por los vientos y las cargas vivas de los automóviles y usuarios. Las vigas que se utilizan para la estructura suspendidas son vigas tipo I, las vigas en cajón y armadura.

Figura 26: Tipos de viga

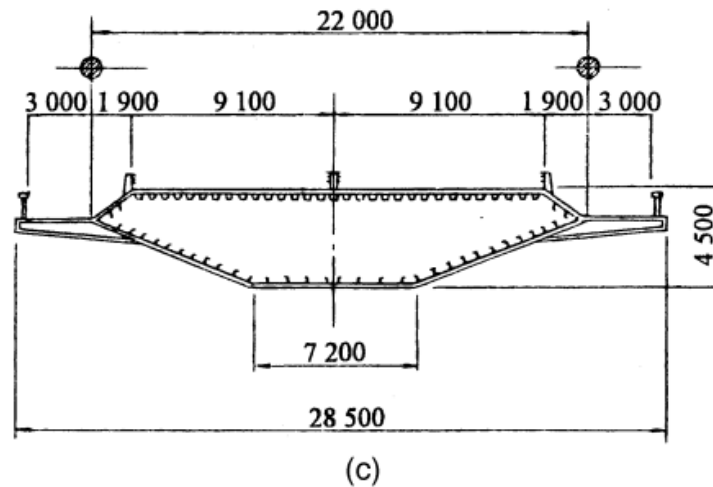


(a)



(b)

Continuación Figura 26



Fuente (Chen,1999)

Las vigas tipo I tienen la desventaja que no son aerodinámicas. También, cuando las luces son muy cortas, las vigas no tienen suficiente rigidez por si solas por lo que usualmente son rigidizadas con cables.

d. **Anclaje.** El anclaje de un puente de suspensión sirve para transmitir todas las fuerzas de los cables. Estas consisten generalmente de un peso muerto que está conectado al puente a través de cables. Existen dos tipos de anclaje:

En el anclaje de gravedad, se depende de la masa del ancla para resistir la tensión de los cables principales. Este es el más común. En cambio, el anclaje de túnel transmite la tensión de los cables directamente al suelo, y el suelo debe resistir los esfuerzos.

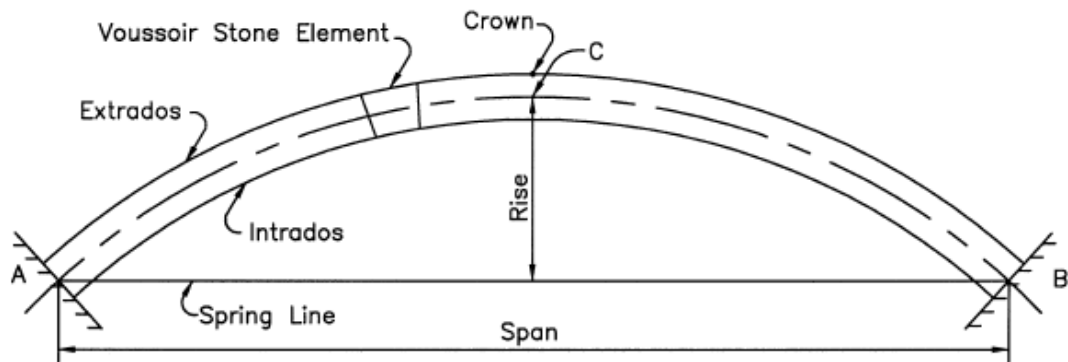
E. Puentes en arco

1. **Definición de arco.** Geométricamente se define como una curva continua que une dos puntos. Un arco es, algunas veces, definido como un miembro estructural curvo que abarca gran longitud y sirve de soporte a las cargas arriba del mismo. Esta definición omite una descripción de qué tipo de elemento estructural es: un elemento de momento y fuerza axial de compresión.

El arco verdadero o perfecto es, en teoría, un elemento en el que solo actúan fuerzas de compresión en el centro de gravedad de cada elemento del arco. El arco también se puede considerar como la inversa de una cadena suspendida entre dos apoyos.

El puente de arco suele estar sujeto a múltiples cargas (carga muerta, carga viva, temperatura, etc.) que producen momentos flexionantes a lo largo del arco pero que generalmente son pequeñas en comparación con el esfuerzo axial.

Figura 28: Partes de un arco



Fuente (Chen,1999)

Las partes de un puente en arco son:

- a). Corona: la parte más alta del arco, es su vértice
- b). Longitud de arco
- c). Altura de arco
- d). Spring line
- e). Intrados
- f). Extrados

2. Comparación entre puentes en arco y otros tipos de puentes. El puente en arco es muy competitivo con los puentes de armadura en tramos de hasta alrededor de 275 metros. Si el costo es igual o ligeramente superior para el puente de arco, luego de las consideraciones estéticas del puente de arco, este sería seleccionado en lugar del puente de armadura. Para longitudes más largas, por lo general sobre el agua, el puente atirantado ha sido históricamente mucho más económico.

3. Estética. No hay duda alguna de que los puentes en arco son hermosos, funcionales y un placer para los automovilistas conducir sobre ellos. Puentes largos en arco sobre profundos valles no tienen competidores en cuanto a estética se refiere. Todos los puentes de cientos de años de edad construidos de mampostería en arco dan a la ciudad un aspecto único debido a la belleza de estos puentes.

4. Tipos de puentes en arco. Hay muchas clasificaciones y tipos diferentes de puentes en arco. Un puente en arco se puede clasificar dependiendo de donde se encuentre su superficie de rodadura. Con la superficie de rodadura arriba de la corona del arco, con la superficie de rodadura a través del arco y con la superficie de rodadura bajo el arco. Otra clasificación depende de sus apoyos. Un arco bi-empotrado consta de sus dos apoyos empotrados y por ende no existe rotación posible en los mismos y es indeterminado de tercer grado. Un arco tri-articulado implica articulaciones en sus dos apoyos y una tercera articulación en la corona del arco. Este tipo de arco permite la rotación en cada articulación y es estáticamente determinado. Un arco bi-articulado permite la rotación en sus apoyos y es indeterminado de grado uno.

Un arco atirantado es donde las fuerzas reactivas horizontales que actúan sobre el arco son suministradas por un cable en tensión a nivel de la superficie de rodadura (ya sea bajo el arco o a través).

Las suspensiones, por lo general, consisten en cables o perfiles laminados. Las suspensiones están generalmente verticales, pero suspensiones tipo armadura también se han utilizado. Suspensiones diagonales resultan en menores deflexiones y una reducción en los momentos de flexión en el arco y la cubierta. También se han construido puentes de arco con los arcos inclinados para que puedan ser conectados a la corona. Esto se hace por razones estéticas, pero también le añade a la rigidez lateral del puente de arco y podría resultar en reducción de las necesidades de breizas.

5. Análisis de puentes en arco. En lugar de empujar hacia abajo, la carga de un puente de arco es llevada a lo largo de la curva del arco hacia apoyos de cada extremo. Estos apoyos deben ser bastante resistentes, así como también el suelo donde están, ya que el arco empuja hacia el exterior. Estos apoyos son uno de los elementos más importantes en un puente de arco. Además, añaden una fuerza tremenda al puente, debido a la técnica de construcción en el lecho de roca que hace que sea prácticamente imposible de asentar.

Antes de la llegada de las computadoras no era muy difícil el análisis de arcos. Por ejemplo, un arco bi-articulado es estáticamente indeterminado de primer grado por lo que solo tiene una reacción redundante. En el método de las fuerzas, la estructura es determinada, por ejemplo, al liberar el apoyo horizontal de la derecha y dejando que se desplace horizontalmente. El desplazamiento horizontal (d_1) en el apoyo es entonces calculado para las cargas aplicadas. A continuación se calcula el desplazamiento horizontal (d_2) en el mismo apoyo una fuerza horizontal de una unidad localizada en el apoyo. Dado que la suma de estas dos desviaciones debe desaparecer, entonces la reacción total horizontal (H) en el soporte para la carga aplicada debe ser el resultado de la división de d_1 en d_2 .

Teniendo la reacción horizontal, los momentos y las fuerzas axiales pueden ser calculados para el arco. Métodos modernos de análisis utilizan programas de computadora utilizando tres dimensiones y elementos finitos no lineales para resolver

estos problemas mucho mas rápido. Para utilizar un programa de computadora de elemento finito es necesario contar con un diseño preliminar cuyas propiedades puedan servir como las entradas iniciales del programa.

a. Consideraciones de diseño para los puentes en arco

1) **Diseño de puentes en arco.** La relación entre la elevación y el largo del arco pueden variar mucho debido a que la curvatura del arco puede ser muy llana o incluso llegar a ser medio círculo, aunque muchos arcos tienen esta relación en el rango de 1:4.5 a 1:6. Después que los momentos y las fuerzas axiales estén disponibles del programa de computadora entonces se puede proporcionar la demás información de superficie de rodadura, vigas, columnas, etc. Los arcos son usualmente hechos de placas de acero en forma de caja vacía. Los dos arcos son unidos usualmente por vigas de acero en forma de caja vacía o vigas de placas. En la década de los setentas hubo problemas en varios puentes en arco, ya que aparecieron grietas vigas de amarre soldadas aunque nunca hubo fallos completos en las vigas de amarre. Esto provocó que los ingenieros chequearan nuevamente estos procedimientos. Una propuesta fue ya no soldar las vigas de amarre y usar vigas angulares para conectarlas con pernos. También debido a que el arco está sujeto a gran fuerza axial de compresión la probabilidad de falla debido a pandeo no se puede ignorar.

b. Vórtices. De vez en cuando un arco se identifica que está teniendo problemas con las vibraciones de suspensión especialmente los que tienen sección I. Las vibraciones son el resultado de los vórtices que son flujos turbulentos en rotación espiral con trayectorias de corriente cerradas. Lo más común es conectar los elementos estructurales que soportan la superficie de rodadura que reduce efectivamente la longitud de los mismos y cambia su frecuencia natural. Otro método es añadir un deflector buscando reducir la fuerza de sustentación para reducir los vórtices.

c. Pandeo del arco. Debido a que el arco del puente está sujeto a alta fuerza axial en compresión la falla por pandeo no se puede ignorar y debe ser tomada en cuenta. Para contrarrestar este fenómeno se colocan breizas entre los dos arcos del puente. Algunos modelos son:

d. Construcción de puentes en arco. La mayoría de puentes en arco de concreto se han construido mediante andamios y formaleta. También han sido construidos por medio de cables sujetos a una torre anclada al suelo. Los cables sujetan cierta longitud de formaleta. Arcos segmentados construidos en tierra subidos y colocados por medio de grúas, que estas a su vez se apoyan en el suelo o en barcos. Se recoge un segmento y se conecta al segmento previamente colocado. Otra forma consiste en construir el arco y la superficie de rodadura en tierra firme para luego ser colocada en su lugar e incluso, si el puente estará sobre agua, se puede llevar la estructura por medio de barcos y solamente subirla con grúas hasta su posición final.

VI. Criterios de vulnerabilidad, hidrológicos y geotécnicos para puentes

A. Generalidades

1. **¿Qué es riesgo?** Riesgo es definido por el Centro Regional de Información sobre Desastres para América Latina y El Caribe con la ayuda de Naciones Unidas en un documento de la siguiente manera:

Riesgo es la probabilidad de resultados negativos y pérdidas incluyendo de propiedad, interrupción de actividades económicas y de desarrollo, muertes y lesiones, causados por amenazas naturales y condiciones de vulnerabilidad. El riesgo se formula con relación a las amenazas, la vulnerabilidad y la capacidad de las estructuras. Por el otro lado, es necesario tomar en cuenta el ámbito social donde existen los riesgos ya que cada persona en distintas condiciones tendrá distintas formas de reaccionar al riesgo expuesto.

2. **¿Qué es vulnerabilidad?** La vulnerabilidad es un factor, como mencionado anteriormente, de riesgo donde existe una amenaza. Es la susceptibilidad física, económica y social que una comunidad tiene a ser afectada de alguna forma. Por el otro lado, la vulnerabilidad también toma en cuenta la dificultad de recuperar los daños causados a distintos elementos.

3. **Amenazas que afectan a Guatemala.** Actualmente en el país se encuentra en una fase de desarrollo constante, especialmente en la infraestructura vial del país. Tomando en cuenta que el país está golpeados continuamente por los desastres naturales que afectan a la región.

En muchas ocasiones se realizan diseños de puentes que no son los más óptimos según sus ubicaciones debido a la ignorancia de los factores que pueden afectar a estas estructuras (cargas eventuales aplicadas a la estructura), como también en el caso de algún desastre natural. Actualmente es necesario diseñar como todas las especificaciones conocidas nos indican y tomar en cuenta la vulnerabilidad de los puentes y tomar en cuenta ciertas medidas preventivas para evitar que una de estas

estructuras falle y paralizar el transporte a ciertos lugares del país, con el fin de abastecer a todas las comunidades y también poder transportar productos en especial aquellos perecederos que son parte de la economía local. Es necesario tener en mente la prevención de desastres en el momento de diseñar una estructura nueva como también al momento de seleccionar una solución de emergencia en el caso de una catástrofe.

En el momento de crear estructuras adecuadas y arreglar las carreteras para prevenir accidentes se tiene un doble beneficio. Se puede prevenir la pérdida de las estructuras ya existentes que son vulnerables y así evitar la pérdida económica y el retardo en el desarrollo que esto crea, una amenaza es aquel fenómeno, actividad u omisión de alguna acción que puede causar impactos, lesiones, daños a propiedad y tener un impacto social y ambiental. El verdadero problema es que las amenazas siguen repitiéndose.

a. De carácter ambiental

- Tormentas tropicales
 - Inundaciones
 - Deslaves y desprendimientos de masas
 - Erosión
 - Ríos fuera de borda
- Sequía
- Sismos
- Erupciones volcánicas
- Ejemplos

Guatemala ha sido afectada a lo largo de la historia debido a desastres naturales como tormentas tropicales teniendo los efectos antes indicados en esta sección. Causando efecto en el desarrollo del país, el comercio, el turismo y miles de personas sin viviendas. Con respecto a la infraestructura vial en mayo del 2010 mas de 60 puentes fueron afectados en el país según COVIAL pero por otro lado existieron deslaves alrededor del país y en otras oportunidades somos afectados por sismos y erupciones volcánicas. Por lo tanto, puede surgir la necesidad de puentes donde antes no existían y se vieron hundimientos por deslaves o sismos. Por el otro lado, los derrumbes afectan la red vial pero no causan un interrupción total como en el caso de

un puente dañado por lo que restablecer el paso es de suma importancia. A continuación se encuentran algunos casos de puentes dañados.

Figura 29: Puente las Cañas en Santa Rosa con aproximaciones dañadas.



Fuente: (Prensa Libre, Oct 2011)

Figura 30: Corriente debajo del Puente los Esclavos



Fuente:(Prensa Libre Oct , 2011)

Figura 31: Puente dañado desde Agatha 2010,



Fuente: (Prensa Libre 2011)

Figura 32: Socavamiento en Puente San Francisco Km 126 carretera al Pacifico



Fuente: (Prensa Libre 2010)

b. De carácter social-ambiental

- El cambio de pasos naturales de ríos y demás modificaciones de la naturaleza
- Manejo inadecuado de las cuencas hidrográficas y falta de mantenimiento, ríos donde existe sedimentación y no se ha dragado de la forma correcta para que no llegue el agua a sobrepasar el puente en caso de una crecida.

c. **Efectos de amenazas en Guatemala.** A continuación se pueden observar los datos numéricos publicados por el Instituto Nacional de Estadística donde se indica el efecto de las distintas amenazas en el país.

Tabla 16: Tramos de carreteras y puentes afectados en 2010

Departamento	Tramos Carretera	Puentes
Total	654	161
Guatemala	120	9
El Progreso	12	7
Sacatepéquez	29	6
Chimaltenango	72	17
Escuintla	19	10
Santa Rosa	26	12
Sololá	36	14
Totonicapán	8	5
Quetzaltenango	6	-
Suchitepéquez	1	3
Retalhuleu	5	3
San Marcos	24	2
Huehuetenango	57	10
Quiché	53	11
Baja Verapaz	23	8
Alta Verapaz	22	2
Petén	7	6
Izabal	35	3
Zacapa	18	11
Chiquimula	19	5
Jalapa	14	5
Jutiapa	48	12

Fuente: (INE y CONRED, 2011)

B. Gestión de riesgo de puentes

1. Consideraciones previas

- La construcción de puentes causa impactos en distintos sectores. Se deben considerar estos efectos en el ámbito social, ambiental y económico para beneficiar a las comunidades cercanas lo mas posible.
- En el ciclo de construcción se debe considerar todas las fases, en especial la fase de mantenimiento que resulta ser una de las mas importantes
 - Planificación
 - Diseño
 - Construcción
 - Operación
 - Mantenimiento
- Se deben tomar en consideración antes de comenzar los siguientes puntos:
 - Proteger el cauce del rio e identificar las partes inestables de este
 - Crear un diseño geométrico adecuado y tomar en cuenta la posible socavación de pilas causados por todos los factores afectando a la estructura
 - Controlar la calidad de los materiales utilizados y la calidad de trabajos realizados
- Se debe evitar lo siguiente:
 - Proporcionar el mantenimiento adecuado a la estructura para evitar problemas con sus barandas, fisuras o agrietamiento por uso, desgaste de las juntas en los mismos puentes y la limpieza del cauce.

2. Amenazas en Guatemala y los daños a los puentes.

Anteriormente se definió que son las amenazas, por lo que ahora veremos como algunas de estas afectan a la infraestructura vial del país dependiendo de sus escalas y características peculiares.

a. **Terremotos.** Los terremotos o sismos son los movimientos de la tierra causados por el choque de placas tectónicas y a la vez una alta liberación de energía donde la corteza terrestre se organiza nuevamente para quedar en equilibrio.

La causa de estos movimientos son las actividades en el interior de la tierra de las placas tectónicas y las actividades volcánicas. Así como estos suceden en tierra, sus epicentros pueden ser submarinos y causar desastres por grandes oleajes y en algunos casos tsunamis. Existen distintas magnitudes de sismos por lo que se pueden conocerse sus magnitudes por la Escala de Richter o de magnitud local la cual le asigna un número al sismo dependiendo de la energía liberada en cada caso en una escala logarítmica. Por el otro lado, existe la escala de la intensidad de Mercalli la cual describe los efectos causados por el sismo. En esta escala se toma en cuenta como sintió por el hombre el sismo, qué efectos tuvo en las construcciones y, finalmente, si causó algún cambio en las condiciones del terreno.

Tabla 17: Escala Mercalli

Intensidad	Descripción de nivel
I	Detectada únicamente por instrumentos
II	Sensible para personas en reposo
III	Sensible en interior de edificios y comparable a vibraciones del paso de un camión
IV	Movimiento de ventanas, lámparas y demás mobiliario
V	Ruptura de ventanas, lámparas y otros objetos
VI	Daño a acabados y daños estructurales pequeños
VII	Daños en edificios mal diseñados o construidos
VIII	Paredes dañadas y colapsadas, monumentos dañados
IX	Grietas en el suelo, tuberías rotas y desplazadas, cimientos dañados

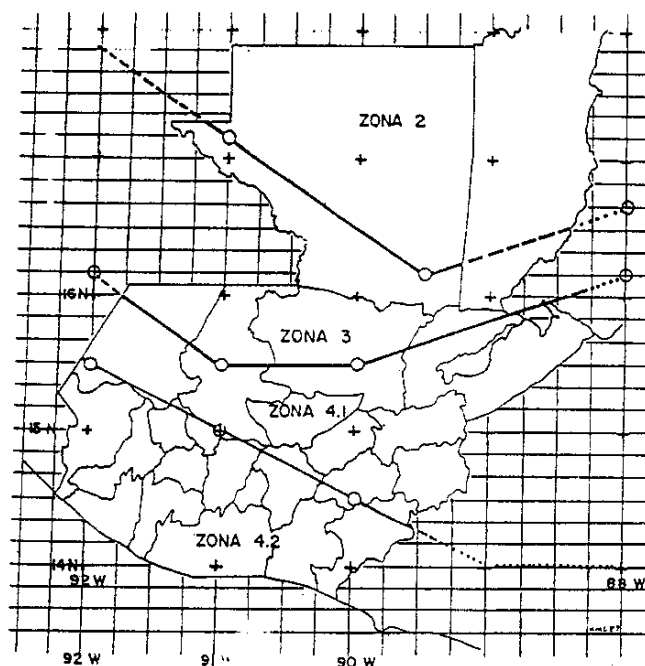
Continuación Tabla #17	
X	Suelos agrietados, líneas de ferrocarril dobladas, derrumbes y edificaciones de mampostería dañadas
XI	Mayoría de construcciones dañadas y puentes colapsados
XII	Ondas superficiales notables, cambio de curvas de nivel, objetos distantes a ubicación original

Fuente:(CONRED, 2011)

Con el fin de evitar problemas en las diferentes zonas del país se ha realizado un mapa de zonificación sísmica donde se ubican los puntos más afectados por los sismos para crear estructuras más adecuadas para cada uno de los lugares.

b. Zonificación sísmica de Guatemala

Figura 33: Macro zonificación sísmica de Guatemala



La retícula de este mapa coincide con el mapa 1:50,000 de la República de Guatemala

Fuente:(AGIES 2011)

Los terremotos, como se mencionaba anteriormente, dependiendo de su magnitud pueden causar fallas en los diferentes estratos del suelo ocasionando problemas a la infraestructura para abastecimiento de agua, desagües y demás construcciones. Debemos tomar en cuenta que los daños causados por el terremoto van de la mano a la magnitud del sismo, la calidad del terreno que fue afectado y sus alrededores y la calidad de las obras de diseño antisísmico del lugar, el mantenimiento que se les ha dado y finalmente la calidad constructiva de las mismas.

c. **Huracanes o depresión tropical.** Los huracanes, depresiones tropicales, tormentas tropicales o tifones son todos tipos de ciclones tropicales los cuales, dependiendo de su fuerza y donde estén ubicados, son un conjunto de tormentas con vientos y mucha lluvia alrededor de un círculo central que tiene presión baja y temperaturas más altas que las que existen en los vientos de alrededor antes mencionados. Los ciclones tropicales se clasifican de la siguiente manera según la velocidad de sus vientos:

- Depresión tropical: desde 38 mph hasta 65 mph
- Tormenta tropical: desde 65 mph hasta 73 mph
- Huracán: desde 73 mph hasta 110 mph

Los huracanes pueden ser de diversos tamaños según el desarrollo que estos logren y los obstáculos que crean cierto freno a los vientos rápidos. Existen huracanes desde 100 km en su diámetro hasta algunos que han alcanzado 1700 km de diámetro.

Los huracanes causan daño mayormente por las corrientadas de agua que se crean en las costas y también en el caso de las inundaciones adentro de tierra. Estas inundaciones usualmente tienen corriente y con las grandes fuerzas del agua se llevan todo lo que quede en sus caminos. En el momento que un huracán toca las costas, debido a su baja presión en su centro u ojo, las mareas suben de 4 a 6 metros dependiendo de la fuerza de los vientos y el tamaño de dicho ojo por lo que los oleajes causan daños notables en las construcciones pegadas a las costas. A este aumento del nivel del mar se le llama marejada ciclónica.

VI. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE DESASTRES EN GUATEMALA Y VULNERABILIDAD DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL: TORMENTA AGATHA 2010

Los desastres naturales han afectado históricamente la infraestructura vial de Guatemala. Las pérdidas económicas han sido millonarias, pues al afectar la infraestructura vial, un desastre natural también afecta el comercio y el turismo debido al grado de destrucción. Según medios nacionales, el desastre natural más cercano, el paso de la tormenta Agatha, dañó más de 176 tramos carreteros y fueron afectados más de 64 puentes en todo el país. Se debe mencionar que algunos de estos puentes fueron totalmente destruidos, dejando incomunicados a varios poblados alrededor del territorio nacional. Las tormentas solo son un tipo de desastre natural que ha afectado el país. Existen otros tipos de desastres naturales que son muy importantes para el país debido a la vulnerabilidad que se tiene ante éstos. Por ejemplo, Guatemala ha sido afectada por tormentas, actividad volcánica, sismos, etc. lo cual es la causa para los verdaderos problemas que vienen después o durante cada desastre, por lo que cabe mencionar sus efectos: desbordes de ríos, derrumbes, deslaves, árboles caídos, etc.

Antes estos desastres naturales, es necesario actuar de manera emergente para atender los diferentes sucesos que puedan bloquear la red vial. Estos desastres pueden ocasionar que se dañen algunas de las carreteras, pero aún así son transitables. Por otro lado, un puente colapsado obstruiría completamente el paso en cualquier ruta, bloqueando la comunicación de aldeas, poblados y ciudades. Es por esto que los puentes de emergencia son tan necesarios para mantener habilitada la red vial. A continuación se presentará un resumen de los desastres naturales más importantes en los últimos años en Guatemala y qué consecuencias han traído éstos en la infraestructura vial, especialmente en los puentes.

A. Tormenta Agatha

Como se mencionó anteriormente, la tormenta Agatha dejó aproximadamente 176 tramos carreteros y 64 puentes dañados en todo el país, según medios escritos. A esto

hay que sumarle las pérdidas millonarias en comercio y turismo por el bloqueo de algunas de las carreteras en la red vial. Agatha dejó incomunicados a varios poblados por varios días, mientras se veía qué tipo de ayuda se le podía brindar a las comunidades, aparte de restablecer el paso. La situación se vio agravada por las constantes lluvias que le siguieron a la tormenta debido al invierno y por la actividad proveniente del volcán de Pacaya en las mismas fechas aproximadamente.

Algunos puntos en específico fueron más afectados que otros, aunque en todos los departamentos de Guatemala, la lluvia ocasionó daños a la red vial del país. Entre los departamentos más afectados estuvo Santa Rosa, Escuintla, Suchitepéquez y Sacatepéquez. Los efectos de la tormenta Agatha se pudieron observar por medio de desbordes de ríos, derrumbes, deslaves y caídas de árboles. Por otro lado, de los 64 puentes afectados, 18 colapsaron totalmente y muy pocos han sido reconstruidos al 100%. Debido a estas emergencias, la economía nacional fue afectada totalmente ya que las pérdidas por la interrupción del transporte no se podían cuantificar. Debido a la falta de estructuras de emergencia en las carreteras del país, muchos productos fueron perjudicados, especialmente los perecederos, ya que hubo muchos retrasos en el transporte de mercadería de un lugar a otro. El retraso se debió a que se tuvo que buscar rutas alternas, llegando al extremo de utilizar cuerpos de agua como medio de transporte. Obviamente, la economía nunca se detuvo, pero todos los retrasos ocasionaron gastos extras.

Aunque algunas carreteras quedaron transitables, la mayoría se encontraba en malas condiciones, es decir, con baches, derrumbes no levantados, puentes colapsados, cunetas y alcantarillas tapadas, etc., y por esto se dificultó el movimiento de personas y productos. En ese momento se necesitaba que las vías fueran restauradas de inmediato ya que el mal estado de los tramos puede afectar la agenda de comerciantes y turistas, afectando así, la economía de algunas comunidades que se basa principalmente en el turismo, como por ejemplo, Panajachel, Sololá.

Las lluvias en la tormenta Agatha ocasionaron muchos destrozos en la red vial del país, especialmente en carreteras importantes como lo son las CA o carreteras centroamericanas. En la ruta al Pacífico (CA-09-SUR), por ejemplo, carretera a El Salvador e Interamericana Occidente (CA-01). En la última, por ejemplo, hubo tramos totalmente obstruidos en Sacatepéquez, Chimaltenango y Sololá. Sololá ha sido uno de

los departamentos más afectados con constantes derrumbes en el Cerro de La Catarata y el Cerro Lec, limitando el paso a Panajachel, su principal atractivo turístico. Otro lugar de derrumbes en Sololá, también fue en el kilómetro 166 en Nahualá, Sololá en donde el paso quedó semiobstruido. Tanto fue el impacto de Agatha en estas áreas, que el mismo lugar se derrumbaba tres o cuatro veces por semana, debido a la saturación de los suelos.

Otro de los departamentos afectados por la tormenta Agatha fue el municipio de Río Bravo en Suchitepéquez. Exactamente en el kilómetro 126 de la ruta CA-02-occidente, se tuvo que instalar un puente Bailey para reemplazar el puente San Francisco. Éste es un claro ejemplo de lo que representa un puente colapsado. En las fotografías que se ven a continuación, se ve las etapas por las que pasó este puente, que después de ser un puente Bailey de solamente un carril, tuvo que ser reemplazado por un puente tipo Bailey de dos carriles para responder a la gran demanda de vehículos en una ruta internacional.

Figura 34: Paso en puente San Francisco inhabilitado



Fuente: Prensa Libre (junio 2010) versión en línea

La fotografía anterior muestra cómo estaba el puente a punto de colapsar, aunque ya había fallado debido a la crecida del río después de las lluvias en la tormenta Agatha y lluvias posteriores.

Figura 35: Puente Bailey instalado sobre estructura original,



Fuente: COVIAL, 2010

En la fotografía anterior se puede observar claramente cómo se encontraba el puente colapsado. Sobre este mismo puente se montó un puente tipo Bailey de 30 metros de largo de una vía, pero debido al gran riesgo que esto significaba, porque el puente original tenía riesgo de colapsar, se decidió retirar el puente Bailey encima del puente original y colocarlo en un lugar más adecuado para también cuidar la estructura Bailey de colapsar junto con el puente original. En la siguiente fotografía se puede observar cómo colapsó el puente original después de que fue quitado de encima la estructura tipo Bailey.

Figura 36: Puente colapsado,



Fuente: COVIAL, 2010

Claramente se observa que de haber permanecido la estructura Bailey encima del puente original, ambos hubieran colapsado, dañando la estructura tipo Bailey. El principal objetivo de haber quitado el puente Bailey fue conservar la estructura que serviría como paso de emergencia. En la fotografía que se presenta a continuación, se observa la nueva ubicación en donde fue colocado el nuevo paso de emergencia tipo Bailey.

Figura 37: Paso Bailey con apoyo intermedio,



Fuente: COVIAL, 2010

En la fotografía anterior se observa que la instalación de la estructura Bailey fue peculiar debido al tipo de estribo que se utilizó. Para lograr esto, se construyó una vía alterna 30 metros aguas abajo del puente original de concreto colapsado. El tipo de estribo es de concreto ciclópeo y pila a base de contenedores y se utilizó dos puente tipo Bailey para comunicar un lado con el otro, porque debido al cambio de ubicación la luz también cambió. En la siguiente fotografía se observa un panorama de la ubicación del nuevo puente y el anterior puente colapsado.

Figura 38: Vista panorámica Puente San Francisco,



Fuente: COVIAL, 2010

En la parte central de la fotografía se puede observar la ubicación del nuevo consistente en dos puentes tipo Bailey con contenedores que jugaban el papel de estribos.

En la parte inferior de la fotografía se observa la ubicación anterior de la carretera en donde se encontraba el puente colapsado. Pero esto no fue suficiente para mitigar el impacto de los efectos de la tormenta Agatha, debido a que la ruta es una importante conexión a nivel centroamericano.

Debido a esto fue necesario hacer un nuevo plan para reducir el impacto que la lluvia ocasionó en este paso. La meta era instalar un nuevo puente Bailey de doble vía en la ubicación original del puente colapsado que cubriera la luz total. La luz del nuevo puente Bailey sería de 46 metros.

Figura 39: Puente Bailey doble vía,



Fuente: COVIAL, 2010

En la fotografía anterior se observa la vista lateral del nuevo puente tipo Bailey de doble vía que fue instalado para mitigar los daños que ocasionó la tormenta Agatha. Se puede observar que el puente cubre la luz total requerida por lo que fue necesario únicamente un puente de 46 metros de largo. Éste es un claro ejemplo de los efectos de los desastres naturales en la infraestructura vial del país. Como este, hay muchos otros ejemplos de los efectos de la tormenta Agatha, que se verán brevemente a continuación.

Otro de los departamentos fuertemente golpeados por la tormenta Agatha fue Escuintla. En la ruta antigua entre Palín y Escuintla, el asfalto se socavó en el kilómetro 41 y se dañaron las bases del puente Aceituno en el kilómetro 69.

Las rutas departamentales también se vieron seriamente afectadas con el paso de la tormenta Agatha. Otro de los departamentos fuertemente afectados fue Retalhuleu. En San Felipe, en el kilómetro 189 de la ruta hacia Quetzaltenango, se socavó el terreno bajo la cinta asfáltica con el temor de que el pavimento se terminara de quebrar en cualquier momento. En Sacatepéquez también se presentó varios puntos afectados por las fuertes lluvias de la tormenta Agatha. Por ejemplo, el kilómetro 37 de la carretera a Antigua Guatemala en la bajada de Las Cañas y los kilómetros 37 y 39 de retorno a la capital

presentaron ciertos daños. En el caso del kilómetro 39, ha tomado más de un año para registrar avances significativos en el tramo, por lo que la transitabilidad se ve disminuida para todas las personas y turistas que visitan este lugar. Nuevamente, se puede observar la importancia de la red vial para el comercio y el turismo en este país.

Asimismo en Quetzaltenango, el puente sobre el río El Naranjo presentó bases deterioradas en el camino que comunica con el Quetzal, San Marcos. También existió gran demanda para que se construyeran pasos formales sobre los ríos Coyote y Mojahuevos. En el kilómetro 92 de la ruta nacional 14 entre Sacatepéquez y Escuintla, se socavó un pedazo de terreno, haciendo vulnerable la ruta.

Algunos caminos municipales también fueron seriamente dañados. En Chimaltenango, por ejemplo, cuatro comunidades quedaron sin acceso a la cabecera por que se destruyó el puente sobre el río Pixcaya.

Fue tanta la emergencia que tuvieron los pobladores de las aldeas vecinas que se tuvo que colocar troncos, piedras y neumáticos para restaurar el piso, quedando el riesgo de que en cualquier momento pueda colapsar.

Asimismo en Totonicapán, relata un testigo que el puente de concreto que los comunicaba con la cabecera fue derribado por las correntadas de agua debido a las lluvias por la tormenta Agatha. A falta de intervención del gobierno y de la municipalidad, los vecinos del lugar decidieron improvisar un puente, el cual sin cálculo previo pudo haber fallado en cualquier momento.

En Santa Lucía La Reforma, Totonicapán, tres puentes del municipio afrontaron daños, según lo relató un miembro de la comuna del municipio. Como se había mencionado anteriormente, Sololá fue uno de los departamentos más afectados y en especial su fuente turística, Panajachel.

El puente la Quebrada fue destruido y era parte esencial de Panajachel y San Andrés Semetabaj pues comunicaba con la Costa Sur. Aparte, la mitad de la cinta asfáltica fue hundida por socavamiento, observando nuevamente su enorme impacto en la economía y turismo del país. En las fotografías a continuación se presenta breves reseñas de lo ocurrido durante la tormenta Agatha y sus efectos en la infraestructura vial del país, resaltando sus efectos en diferentes puentes.

Figura 40: Desastre Agatha



Fuente: Prensa Libre (junio 2010) versión en línea

Figura 41: Desastre Agatha 2,



Fuente: Prensa Libre (junio 2010) versión en línea

Figura 42: Puente.



Fuente: Prensa Libre (junio 2010) versión en línea

Figura 43: Desastre Agatha



Fuente: Prensa Libre (junio 2010) versión en línea

a. **Inundaciones.** Una inundación es la presencia de agua donde usualmente no esta presente la misma. Estas pueden ser causadas por el desborde de ríos debido a altos niveles de lluvia, deshielo en zonas montañosas, mareas más altas de los niveles usuales o en el caso de deslizamientos de aguas lodosas.

Como se mencionaba anteriormente los huracanes pueden ser causantes de las inundaciones por los altos niveles de lluvias y mareas crecidas en algunos casos. Nuevamente en las zonas costeras, las inundaciones pueden ser causadas por tsunamis debido a los terremotos como mencionados anteriormente, arrasando con ciudades y pueblos enteros. Los ríos que constantemente se desbordan en nuestro país tienen caudales muy variables a lo largo del año pero si el cauce del rio se esta modificando constantemente a este se le debe dar mantenimiento y dragar correctamente ya que en un futuro podría existir una inundación con caudales mayores. Por el mal uso que se les da a los ríos estas crecidas cada vez son más grandes por lo que el espacio que se deja no resulta suficiente para evitar desastres en la siguiente crecida por causas naturales.

Por el otro lado, se debe saber que existen varios factores que afectan la precipitación dependiendo de la ubicación geográfica de cada lugar. Los siguientes factores afectan la cantidad de agua en cada cauce y se debe tomar en cuenta al momento de realizar una construcción de cualquier tipo.

- Latitud del punto de ubicación ya que el nivel de precipitación baja conforme la temperatura y humedad atmosférica baja también
- Distancia a fuentes de humedad como lagos, costas y otros ríos que permitan mas humedad en el ambiente por evaporación.
- La topografía del lugar causa también ciertos efectos en la precipitación, en las zonas montañosas se tienen mayores niveles de lluvia
- Uso de la tierra afectan la posibilidad de infiltración, tipo de suelo, permeabilidad del suelo y la existencia de drenajes, ríos o lagos.

Los efectos causados por las inundaciones pueden ser graves, pero dependiendo del nivel de agua que alcance la inundación, la velocidad del agua y cuanta área está cubierta afecta los daños causados. Por el otro lado, los resultados pueden ser muy diferentes en el caso que se realizo un diseño y construcciones considerando las inundaciones hasta

cierto nivel en conjunto con el tipo de suelo que se desea que evite la erosión y que tenga suficiente cohesión para evitar derrumbes o deslizamientos. Todo diseño, especialmente de puentes debe tomar en consideración que Guatemala esta constantemente afectado por tormentas tropicales, fenómenos como El Niño en el Pacífico y una temporada lluviosa con crecidas bastante altas por lo que las subestructuras y las superestructuras tiene que ser diseñadas donde el efecto de estas sea mínimo o nulo.

Figura 44: Personas afectadas por inundaciones en la ciudad Capital



Fuente: (Prensa Libre, 2011)

b. **Deslizamientos y desprendimientos.** Los deslizamientos son movimientos de tierra que ocurren en el caso que se tenga un talud no estable. Ocurren en el momento que el terreno se vuelve inestable ya que supera la capacidad de mantenerse adherida cierta capa por una nueva pendiente creada, peso agregado por masas en su superficie o agua de lluvia. Estos taludes pueden ser tratados para evitar dichos deslizamientos, reconociendo previamente que son potenciales fallas.

La geografía es definitivamente el factor que mas afecta a la estabilidad de taludes. Por lo tanto en el momento que a los taludes naturales, que en algunos casos ya son críticos, se les modifica y se dejan cortes con mayores pendientes dejando taludes inestables en la mayoría de veces. Los factores de mucha importancia para la clasificación de deslizamiento son los siguientes:

- Tipo de movimiento del suelo
- Coherencia y tipo del suelo afectado
- Causa de la falla

Por el otro lado, los desprendimientos son similares a los deslizamientos pero en bloques que ocurren en caída libre. En el caso de un talud muy grande puede haber una roca de gran tamaño que deja de estar en equilibrio y desprende con ella una porción considerable de tierra. Estos bloques de roca y tierra se aflojan debido a la erosión constante o nuevamente por la presencia del agua. Existen varios tipos de derrumbes y a continuación se presentan algunos.

- Derrumbes planares: Derrumbes donde el movimiento de los bloques de roca y suelo es sobre la superficie aflojando los materiales sobre dicha superficie.
- Desprendimiento lateral: desprendimientos de grandes planos de material, dependiendo del suelo, aun que no existan grandes pendientes.
- Derrumbes rotacionales: Es el tipo de derrumbe donde se ve un cambio lento sobre la superficie terrestre y es en la forma de cuchara donde el plano de falla es el mismo y se encuentra desprendido del resto del talud.

Figura 45: Derrumbe bloquea Ruta Interamericana



Fuente: (Prensa Libre, Octubre 2011)

Figura 46: Ruta entre Sololá y Panajachel bloqueada por derrumbe



Fuente: (Prensa Libre, Oct 2011)

Los deslizamientos y derrumbes existen en diferentes magnitudes por lo que en algunos casos causan bloqueos de carreteras, entierran pueblos y en algunos casos ciudades enteras. En Guatemala tenemos el caso de caídas de rocas grandes debido a la fracturación de la roca como también el caso de tierra floja en taludes creando avalanchas de lodo que pueden soterrar completamente a personas, viviendas y edificaciones grandes en algunos casos. Por el otro lado, en el caso de tormentas repentinas se ha podido observar deslizamientos de gran escala afectando el tráfico luego de varios días de lluvia donde la precipitación supera los niveles permitidos de agua para ser absorbidos por el suelo.

c. Volcanes en erupción. Existen aproximadamente 600 volcanes en el mundo que se encuentran activos y hay muchos volcanes inactivos. Un volcán es una estructura geológica de donde sale la roca fundida llamada magma que se encuentra en el interior del planeta tierra. Las erupciones, cambian en duración, frecuencia e intensidad por lo que estas pueden ser explosiones destructivas extremadamente grandes o una especie de ríos pequeños de lava corriendo en la punta de los volcanes.

De los volcanes activos aproximadamente 50 de estos hacen erupción anualmente, afectando a todas las poblaciones que viven a distancias cortas de estos mismos. Se conoce que los volcanes generalmente se encuentran en los límites de placas tectónicas aun que en algunos casos solo hay unas grietas por donde se canaliza el material caliente y sale a la superficie acumulándose en forma de cono. Existen diversos tipos de

erupciones volcánicas entre ellos las efusivas, mixtas o vesubianas. Esto dependiendo del contenido de la erupción que puede ser desde correntadas grandes de lava, canales pequeños de magma, arena volcánica lanzada al aire o ceniza de distintos tipos creando a la vez vibraciones o temblores por las presiones liberadas en el lugar. Las erupciones volcánicas pueden causar daños a sus alrededores por lo que debemos tomar en cuenta en el diseño de estructuras civiles los problemas que los volcanes pueden causar en caso de estar cercanos a uno de estos. El agua superficial de comunidades puede ser contaminada con elementos tóxicos en el momento de encontrarse expuesta a la ceniza volcánica. Las mismas plantas de tratamiento de agua pueden ser afectadas ya que en los tanques de sedimentación puede caer esta ceniza y causar problemas a los usuarios del agua. Por el otro lado, puede existir sedimentación en los drenajes donde cae una especie de arena y no permitir el paso del agua. Por el otro lado, en el momento de ocurrir una erupción se puede dar el caso de piedras lanzadas a gran distancia y a velocidades muy grandes que aun que estas ya estén mas frías y secas pueden causar impacto a las diferentes obras existentes.

1. Planificación de puentes

En el momento de planificar la construcción de puentes se debe aclarar la importancia al proyecto y los beneficios que puede tener como también la importancia de seguir varios pasos para realizar un diseño adecuado.

a. Identificar el proyecto. Ubicar geográficamente el proyecto, detalles de cuenca y ríos que va a pasar la estructura y finalmente el tipo de puente a utilizar, tráfico de la vía pública en este punto y tipos de cargas afectando la estructura.

b. Ordenamiento territorial. Encontrar limitaciones creadas por la ley del terreno y del planeamiento de la vida para evitar futuros problemas con vecinos o municipalidades.

AGIES divide Guatemala utilizando el mapa en una Figura 22 otorgando un índice de sismicidad a cada una de las regiones del país dependiendo de la severidad esperada del sismo en el punto y recomienda subir este índice en casos especiales donde se podría esperar efectos sísmicos severos. El nivel de protección sísmico de una obra es la relación entre la clasificación de la estructura y el índice de sismicidad. Por el otro lado,

las municipalidades deben de tomar en consideración la amenaza de terrenos inestables o sitios vulnerables, otorgando por zonas la clasificación de amenaza: nula, baja, mediana o alta. Se debe tener precaución en las siguientes zonas:

- Flancos de barrancos
- Terrenos muy Inclinaados
- Franjas de terreno falladas o fisuradas
- Arenales y suelos granulares saturados
- Litorales y riberas

c. **Estudio topográfico de sitio.** Identificar en el levantamiento detalladamente las características del sitio. Se deberá levantar las características del río aguas arriba y abajo para evitar futuros problemas y realizar el diseño con el comportamiento de las aguas en mente. Se recomienda el uso de fotografías para realizar de mejor manera el trabajo. Para el caso de los puentes, las especificaciones piden las siguientes características y detalles para levantamientos topográficos.

- Curvas de nivel cada 1 metro aproximadamente
- Especificar detalladamente cualquiera de las siguientes
- Cercos
- Piedras de gran tamaño
- Casas y estructuras cercanas
- Infraestructura existente

Con la información antes mencionada es posible hacer un diseño más específico y calcular movimientos de tierra, mano de obra para preparación de sitio y costos en general.

d. **Estudio de aguas.** Se debe estudiar el tipo de comportamiento que tendrán las aguas luego de ser afectadas por la subestructura y superestructura y también conocer detalles como niveles normales, creciente máxima, creciente extraordinaria, velocidades y demás detalles del río para diseñar una sección adecuada al cauce. También deben estudiarse los suelos del río y el cauce en general para evitar sorpresas con las cantidades de agua que afectan al río.

En el caso particular de los puentes de emergencia el estudio de aguas puede obviarse debido a que la estructura no estará colocada por un periodo de tiempo extenso.

e. Estudio geotécnico: Se deben estudiar los tipos de suelos, la estratigrafía del suelo, para el diseño de cimentaciones y tipos de cimentaciones a utilizar. Según AGIES se deben hacer los estudios geotécnicos según la clasificación de la obra.

Inicialmente recomienda clasificar las obras entre obras críticas, obras esenciales, obras importantes, obras ordinarias y obras utilitarias. Luego de que se ha clasificado la obra, se debe hacer un estudio geotécnico de tipo 1 al 5 dependiendo de la profundidad del estudio mismo como sigue:

Tabla 18: Estudio geotécnico por clasificación de obra.

Tipo	Estudio a realizar
I	Informe escrito del ingeniero o del ingeniero civil geotecnia si fuera necesario, a juicio del primero.
II	Verificación geológica del área general e investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil geotecnia, para determinar la capacidad portante del mismo, el tipo de material por encontrar con la presentación de perfiles estratigráficos, profundidad recomendable para cimentar, tipos de cimentación recomendable, empujes laterales y recomendaciones de estabilidad de cortes verticales mayores de 2.0 m durante la construcción (si los hubiere).
Continuación Tabla #18	

III	<p>Investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil geotecnia, característica para el diseño de estructuras especiales que requieran la evaluación de interacción suelo-estructura, o para cimentaciones especiales que deban estudiarse en conjunto con el comportamiento elástico del subsuelo, tales como placas de cimentación, vigas en soporte elástico, pilotes o similar.</p>
IV	<p>Investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil geotecnia, con el soporte eventual del ingeniero geólogo o geofísico, en problemas tales como estudios de estabilidad de taludes, presencia de fallas geológicas, densificación de arenas por efectos sísmicos, problemas de posible licuación del suelo en arenas o arenas limosas, cimentación en arcillas, especialmente cuando se encuentren en riberas lacustres o marítimas, otros casos de cimentación en suelos problemáticos y en formaciones geológicas problemáticas. Esta investigación hará énfasis particular en las características dinámicas del suelo de cimentación.</p>
V	<p>Investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil geotecnia que requiera la participación activa del ingeniero geólogo y/o geofísico, como en el caso IV pero para obras de mayor complejidad y dimensiones.</p>

Fuente: (AGIES, 2011)

f. Estudio de sismos. Se deben utilizar los recursos disponibles que contengan información importante con relación a los sismos del área e identificar si el área es vulnerable a sismos y que tan seguido suceden estos.

g. Impacto ambiental. Se debe minimizar el impacto ambiental por la construcción de la estructura en el área de la misma y no afectar a vecinos del sitio de construcción.

h. Análisis de riesgo. Uno de los más importantes, es importante minimizar el riesgo de la estructura o diseñar de tal forma que estos no afecten a la estructura.

- Evaluación de amenazas: Se deben tomar en cuenta todas las amenazas antes mencionadas, identificando las ventajas y desventajas para el desarrollo del diseño.
- Evaluación de vulnerabilidad: Conocer las debilidades del puente y resistencia a los riesgos de las amenazas naturales y humanas sobre el puente.
- Riesgo promedio de estructura: tomar en consideración los riesgos a los que está expuesta la estructura para decidir si se debe realizar el proyecto o no.
- Alternativas del proyecto: Pensar en alternativas y realizar un análisis de ventajas y desventajas de cada solución.

i. Consideración financiera. Se debe evaluar la rentabilidad del proyecto debido a los altos costos de una estructura de estas.

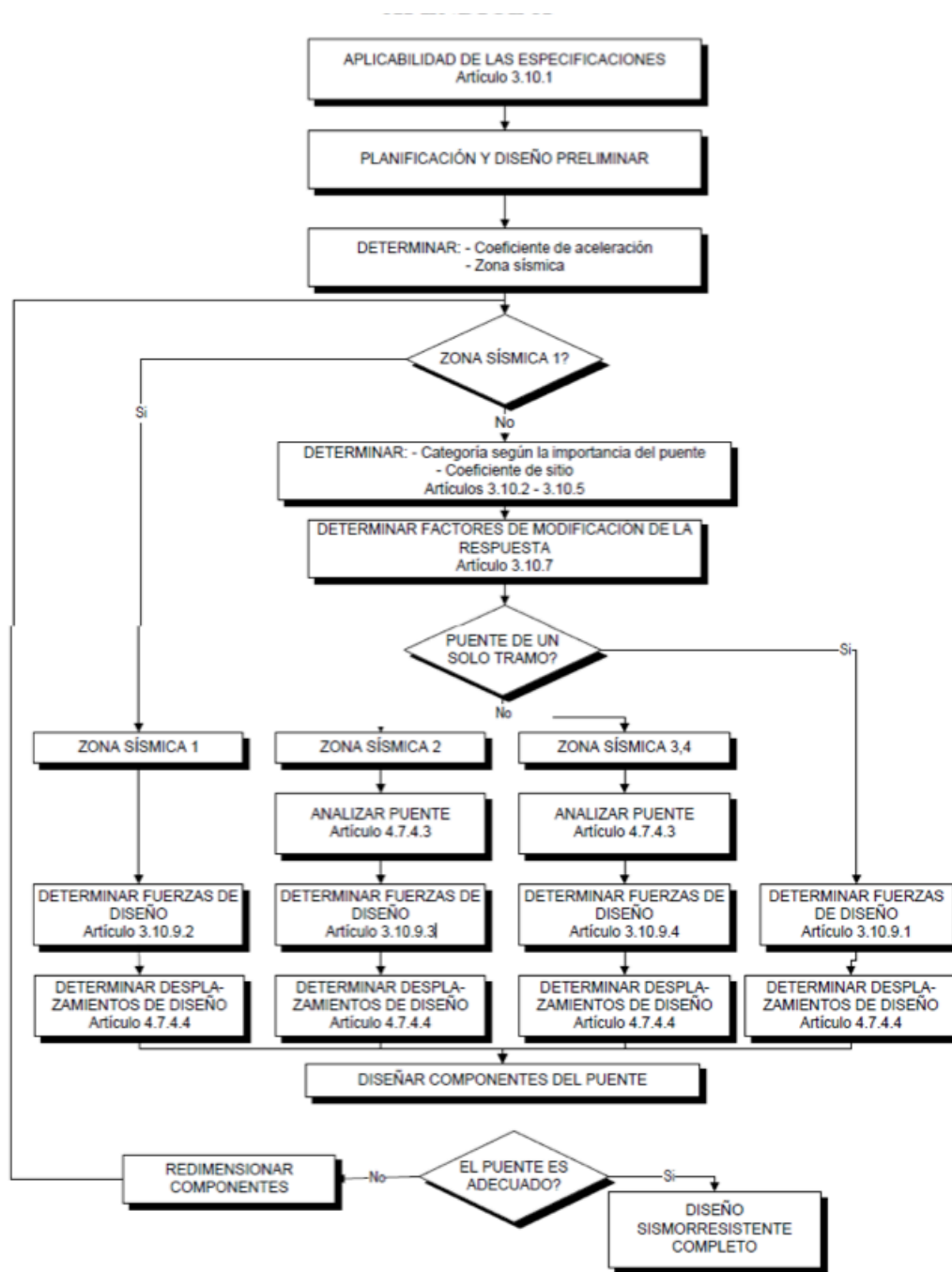
La evaluación económica de un puente de la vía pública se hace por entidades del gobierno quienes evalúan la importancia de dichos puentes y la continuidad de la vía para el desarrollo social y económico del país.

2. Diseño. Como se ha mencionado anteriormente el diseño y el mantenimiento juegan un importante papel en evitar que la estructura colapse y que exista una limitante para el transporte de productos agrícolas, combustibles y turismo a sectores del país.

Las características del puente se obtienen considerando, en la fase de planificación, las cargas vivas y muertas, como las fuerzas de sismo y viento que afectaran al puente.

a. Especificaciones y normas. Se recomienda el uso de las normas del American Institute for Steel Construction (AISC), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) o cualquier norma nacional o publicada por SIECA. AASHTO utiliza el siguiente diagrama de flujo seguido de tablas para el diseño de puentes y los elementos que lo conforman.

Figura 47: Apéndice A. Aplicabilidad de especificaciones



Fuente: (AASHTO,2011)

Figura 48: Cálculo de fuerzas de diseño

3.10.9 Cálculo de las Fuerzas de Diseño

3.10.9.1 Requisitos Generales

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

Los anchos de asiento en los apoyos expansivos de puentes multitramo deberán satisfacer el Artículo 4.7.4.4, o bien se deberán proveer unidades de transmisión de impacto (STU) y amortiguadores.

C3.10.9.1

Este artículo se refiere a sollicitaciones transmitidas de la superestructura a la subestructura. Los estribos de los puentes multitramo (pero no los de los puentes de un solo tramo) y los muros de sostenimiento están sujetos a presiones del suelo incrementadas por la aceleración como se especifica en los Artículos 3.11.4 y 11.6.5. En este momento los muros de ala de las estructuras de un solo tramo aún no están totalmente cubiertos por estas Especificaciones; en esta área el Ingeniero debería utilizar su criterio profesional

Fuente: (AASHTO, Apéndice A.)

4.7.4 Análisis para Cargas Sísmicas

4.7.4.1 Requisitos Generales

Los requisitos mínimos de análisis para los efectos sísmicos serán como se especifica en la Tabla 4.7.4.3.1-1.

Para los métodos de análisis modales, especificados en los Artículos 4.7.4.3.2 y 4.7.4.3.3, el espectro de diseño elástico será el dado por la Ecuación 3.10.6.1-1.

No es necesario analizar los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 para cargas sísmicas, independientemente de su importancia y geometría. Sin embargo, para estos puentes se deberán aplicar los requisitos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.4 y 3.10.9.

4.7.4.2 Puentes de Un Solo Tramo

Para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deberán diseñar para las sollicitaciones mínimas especificadas en el Artículo 3.10.9.

Los requisitos sobre mínimo ancho de apoyo se deberán satisfacer en cada estribo como se especifica en el Artículo 4.7.4.4.

Figura 50: Puentes de múltiples tramos

4.7.4.3 Puentes de Múltiples Tramos

4.7.4.3.1 Selección del Método de Análisis

C4.7.4.3.1

Para las estructuras de múltiples tramos los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en la Tabla 1, en la cual se utiliza la siguiente simbología:

* = no se requiere análisis sísmico

UL = método elástico de carga uniforme

SM = método elástico unimodal

MM = método elástico multimodal

TH = método de historia de tiempo

La selección del método de análisis depende de la zona sísmica, la regularidad y la importancia del puente.

La regularidad depende del número de tramos y de la distribución del peso y la rigidez. Los puentes regulares tienen menos de siete tramos, ningún cambio abrupto de peso, rigidez o geometría, y ninguna variación importante de estos parámetros entre tramo y tramo ni entre apoyo y apoyo, excluyendo los estribos. En lugar del mínimo recomendado se puede utilizar un procedimiento de

Tabla 4.7.4.3.1-1 – Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros Puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1		*	*	*	*	*	*
2	No se requiere análisis sísmico	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: (AASHTO, Apéndice A)

Figura 51: Requisitos para que un puente sea considerado

Tabla 4.7.4.3.1-2 – Requisitos para que un puente sea considerado

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos					
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1,5	1,5
Máxima relación de rigidez caballete/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	---	4	4	3	2

Los puentes curvos compuestos por múltiples tramos simples se deberán considerar "irregulares" si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20°. Estos puentes se deberán analizar ya sea mediante el método elástico multimodal o bien mediante el método de historia de tiempo.

Un puente curvo de vigas continuas se puede analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos siguientes:

- El puente es regular de acuerdo con lo definido en la Tabla 2, excepto que para un puente de dos tramos la máxima relación de longitudes entre tramo y tramo no debe ser mayor que 2;

Fuente: (AASHTO, Apéndice A.)

El puente debe incluir aceras a sus lados para el paso peatonal y si es posible seguir el ancho de la sección del resto de la carretera dejando una altura debe de superar la altura máxima de los estudios hidráulicos del sitio.

b. Cargas de diseño. La carga de diseño de la estructura debe ser congruente a las cargas con las que se diseñó el resto de la carretera tomando en cuenta el área que afecta y el tipo de comercio para hacer un puente adecuado. Según AASHTO se deben tomar en cuenta las cargas del camión para el cual está diseñada la estructura y una presión longitudinal en el caso que exista agua, para tomar en consideración el arrastre que tendrá el agua y su velocidad sobre las pilas del puente.

c. Posición y cimentación. Se debe completar la vía donde el río la intercepta sin afectar el área del río y realizar el estudio de suelos necesario para poner las cimentaciones adecuadas conociendo el soporte del suelo. Por el otro lado debe considerarse el ancho de carreteras y especificaciones de las aproximaciones de los puentes como lo indica AASHTO.

d. Materiales de construcción. Tomar en cuenta al diseñar los materiales accesibles en el área y las cargas de diseño antes mencionadas. El libro azul es una referencia muy completa de los materiales de construcción específicamente en Guatemala. Esta norma cuenta con características específicas de los materiales disponibles.

e. Obras de protección (muros y gaviones). Deben diseñarse las obras de protección de la estructura cuando la forma del río lo exija aguas arriba o aguas abajo. Debe evitarse la socavación de las pilas y el cambio en general del cauce del río afectado por la alteración humana hecha.

f. Seguridad vial. Se debe utilizar y diseñar la señalización adecuada para indicar la existencia de un puente, las cargas y admisiones de vehículos admisibles y principalmente alertar al conductor a tener cuidado en las entradas y salidas de la estructura debido a posibles variaciones en la rodadura.

3. Construcción de la estructura. Se debe construir siguiendo los siguientes pasos y luego de evaluar el proceso de planificación y de diseño.

a. Estimación de costos. Se deben estimar los costos de la construcción del proyecto y de las estructuras de protección diseñadas. Al encontrar el precio de los materiales y mano de obra es necesario conocer la distancia a obra y tomarlo en consideración al generar los reglones de trabajo.

b. Procesos importantes.

- Encontrar un punto para establecer oficinas de la empresa para la duración de la obra.
- Controlar los materiales utilizados y seguir con las normas de calidad de materiales, como también que se supervise la obra de la manera correcta.
- Colocar señales adecuadas para avisar a conductores de la obra para protegerlos y cuidar que exista un accidente con los trabajadores del lugar.
- Colocar defensas en las aproximaciones del puente para evitar que personas no tomen la vía correcta.

4. Mantenimiento. El mantenimiento es la etapa más larga y más importante de todas ya que en la red vial los puentes son de mayor importancia debido a que en muchos casos no existen las vías alternas.

El mantenimiento es necesario para que un puente cumpla con su vida útil sin problemas. En el caso de no contar con un presupuesto para mantenimiento, se deben redistribuir lo poco disponible para brindar mantenimiento al puente de la vía de mayor importancia para evitar que este falle o sea afectado por la naturaleza.

Antes de dar el mantenimiento rutinario y preventivo a un puente es necesario hacer una inspección de puente. Se requiere evaluar los elementos del puente y los que lo rodean incluyendo los siguientes datos.

1. Nombre del puente
2. Ubicación del puente
3. Dimensiones
4. Tipo de puente
5. Elementos del puente

Con el fin de poder completar el formulario siguiente.

Figura 53: Formulario de gestión de riegos SIECA pag. 2

Nombre Puente		Codigo		Ruta		Kilometraje	
ESTRIBO DE SALIDA							
Cortina Superior	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Cortina Inferior	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Viga de Apoyo	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Apoyos	Material	Neopreno aplastado		Fuera de lugar	Oxidado	Falta perno	Perno Roto
Columnas	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Cuerpo (Muro de Gravedad)	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Otros (especificar)
Aletones	Material	Largo (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Aguas Arriba							Otros (especificar)
Aguas Abajo							
Socavación		No hay		Si, pero no hay aguas arriba	Si, hay exposición aguas arriba	Asentamiento de aguas arriba	
				aguas abajo	aguas abajo	aguas abajo	
PILAS							
Viga Cabezal	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Columnas	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero
Cuerpo (Muro de Gravedad)	Material	Altura (m)	Ancho (m)	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Perdida de petreos por golpe	Otros (especificar)
Apoyos	Material	Neopreno aplastado		Fuera de lugar	Oxidado	Rotura de perno	Perno Roto
Socavación		No hay		Si, pero no hay aguas arriba	Si, hay exposición aguas arriba	Asentamiento de aguas arriba	Otros (especificar)
				aguas abajo	aguas abajo	aguas abajo	

Nombre de Inspector:
Fecha Inspección

Figura 54: Formulario de gestión de riegos SIECA pag. 1

Nombre Puente	Código	Ruta	Kilometraje		Otros (Especificar)
5 SUPER-ESTRUCTURA					
Losa de Rodamiento			Desprendimiento de	Baches	Exposición de acero
Elemento Portante de Concreto	Grietas en una dirección	Grietas Verticales	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero	Otros (Especificar)
Elemento Portante de Acero	Grietas en Diagonal	Faltan Pernos	Elemento Golpeado	Elemento Cortado	Pintura
Diafragmas concreto	Oxido	Grietas Verticales	Perdida de petreos por golpe	Exposición de acero	Otros (Especificar)
Diafragmas acero	Grietas en Diagonal	Faltan Pernos	Elemento Golpeado	Elemento Cortado	Pintura
Estructura Tipo Sercha	Oxido	Faltan Pernos	Elemento Golpeado	Elemento Cortado	Pintura
Drenaje Superestructura	Limpios	Obstruidos			Otros (Especificar)
6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES					
Pasamanos Barandal (especificar lado)	Ausencia de Sección	Deformación de Elemento	Golpeado (longitud)	Pintura	Otros (Especificar)
Postes Barandal (especificar lado)	Ausencia de Sección	Deformación de Elemento	Golpeados (cuantos)	Pintura	Otros (Especificar)
Barreras	Grietas en una dirección	Grietas en dos direcciones	Golpeado (longitud)	Pintura	Otros (Especificar)
Junta (entrada)	Falta Elemento	Junta Limpia	Daños		
Junta (salida)	Falta Elemento	Junta Limpia	Daños		
Juntas Intermedias	Falta Elemento	Junta Limpia	Daños		
Losa Acceso (entrada)	Buen Estado	Daños asentado	Daños fisurado	bache	
Losa Acceso (salida)	Buen Estado	Daños asentado	Daños fisurado	bache	
				Nombre de Inspector:	
				Fecha Inspección	

Fuente: (SIECA, 2009)

Figura 55: Formulario de gestión de riegos SIECA pag. 3

Nombre Puesto	Codigo	Ruta	Kilometraje	
---------------	--------	------	-------------	--

Obras Protección (aguas arriba)	Material	Tipo (*)	largo	ancho	altura
Obras Protección (aguas abajo)	Material	Tipo (*)	largo	ancho	altura

Los daños de estas obras deberán reportarse en el cuadro de observaciones.
 (*) gaviones, muro, etc

CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE

Tipo de cuerpo de agua existente adyacente al puente:		Quebrada		Otros		Nombre Río	
Estado del cauce							
Limpio		Asolvado / Sedimentado		Erosionado		Otros	
		Asolvado / Sedimentado		Limpio		Erosionado	

Encauzamiento:	
Recto	Curva
	Indefinido

A presentado desbordamiento		si		no	
Fecha ultimo desbordamiento				Frecuencia (años)	

OTROS

Señalización	Informativa	Preventiva	Reglamentaria
HAY			Horizontal
Estado			
NO HAY			

Alumbrado Artificial (existe)		si		no	
--------------------------------------	--	----	--	----	--

Drenajes adedeños al puente		si		no	
Estado		Bueno		Malo	

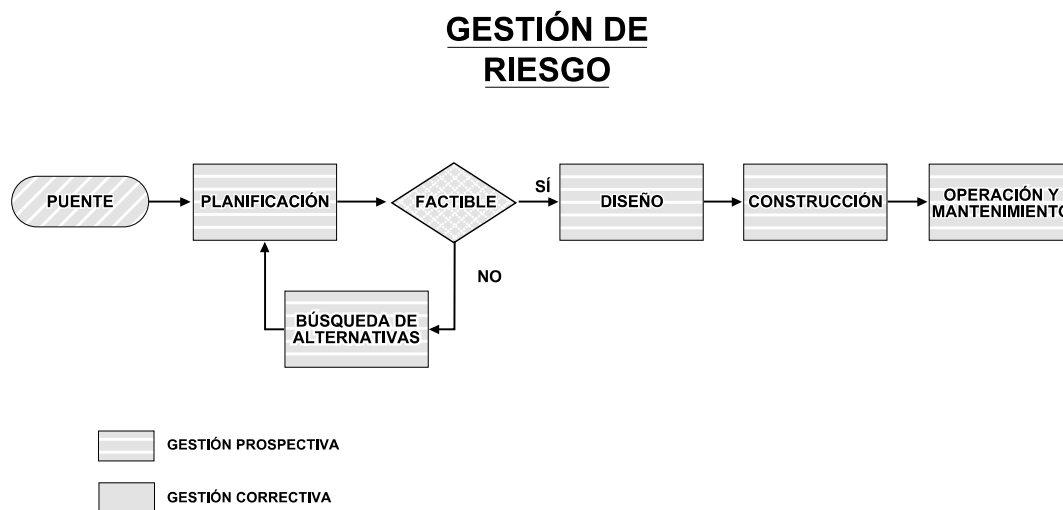
Nombre de Inspector:

Fecha Inspección

Fuente: (SIECA, 2009)

6. Ciclo de proyectos de puente

Figura 57: Diagrama de gestión de riesgos



Fuente: (SIECA,2009)

7. **Análisis de vulnerabilidad de proyectos:** A continuación se presenta un cuadro donde se toman en consideración los componentes y las variables de la vulnerabilidad para puentes

Tabla 19: Análisis de vulnerabilidad de proyectos

Componentes de vulnerabilidad	Subcomponentes	Criterios
Materiales y agregados	Disponibilidad	Cantidad y cercanía de las fuentes de materiales cercanos a la ubicación del proyecto
	Materiales renovables	Tomar en consideración los materiales que se utilizan y no son renovables

Continuación Tabla #19		
Diseño	Adaptación	Adaptar las condiciones del proyecto con las condiciones del suelo, movimientos de tierra necesarios o acceso al sitio del proyecto
	Estabilidad	El diseño debe cumplir con los parámetros de resistencia y estabilidad para evitar problemas
	Funcionalidad	Se considera que tan funcional es el diseño tomando en cuenta de espacio para vehículos, señalización, ciclo vías y aceras.
Tecnología de construcción	Trabajadores	Con relación a la ubicación, debe tomarse en cuenta si el trabajo requerido es especializado y si puede ser encontrado a poca distancia
	Equipo	Tomar en cuenta la cantidad y la distancia a la que se encuentra equipo de construcción requerido
	Desechos	Se debe hacer un plan para el manejo de deshecho.
	Control	Supervisión constante de la obra, maquinaria y trabajadores que requieran asistencia

Para completar la evaluación de vulnerabilidad de una estructura deben tomarse en consideración ciertas asignaciones en tablas con el fin de poder evaluar de forma numérica la estructura. Inicialmente debe nombrarse la estructura con un factor de escala donde se toma en cuenta de 1 a 3 los valores de vulnerabilidad de una estructura donde 1 es el más alto. Luego debe tomarse en consideración la importancia de la obra donde 3 es la estructura más vulnerable, y finalmente se determina la frecuencia con la que las evaluaciones de la estructura coinciden. Estos valores son conseguidos promediando los valores obtenidos por la estructura en el formulario elaborado por SIECA en *el Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo de Puentes*.

VIII. TIPOLOGÍA DE PUENTES DE EMERGENCIA

A. Generalidades de los puentes de emergencia

1. Definición e historia. Un puente de emergencia es un puente temporal que se instala donde se necesita un acceso temporal. La razón por la que se necesita un acceso temporal es porque el acceso permanente que existía no es funcional, ya sea porque se cayó, está por caerse o simplemente no aguanta las cargas a las que necesita ser sometida. Un puente de emergencia entonces sirve como sustituto mientras se logra reponer o arreglar el acceso permanente o bien mientras pasen las cargas que un caso regular no aguantaría.

Un puente de emergencia no sólo sirve para sustituir temporalmente un puente permanente. También puede ser porque únicamente se necesita acceder a un lugar por un tiempo limitado. Un ejemplo es en el caso de bosques de tala. Puede ser que se necesite atravesar maquinaria pesada para cortar los árboles, pero no haya un acceso. En ese momento, un puente de emergencia podría solucionar el problema.

Un ejemplo más frecuente del uso de puentes de emergencia es con el propósito militar. A través de la historia, en las guerras se ha debido desarrollar diferentes puentes de emergencia para poder sobreponerse obstáculos físicos que normalmente no se necesitaría. Cuando se está en combate, tanto los vehículos militares como los militares necesitan pasar por estos obstáculos para llegar a su objetivo. Puede que no haya un puente permanente, ya sea porque el puente permanente fue destruido a propósito para evitar el acceso o porque simplemente nunca se había necesitado de un puente en ese lugar. El ejemplo más ilustrativo de este caso es el de los Bailey, que fueron utilizados ampliamente en la Segunda Guerra Mundial.

Más recientemente, los puentes de emergencia desarrollados por lo militares han venido a ser utilizados para sustituir temporalmente puentes permanentes como ya se mencionó. En las industrias puede haber la necesidad de un puente temporal. Un ejemplo es las industrias madereras, en las cuales se ven en la necesidad de instalar puentes temporales para movilizar la maquinaria necesaria para cortar los árboles

2. Fundamentos de diseño de puentes de emergencia

a. Filosofía de diseño: el diseño de un puente de emergencia se puede utilizar cualquiera de las dos filosofías mencionadas anteriormente (ASD o LRFD), siempre y cuando cumpla el diseño cumpla con los requisitos necesarios para ser funcional.

b. Cargas de diseño: a la hora de desarrollar un puente de emergencia se busca que cumpla con ciertos requisitos de cargas vivas y muertas, dependiendo del uso que se le dará. Las cargas laterales como el sismo y el viento se pueden ignorar debido a que la probabilidad de que ocurra una catástrofe por alguno de los anteriores es muy baja. Por otro lado, la carga de fatiga si debiera considerarse en el caso de que los puentes de emergencia se reutilicen.

3. Características principales. Las características principales de lo puentes de emergencia es que son:

- Modulares
- De medidas estandarizadas
- De fácil instalación
- De fácil movilización.

B. Puente de emergencia Bailey

Los puentes Bailey son puentes portátiles prefabricados diseñados exclusivamente para uso militar. El puente consta de elementos de aproximadamente tres metros de longitud y pueden ser utilizados para cubrir luces de hasta sesenta metros. Una de las principales ventajas de este tipo de puente es que puede ser ensamblado sin la necesidad de equipo o maquinaria pesada, por lo cual en la actualidad se utilizan para situaciones de emergencia, como cuando hay desastres naturales y se dañan los puentes.

Este tipo de puente hizo su aporte durante la Segunda Guerra Mundial. El puente Bailey fue diseñado por el ingeniero inglés Donald Coleman Bailey en 1941, quien vendió

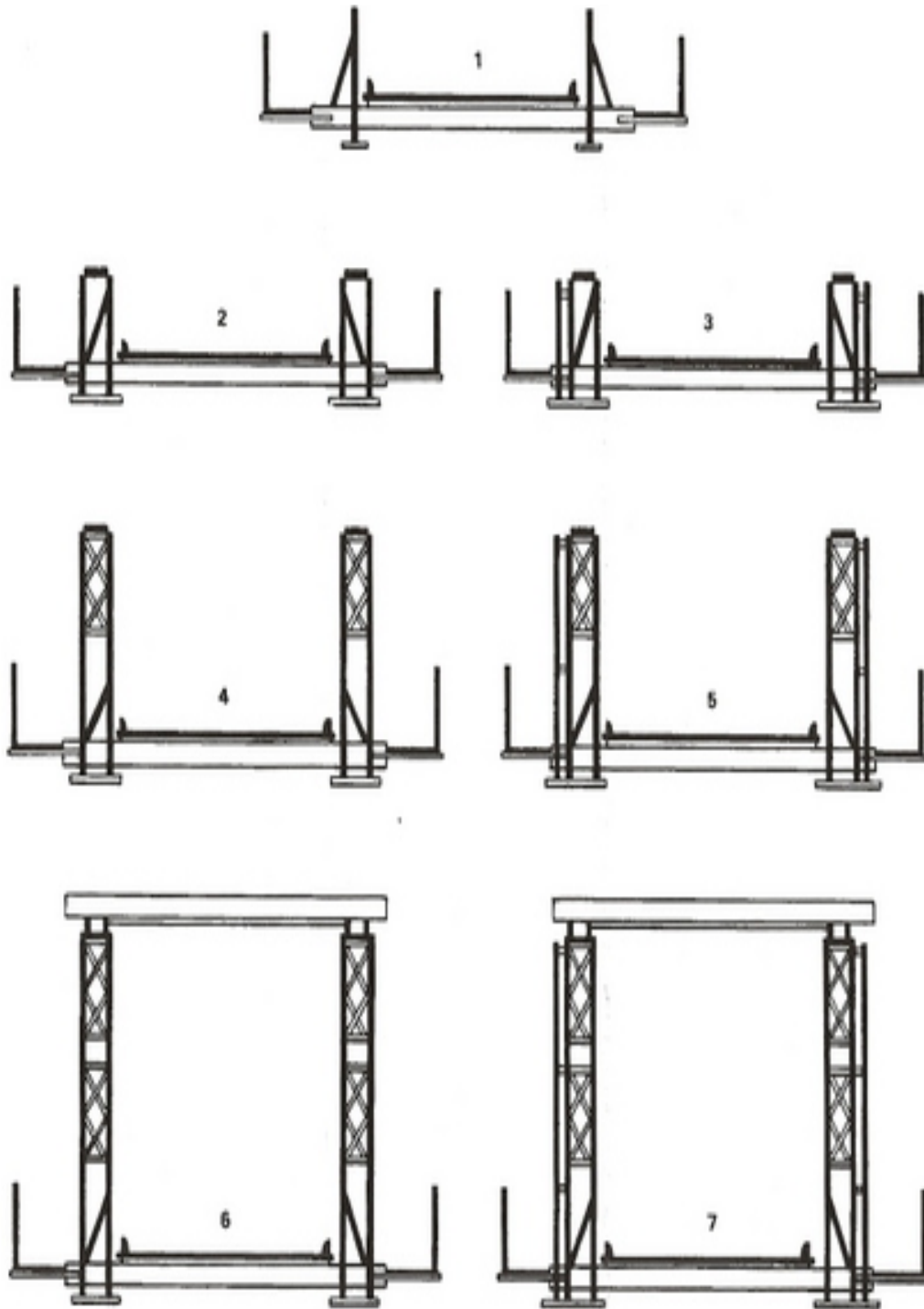
el diseño al Ministerio de Guerra Británico. El ejército americano adoptó el puente como equipamiento en febrero de 1943. El modelo de la SGM sufrió después de la guerra ligeras modificaciones, como un incremento en su anchura para permitir el paso de los vehículos actuales y la mejora de su aleación. Otros diseños actuales de puentes modulares militares, como el Mabey, se basan también en el Bailey.

Una de las mayores razones del triunfo del puente Bailey es la sencillez de su fabricación y a la estandarización e intercambiabilidad de sus piezas. El puente consta de 29 tipos diferentes de piezas además de otras piezas utilizadas para su montaje. Otro de los beneficios del puente Bailey es su modularidad pues puede construirse en luces desde tres hasta sesenta metros. En la figura que se muestra a continuación, se puede observar los diferentes módulos de un puente Bailey, que van desde simple-simple hasta triple-triple.

Tabla 20: Abreviaciones para puentes Bailey M2 de una vía

Abreviaciones para puentes Bailey M2 de una vía				
número	Tipo		nomenclatura	abreviación
	Tijera	Niveles		
1	simple	simple	simple - simple	SS
2	doble	simple	doble - simple	DS
3	triple	simple	triple - simple	TS
4	doble	doble	doble- doble	DD
5	triple	doble	triple - doble	TD
6	doble	triple	doble - triple	DT
7	triple	triple	triple - triple	TT

Figura 58: Cubierta simple, doble y triple de puentes Baile



1. Ventajas del puente Bailey. Algunas de las ventajas que hacen el puente Bailey una estructura muy valiosa son las siguientes:

- Fácil instalación: cada parte del puente es estándar y hecha a máquina y es intercambiable a lo largo del puente. Solamente se necesitan habilidades y equipo básico.
- Es movable: todas las partes del puente pueden ser trasladadas por camiones y trailers.
- Es muy versátil: las partes estándar pueden ser utilizadas para ensamblar siete diseños estándar de tijeras para luces eficientes de hasta 60 metros. El uso de puentes Bailey está limitado únicamente por la imaginación del usuario.

2. Construcción. Las vigas de suelo transversales están conectadas a la parte inferior de las tijeras. Los rigidizantes entre las vigas principales proveen refuerzo horizontal.

a. **Vigas principales (girders):** Las vigas principales se encuentran a cada lado de la línea central del puente y pueden ser ensambladas con una tijera simple o tijeras dobles o triples lado a lado. Para mayor resistencia, se puede agregar un segundo nivel de paneles a las tijeras. Los niveles más altos de paneles de tijeras están conectados por medio de pernos a la parte superior del nivel inferior. Para más resistencia, se puede agregar un tercer nivel de paneles. En la figura anterior se observa los tipos de puente Bailey diferenciados por el número de niveles de paneles de tijeras. Todos los puentes de tres niveles son rigidizados en la parte superior con vigas transversales de suelo.

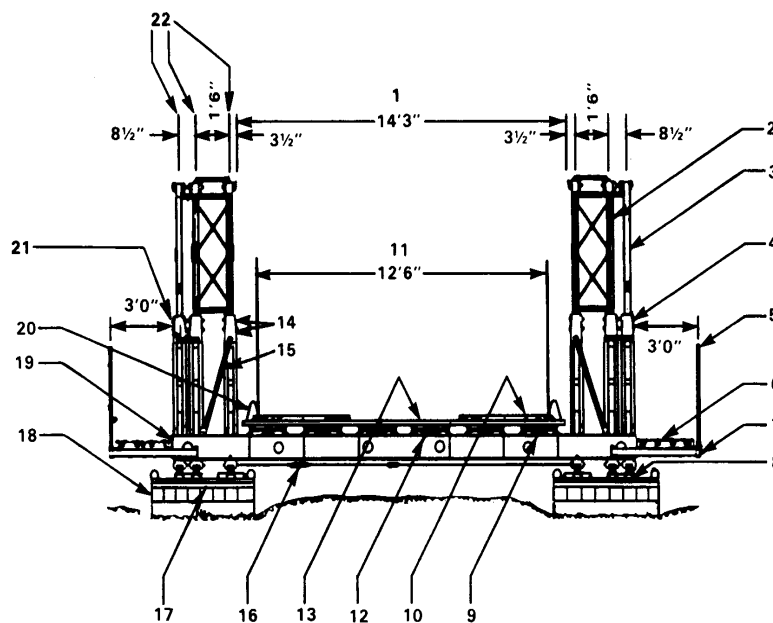
b. **Materiales:** El tablero de la cubierta es hecho de madera. Las tijeras, postes, vigas transversales y rampas son hechos de acero de alta resistencia. Todas las juntas deben ser soldadas.

c. **Cubierta:** Las vigas transversales que soportan la rodadura son normalmente colocadas en la parte inferior del nivel inferior de tijeras en el puente.

d. **Soportes:** Los postes pineados al final de cada tijera descansan sobre soportes cilíndricos los cuales se soportan en una placa de acero. En un suelo suave, se utiliza un emparrillado de madera debajo de la placa de metal para lograr distribuir más eficientemente la carga. El puente puede ser levantado en dos alturas diferentes, pero la pendiente no debe exceder 30:1.

En la figura a continuación se pueden observar las partes de un puente Bailey tipo M2:

Figura 59: Sección de un puente Bailey M2.



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

1. Distancia entre armadura de Tijeras
2. Marcos rigidizantes
3. Panel
4. Poste
5. Poste de caminamiento para personas
6. Caminamiento para personas

7. Soporte de caminamiento para personas
8. Soporte
9. Larguero de botón
10. Banda de rodaje
11. Rodadura
12. Larguero plano
13. Tablero
14. Pines de panel
15. Rastro
16. Rigidizante en la base
17. Placa de metal en soporte
18. Emparrillado de madera
19. Viga transversal para cubierta
20. Banda en cubierta
21. Pines cortos
22. Línea central del panel

3. Tipos de estructuras. Los paneles utilizados para armar un puente Bailey pueden también ser utilizados para ensamblar otro tipo de estructuras como torres, puentes flotantes, puentes colgantes, puentes retractables y puentes móviles. Los siguientes ensamblajes son posibles utilizando los paneles:

- Puentes a dos vías, puentes ferroviarios, puentes soportados por columnas y puentes flotantes.

- Torres de hasta 70 pies de alto para luces continuas y hasta 100 pies con luces no continuas.
- Calzadas elevadas, anclajes tipo caja, torres para los cables de puentes colgantes y pórticos.

En la figura a continuación se observa ejemplos de aplicaciones adicionales de las partes de un puente Bailey.

Figura 60: Puente Bailey soportado por torres fabricadas de puentes Baile



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

Figura 61: Torres para puente colgante hechas de partes de puente Bailey en Nueva Zelan

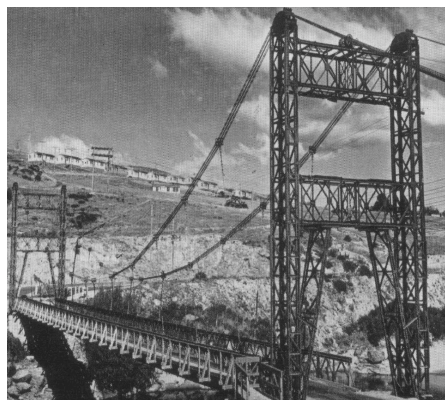
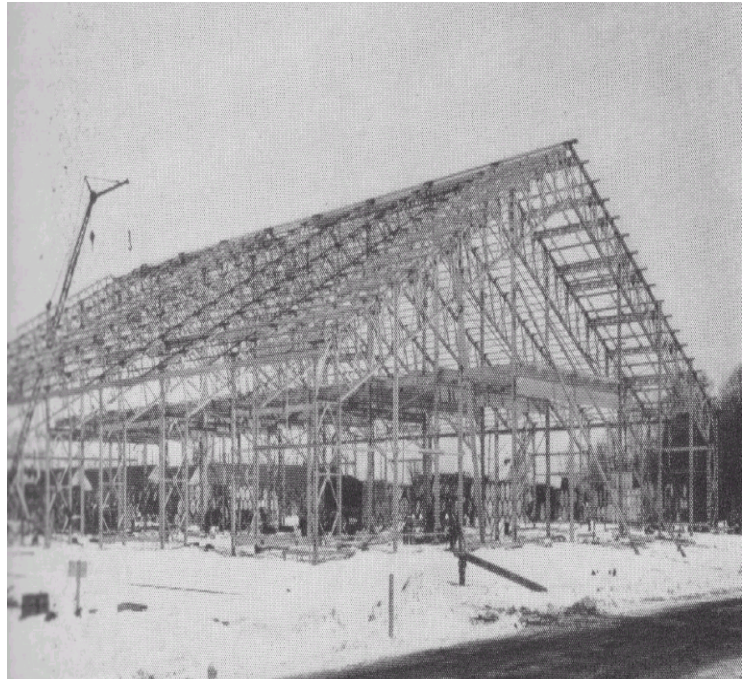


Figura 62: Tijeras de techo hechas con paneles de puente Bailey en Sudáfrica

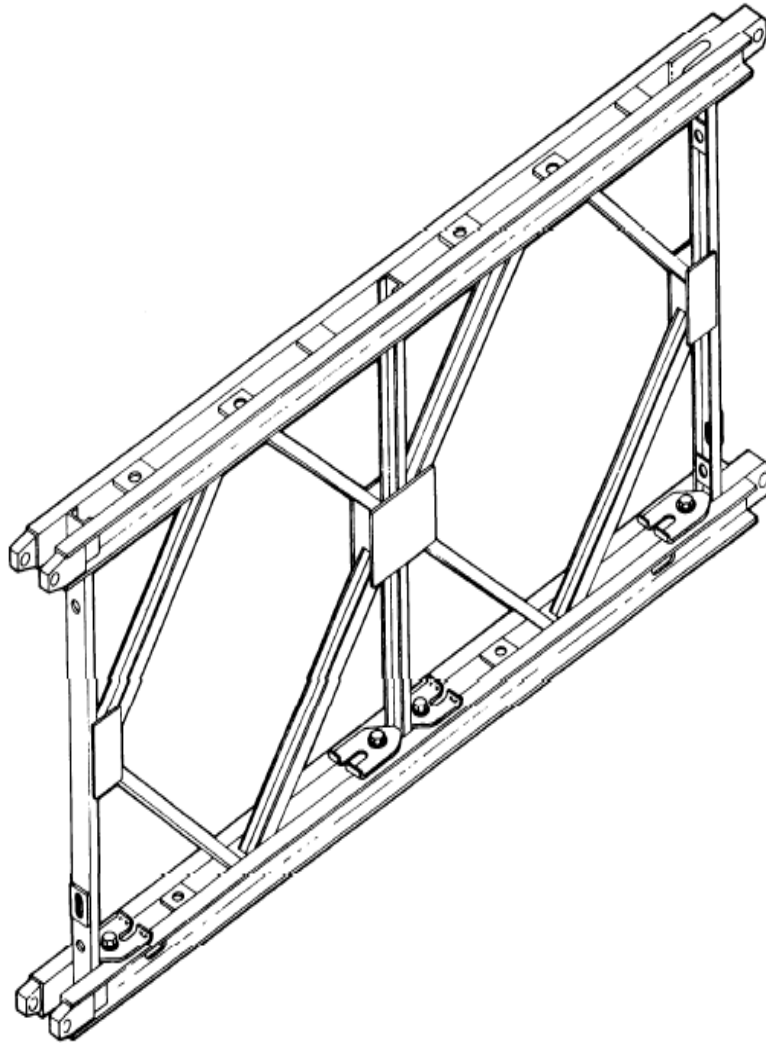


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

4. Partes del puente. El puente Bailey M2 está compuesto por 29 partes diferentes y 30 partes que sirven para su levantamiento y construcción.

a. Panel. El panel es la parte más importante del puente. Es un elemento unido a través de soldaduras, fabricado con acero de alta resistencia y hecho en forma de tijera de 3 metros de largo, 1.5 metros de alto y 16.5 centímetros de espesor. Un panel puede ser cargado por 6 personas. Cada panel tiene miembros horizontales llamados cuerdas, y cada cuerda tiene una terminal hembra y una macho. Los paneles son unidos juntando terminal con terminal, como corresponda, y asegurados con pines a través de agujeros en las terminales de cada cuerda. En la parte superior de las cuerdas inferiores en cada panel, se localizan cuatro clavijas o espigas. Las vigas que soportan la carga de la cubierta estarán unidas por medio de estas espigas.

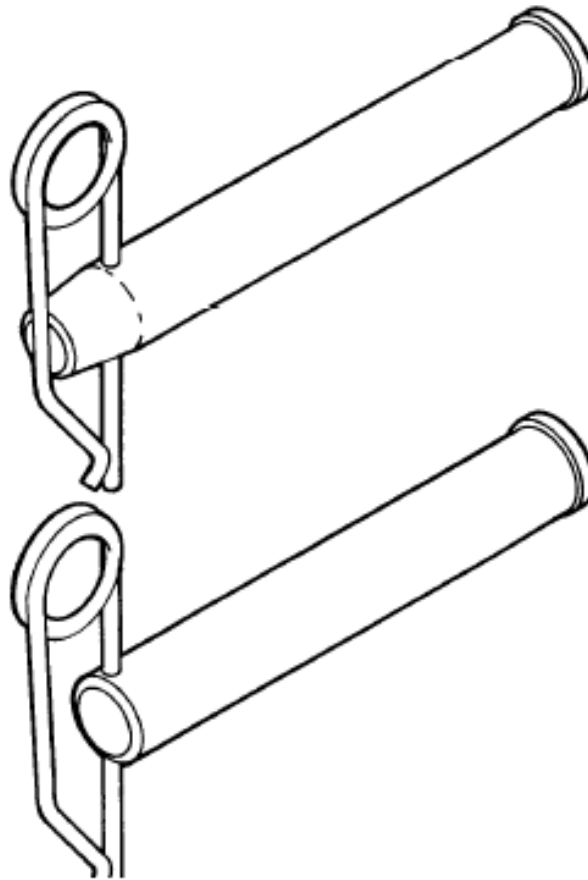
Figura 63: Panel



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

b. **Pines de panel.** Los pines para unir paneles son de 21.1 centímetros de largo ($8 \frac{5}{16}$ ") y 4.8 centímetros de diámetro ($1 \frac{7}{8}$ "). Tiene un pequeño agujero para introducir un clip retenedor. El pin corto para panel es 1.9 centímetros más corto. Éste se utiliza para pinar los postes más lejanos al centro y las tijeras centrales en un puente de tijera triple.

Figura 64: Pin y pin corto

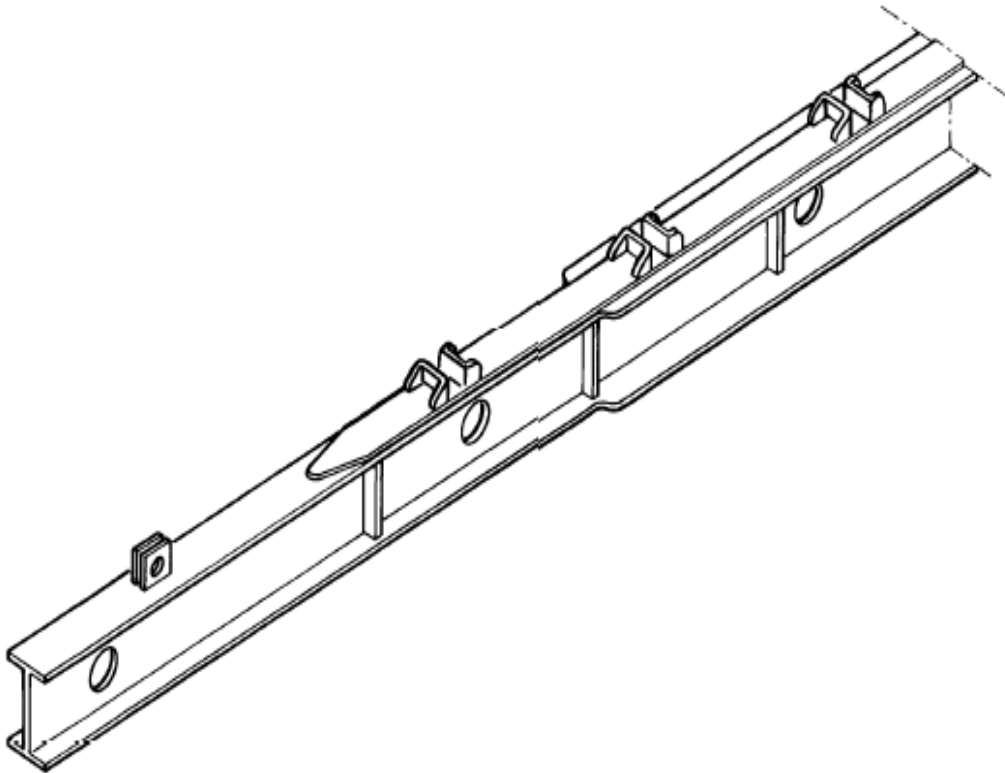


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

c. **Travesaño.** El travesaño es una viga de acero que sostiene el sistema de suelo del puente. Es de 25.4 cm x 6.1 metros de largo. Tiene un patín de 11.4 cm y una placa de 0.8 cm en cada patín. Los orificios que tiene en el alma pueden ser utilizados para su carga y transporte por medio de barras. En la parte inferior del travesaño se localizan seis agujeros en donde descansan las espigas del panel. El travesaño descansa en la cuerda inferior del panel y se mantiene en su lugar debido a la acción de una abrazadera. La parte superior del travesaño tiene seis terminales con una terminal adicional cerca de cada orilla de la viga. Los largueros y rastros se unen a estas terminales. Los travesaños están regularmente separados 1.5 metros de cada uno, uno

en el centro y uno al final de cada panel o dos al centro y uno a cada extremo dependiendo del tipo de vehículo a soportar.

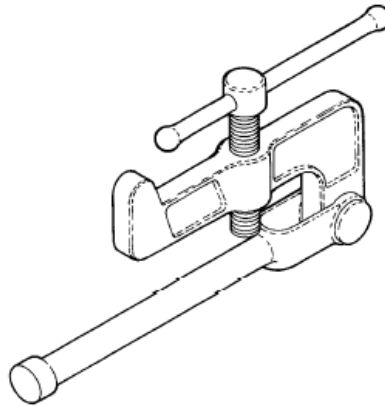
Figura 65: Travesaño



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

d. Mordaza para el travesaño. La mordaza para el travesaño es una articulación en forma de rosca de 34 centímetros de alto y 20 centímetros de ancho, la cual pesa 7 libras. La mordaza abraza el travesaño a la cuerda vertical e inferior del panel por medio de un tornillo de banco manejado.

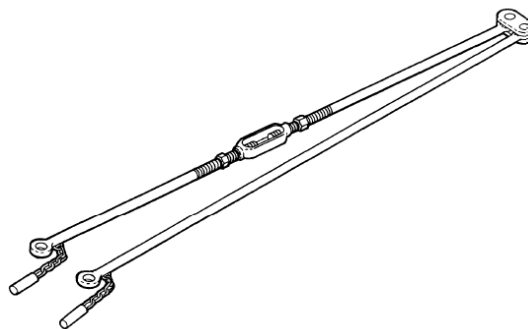
Figura 66: Mordaza para el travesaño



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

e. **Abrazadera de balanceo.** La abrazadera es una barra de acero de 2.9 centímetros, articulada en el centro y ajustada por un torniquete. Este elemento pesa 68 libras y en cada extremo tiene un ojo o agujero en donde se ata una cadena mediante un pin. Este pin se introduce a través del ojo a la abrazadera hacia el panel. A la abrazadera se le da suficiente tensión insertando la cola de una llave en el torniquete y enroscándola adecuadamente. La contratuerca en luego introducida en el torniquete. Dos de estas abrazaderas son requeridas en la cuerda inferior de cada vano del puente, exceptuando el primer vano de la nariz de lanzamiento del puente y en cada vano de arrostramiento superior.

Figura 67: Abrazadera de balance

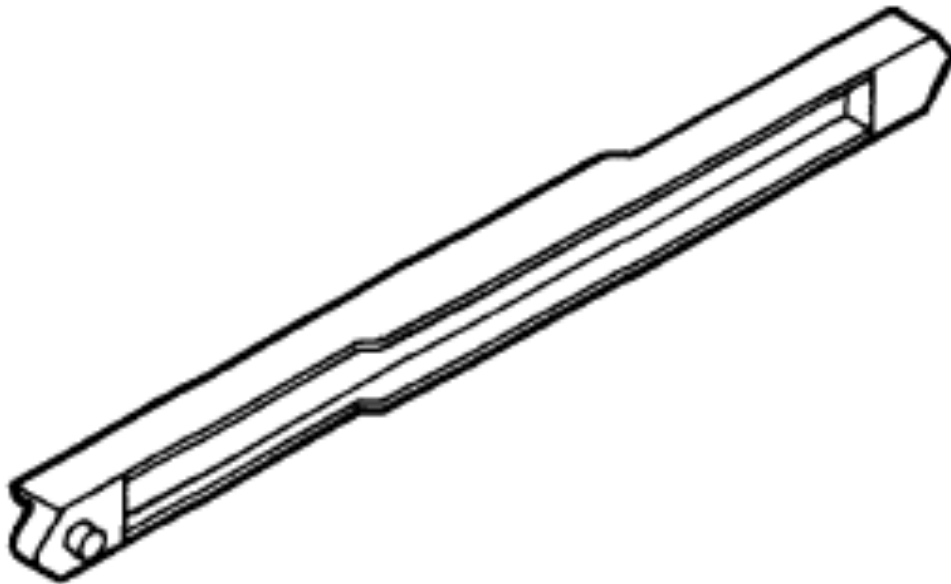


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

f. Rastro. El rastro es una viga de acero de 7.6 centímetros con un patín de 6 centímetros. Mide 1.11 metros de largo y pesa 22 libras. Este conecta los extremos del travesaño a la parte superior de uno de los extremos de cada panel de la tijera interior. Esto previene que los paneles sufran volteo.

Un rastro adicional es utilizado en cada extremo del puente. Ambos extremos del rastro tienen pasadores huecos para los pernos de arriostamiento. Los pasadores encajan mediante unos orificios en el panel y un hueco en el travesaño.

Figura 68: Rastro

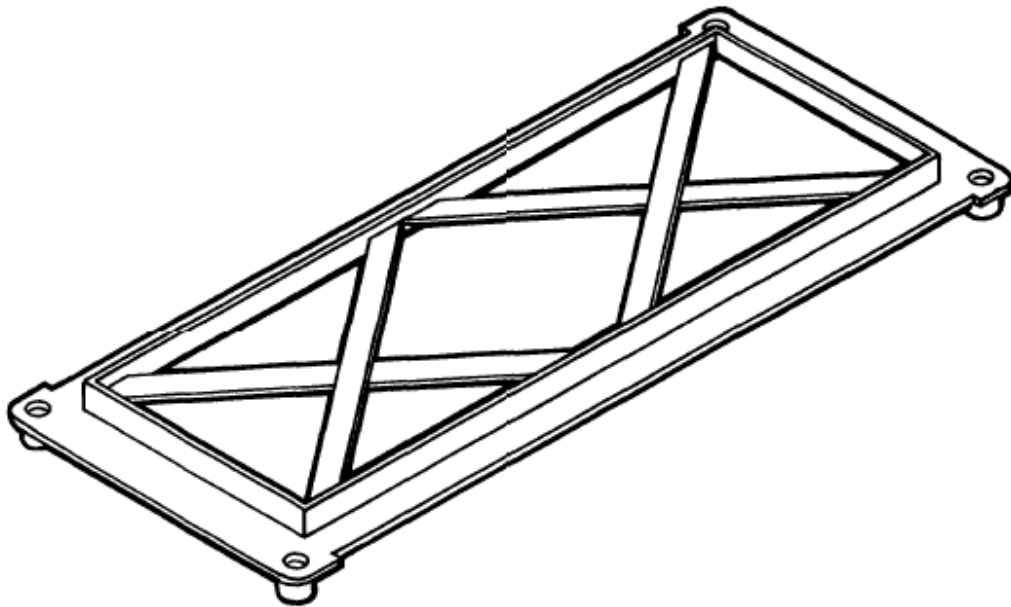


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

g. Marco de arriostamiento. El marco de arriostamiento es un marco rectangular de 1.3 metros por 50.8 centímetros con un pasador cónico hueco en cada esquina. Pesa aproximadamente 44 libras. Este marco es utilizado para arriostar las dos tijeras interiores a cada lado del puente tipo tijera doble y triple. Los marcos de

arriostramiento son unidos horizontalmente a las cuerdas superiores mediante pernos, así como verticalmente a un extremo de cada panel en el segundo o tercer nivel.

Figura 69: Marco de arriostramiento

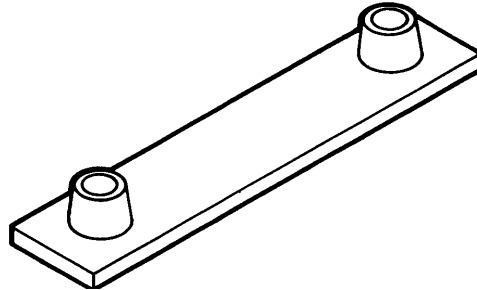


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

h. **Placa de amarre.** La placa de amarre es una pieza plana de acero de 6.4 x 1 x 30.5 centímetros que pesa 3 libras y media y en cada extremo tiene una espiga hueca y cónica.

La placa es utilizada solamente en puente de tijera triple y ofrece seguridad de la segunda a la tercera tijera utilizando los no ocupados agujeros del rastro en los paneles en cada nodo y en los extremos del puente.

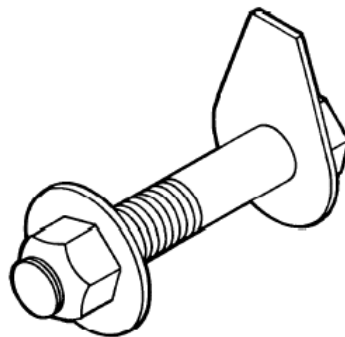
Figura 70: Placa de amarre



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

i. **Pernos de arriostramiento.** Es un perno de 1.9 centímetros de diámetro, 8.9 centímetros de largo y pesa aproximadamente una libra. Una agarradera especial en la cabeza del perno evita que sufra rotación cuando está siendo ajustado o apretado. Este elemento es utilizado para atar rastros, marcos de arriostramiento y para atar las placas a los paneles. Éste se introduce en las espigas huecas de los arriostres para que las partes tengan la alineación adecuada.

Figura 71: Pernos de arriostramiento

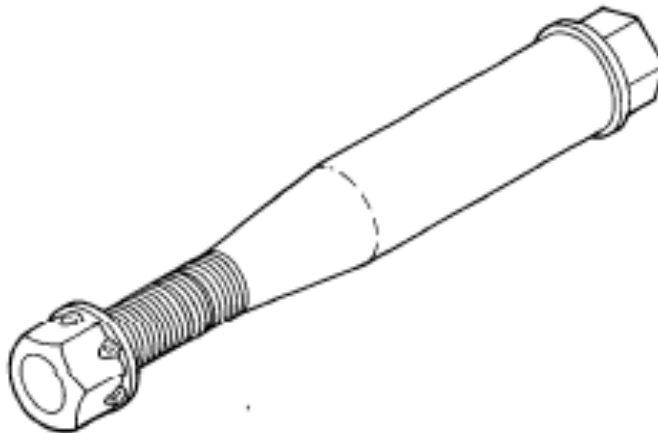


Puente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

j. **Pernos de cuerdas.** Este tipo de perno tiene un diámetro de 4.4 centímetros, mide 26.7 centímetros de largo y pesa 7.5 libras. En la mitad de su distancia es cónico para ayudar a que los paneles mantengan su alineación. Se debe utilizar una llave de 4.8 centímetros para apretar el perno.

Este tipo de pernos unen los paneles, uno encima de otro, para formar puentes de dos y tres niveles. Dos pernos por panel pasan hacia arriba a través de agujeros en las cuerdas el panel y son apretados con tuercas en la cuerda inferior del piso superior. Estos pernos también son utilizados para asegurar o sujetar el embreizado superior en el panel de hasta arriba.

Figura 72: Pernos de cuerda



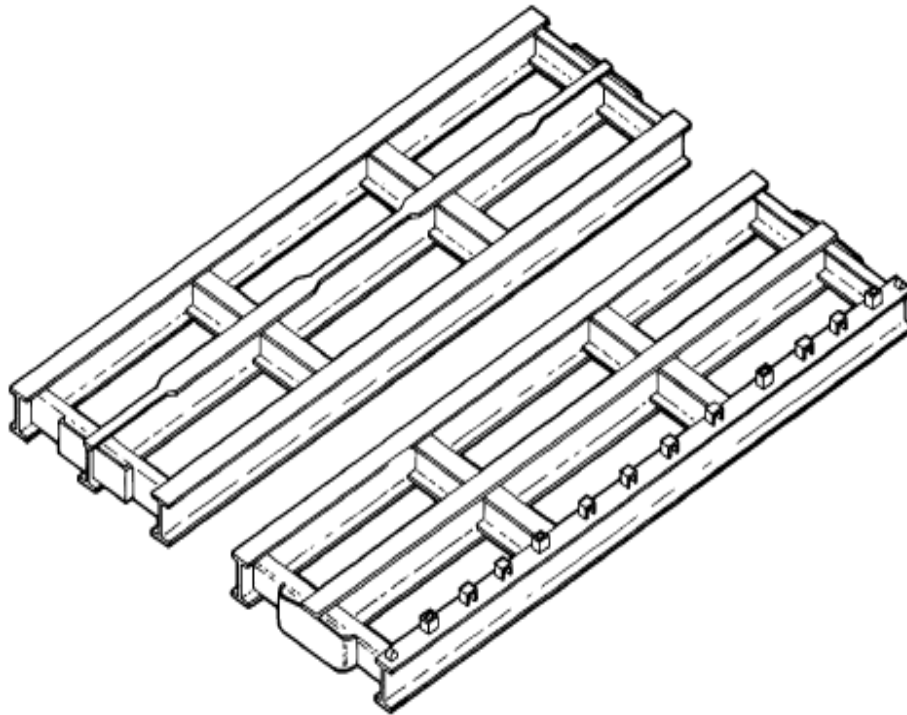
Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

k. **Largueros.** Los largueros son los encargados de cargar con la rodadura del puente. Cada larguero consiste en tres vigas de acero de 10.2 centímetros, con una longitud de 3 metros y unidas mediante breizas soldadas.

Existen dos tipos diferentes de largueros. Están los largueros planos que pesan aproximadamente 260 libras y los largueros de broche pesando 267 libras. Prácticamente,

son idénticos, la única diferencia es que el último tiene 12 broches o botones que sujetan los extremos de la rodadura o el tablero en su lugar.

Figura 73: Largueros (izquierda: plano, derecha: de broche)

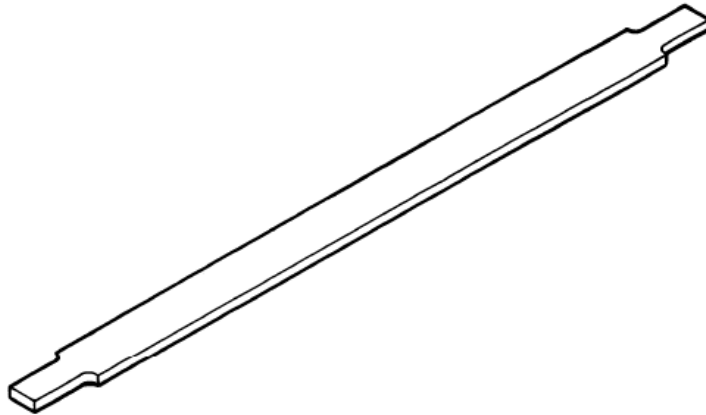


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

I. **Tablero o rodadura.** El tablero, que en muchas ocasiones se le conoce como la cubierta, forma lo que es la superficie de rodadura. Una plancha de tablero tiene dimensiones 5.1 centímetros por 22.2 centímetros por 4.2 metros. Cada pieza está hecha de madera y pesa 65 libras. Asimismo, tiene pequeños dientes en los extremos para sujetarse entre los broches del larguero inferior.

Cada vano del puente consiste en 13 piezas de tablero, los cuales descansan sobre los largueros y son sujetadas en su lugar por medio de los broches o botones. El tablero también es sostenido en sentido inferior por medio de bandas.

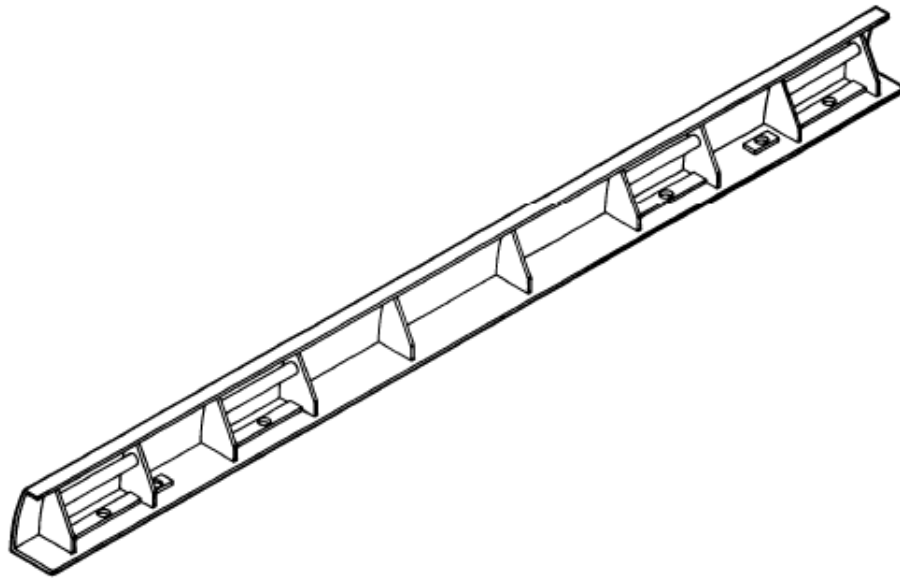
Figura 74: Tablero



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

m. **Bordillos.** Éste es un bordillo de metal, de 162 libras, con 20.3 centímetros de alto y 3 metros de largo. Está sujeto a los largueros de broche por cuatro pernos tipo J.

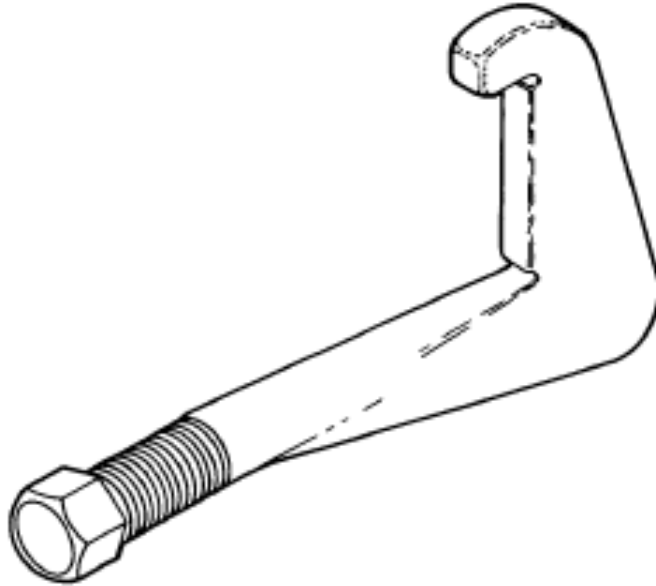
Figura 75: Bordillo



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

n. **Perno para bordillo.** Este es un perno tipo J de 2.5 centímetros de diámetro y 21.9 centímetros de largo, el cual pesa cuatro libras y media. Una llave de 3.8 centímetros es utilizada para apretarlo. Este elemento sujeta el bordillo con el larguero de broche. El gancho al extremo del perno sujeta el patín inferior de la viga exterior del larguero de broche.

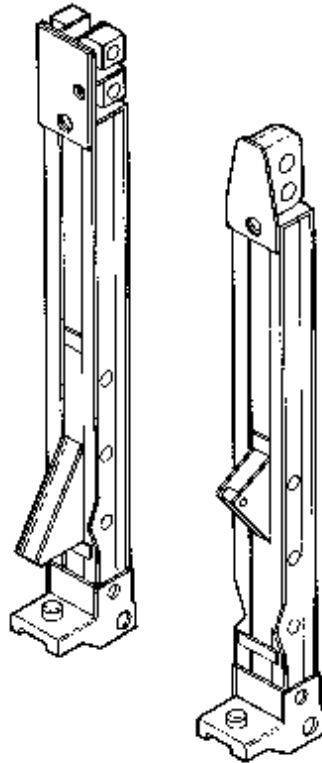
Figura 76: Perno para el bordillo



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

o. **Postes de extremo.** Los postes de extremo se utilizan en los extremos de cada tijera del puente para tomar el cortante vertical. Se colocan únicamente en el nivel que llevará la carga de la cubierta. Son columnas de 1.7 metros hechas de perfiles tipo C o channels de 10.1 centímetros y placas soldadas. Existen dos tipos de postes, macho y hembra, teniendo sus terminales respectivas. Estas terminales se aseguran a los paneles terminales del puente por medio de pines colocados a través de agujeros en las terminales. Los postes macho y hembra pesan aproximadamente 121 y 130 libras, respectivamente. Los postes tienen una grada para poder soportar el travesaño fuera del panel en uno de los extremos del puente. Para levantar el puente, el gato debe ser colocado debajo de esta grada. El extremo inferior del puente tiene un cojinete con una ranura semicircular la cual encaja sobre el soporte.

Figura 77: Postes (izquierda: hembra, derecha: macho)

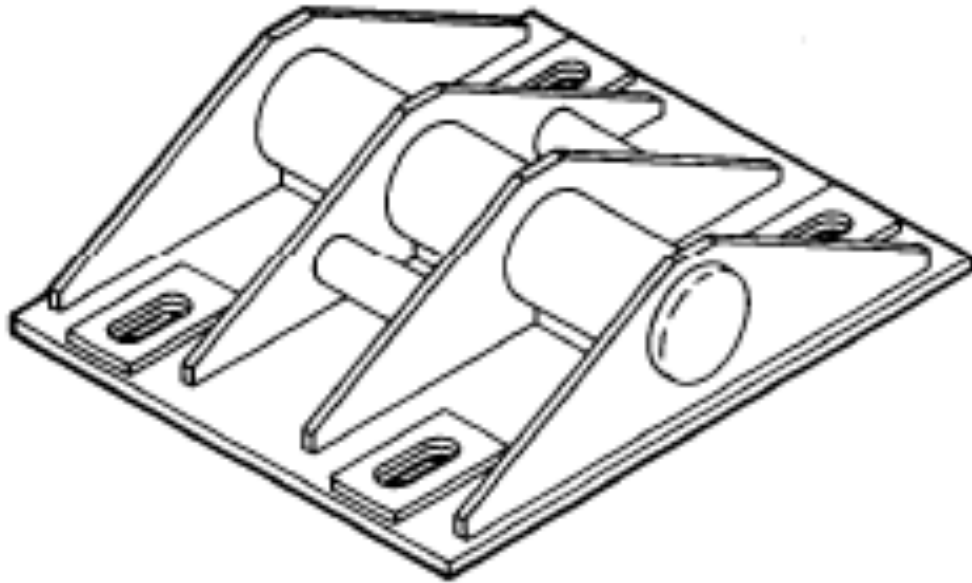


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

p. **Soportes.** La función del soporte es distribuir la carga del puente en una placa base. El soporte es un ensamble de acero soldado que contiene una barra redonda, la cual cuando el puente está terminado, tiene la función de soportar los cojinetes de los postes. Cuando el puente está en proceso de ensamble, esta parte tiene otra función, que es la de soportar el equipo de levantamiento.

La barra se divide en tres partes con dos secciones intermedias que actúan como rigidizantes. El soporte mide 11.9 centímetros de alto y pesa 68 libras. Un soporte es necesario en cada esquina al armar un puente de tijera simple; se necesitan dos soportes por cada esquina para un puente de tijera doble o triple.

Figura 78: Soporte



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

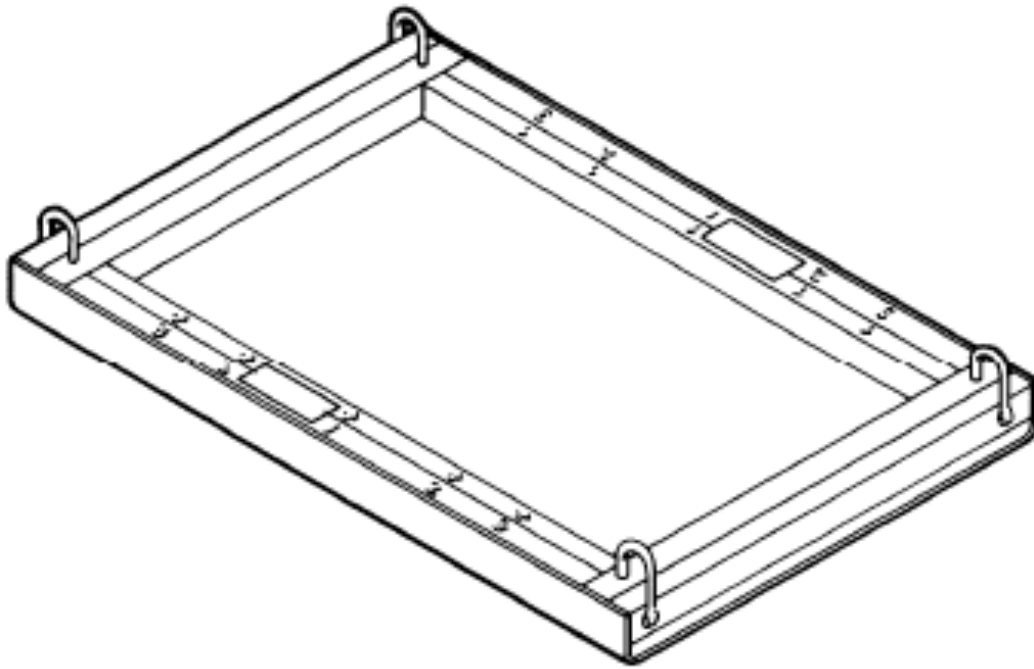
q. Placa base. La placa base es un ensamble soldado de acero con lados armados y con ganchos en la parte superior de cada esquina.

Es utilizada debajo de los apoyos para distribuir la carga de los soportes hacia el suelo o a la rejilla. La superficie inferior de la placa base es de 1.25 metros cuadrados.

Este elemento pesa 381 libras y es lo suficientemente largo para los soportes en las esquinas de puentes con tijera simple, doble o triple. Los soportes tienen derecho a moverse longitudinalmente hasta 22.9 centímetros en la placa base.

Para indicar la posición de la placa debajo de la tijera interna simple, doble o triple, debajo de las esquinas de la placa base se colocan los números 1, 2 o 3 respectivamente.

Figura 79: Placa base



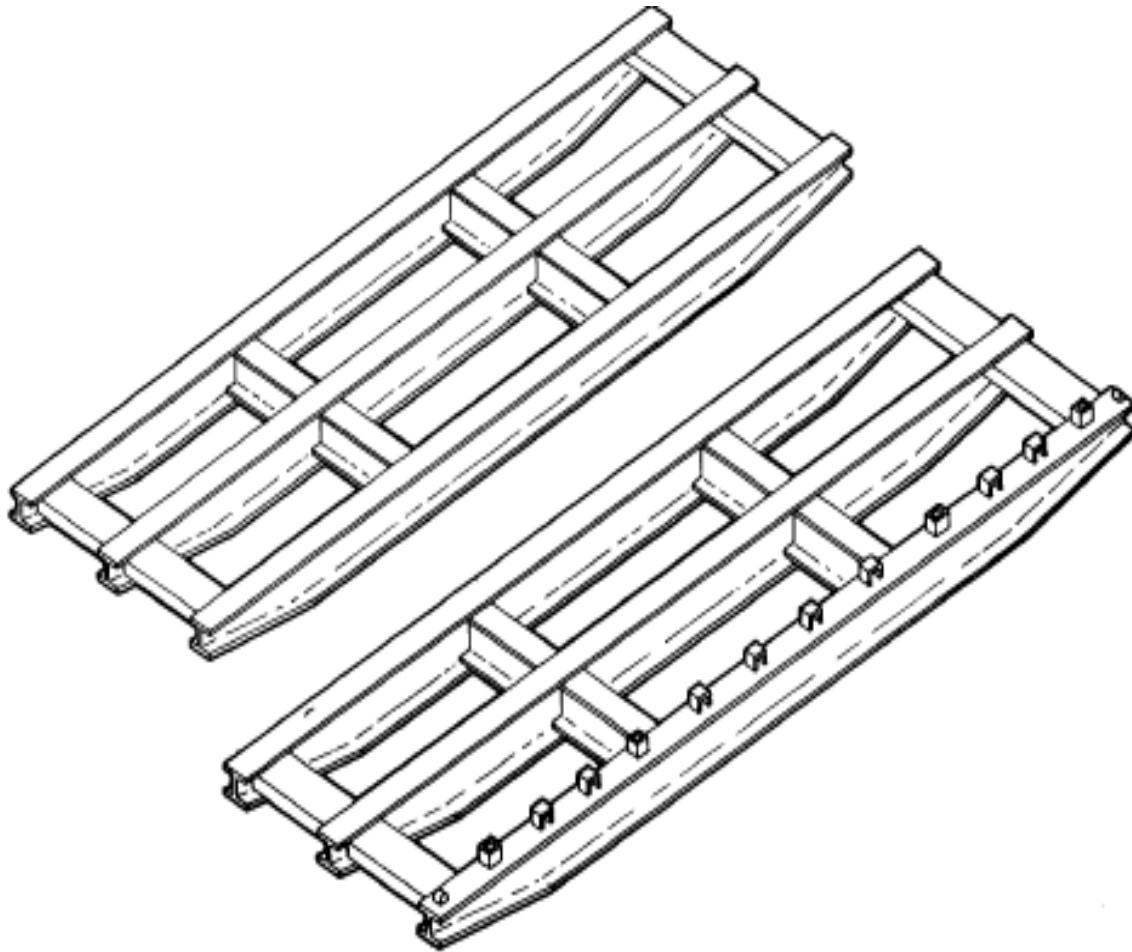
Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

r. **Rampas.** Las rampas son similares a los largueros pero consisten en tres vigas de acero de 12.7 centímetros en lugar de las de 10.2 centímetros. Tienen una longitud de 3 metros y están unidas mediante breizas soldadas.

La superficie inferior de la rampa se estrecha hacia arriba, cerca de los extremos. Existen dos tipos de rampas.

Las primeras son rampas planas las cuales pesan aproximadamente 338 libras, por otro lado, están las rampas con broches las cuales pesan 349 libras. Prácticamente, las rampas son iguales, la única diferencia es que la última contiene 12 broches o botones que sujetan los extremos del tablero en su lugar. Los extremos de las rampas encajan en las terminales de los travesaños en los extremos del puente.

Figura 80: Rampas (izquierda: plana, derecha: de broches)

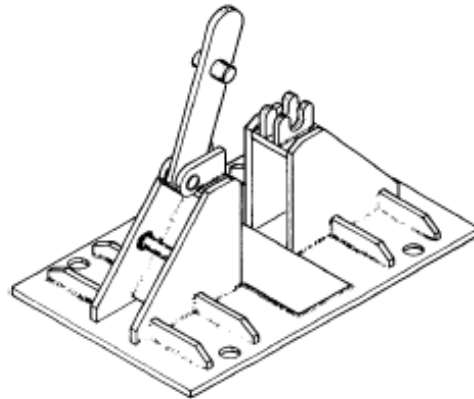


Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

s. **Pedestales para las rampas.** Estos elementos son ensambles de acero armado soldado que pesan aproximadamente 93 libras.

Esto previene que los travesaños soportando rampas multi luz sufran volteo, y asimismo distribuyen la carga del travesaño en el piso. Son sujetas en su lugar por medio de clavos o estacas las cuales atraviesan agujeros en las placas base.

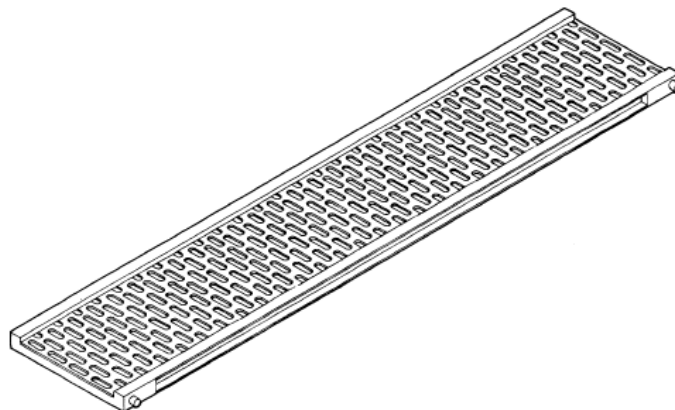
Figura 81: Pedestales para las rampas Fuente



: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

t. **Camino para peatones.** Este elemento puede ser hecho de madera o aluminio. Los caminos de madera pueden ser de 0.8 metros de ancho y 3 metros de largo. Los caminos de aluminio, por otro lado, son de 65.4 centímetros de ancho y 3 metros de largo. Estos caminos descansan en las partes exteriores del puente sobre apoyos especiales para que puedan atravesar personas a pie.

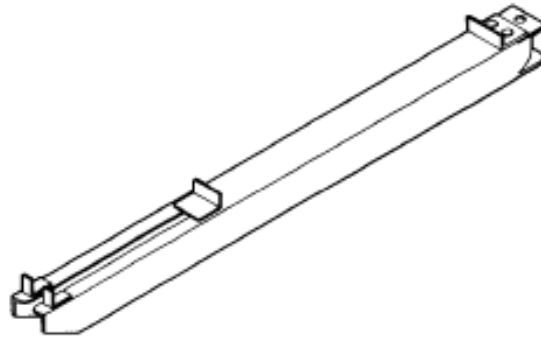
Figura 82: Caminamiento para peatones,



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

u. **Apoyos de caminos para peatones.** El apoyo consiste en una viga armada de acero prensado de 1.2 metros de largo y con un peso de 23 libras. Estos apoyos están unidos a los travesaños y cargan con el poste del camino para peatones.

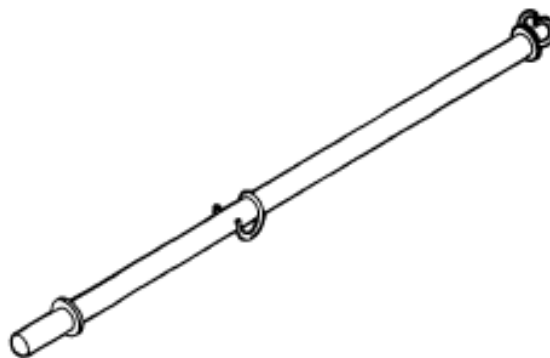
Figura 83: Apoyos para el caminamiento para peatones



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

v. **Poste del camino para peatones.** Este elemento tiene 1.2 metros de alto, pesa 10 libras y encaja en cada uno de los apoyos del camino para peatones. Cada poste tiene orificios en donde encajan cuerdas para que el peatón se pueda sostener. Estas cuerdas son aseguradas con grapas o en los postes de cada extremo.

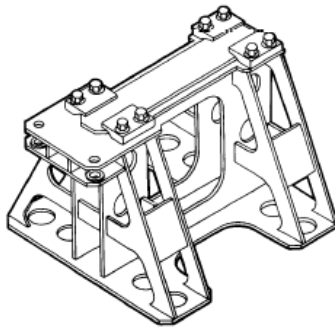
Figura 84: Poste para caminamiento para



peatones Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

w. Apoyo para el arriostamiento superior. Este elemento se utiliza para unir los travesaños y el embreizado a las tijeras para el arriostre superior se utiliza puente de 3 niveles. El soporte es un ensamble soldado de metal que pesa 150 libras. Está unido a la parte superior de paneles en el tercer nivel por medio de pernos. El travesaño descansa sobre los pivotes encima del apoyo y es asegurado por medio de grapas encima del patín inferior sostenido por cuatro pernos y tuercas. Un apoyo por cada viga se coloca en cada vano del puente.

Figura 85: Apoyo para el arriostamiento superior



Fuente: M2 Bailey Bridge Field Manual, 1986

5. Planeamiento y organización. El sitio en donde se instalará el puente debe ser previamente evaluado y comparado con otros sitios para tener capacidad de escoger el sitio más económico en lo que se refiere a: personal disponible, equipo y tiempo. El encargado de reconocimiento de sitio debe conocer los siguientes puntos:

- En dónde se necesita el puente. El lugar específico del puente es determinado por los requerimientos tácticos.
- El tipo o clase de puente que se necesita. La clase de puente es determinado por el tipo de vehículos que este cargará.
- Cuándo se necesita el puente. El tiempo planificado para que el puente pueda entrar en operación afecta seriamente el planeamiento para la misión.
- Quién será el encargado de armar el puente.

C. Puentes de emergencia tipo Mabey

1. **Mabey Compact 200.** El sistema de puentes Mabey Compact 200 es el sistema de puentes prefabricado más popular del mundo. Es el último desarrollo del puente Bailey que jugó un papel clave en los movimientos Aliados durante la Segunda Guerra Mundial y sus posteriores esfuerzos de reconstrucción. Este tipo de sistema de puentes combina los beneficios del puente Bailey original (componentes intercambiables y estandarizados, construcción rápida y fácil, diseño modulable, robusto y adaptable a muchas situaciones y paisajes) con las más modernas técnicas de manufactura y la mejora de propiedades de los materiales para llegar a producir una versión moderna que puede tener una luz mayor usando significativamente menos componentes.

Figura 86: Mabey Compact 200



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

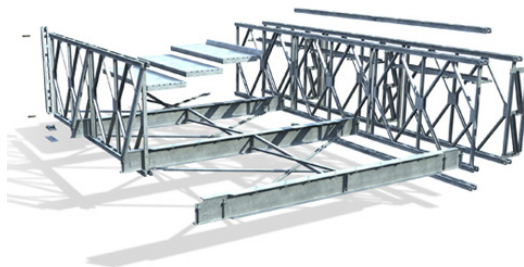
Este sistema de puentes está prediseñado usando paneles de 3.048m (10 pies) de longitud, arriostrados entre sí para formar armaduras laterales modulares que soporta las cargas entre los apoyos del puente y los pilares intermedios. Vigas de acero transversales entre las vigas de armadura laterales soportan, sujetado con pernos apropiados, la superficie de rodadura de acero. Todos los componentes estructurales principales son galvanizados en caliente para garantizar una vida útil con mantenimiento mínimo. La superficie de rodadura modular se puede proveer con una placa Durbar (estructura de acero laminado en caliente que se diseñó para proveer una excelente resistencia al deslizamiento en alguna superficie) como superficie de rodadura o con una aplicación

completa de poliuretano antideslizante en la superficie. Rampas moduladas de acero pueden ser suministradas en cada extremo del puente para atender requisitos de emergencia y permitir fácil acceso y egreso para vehículos civiles

Anchos estándares de calle de 3.15 m (un carril), 4.2 m (un carril con ancho extra) y 7.35 m (dos carriles) estas disponibles. Estos pueden ser combinados con uno o dos pasos peatonales o uno o dos pasarelas en voladizo exteriores para proveer diferentes combinaciones de requerimientos peatones y vehiculares. Los puentes Mabey Compact 200 pueden ser suministrados con una variedad de diferentes sistemas de cubierta (superficie de rodadura) dependiendo de los requerimientos de carga internacionales. Estos están diseñados para diferentes estándares de carga internacionales, incluyendo: AASHTO HS-25, CL625 canadiense, HA y HB británicas y la Fascicule 61 francesa. También se pueden proveer barandas entre el borde de la superficie de rodadura y las vigas de armadura, si éstas son requeridas. Estos puentes también pueden ser configurados como puentes para peatones o puentes para soporte de tuberías.

El puente ofrece una solución bastante económica para puentes de luces individuales entre 9 m (30 pies) y 61 m (200 pies) en múltiplos de 3 m (10 pies). Dependiendo de la carga, se pueden lograr luces mayores a 61 m. pero ésta ya sería una solución más cara que usar otros sistemas de puentes Mabey. También se puede utilizar para construir puentes de múltiples luces y puede ser configurado para utilizar en puentes existentes que han fallado o no pueden soportar las cargas requeridas.

Figura 87: Componentes Mabey Compact 200



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Se pueden construir para pequeñas luces utilizando grúas locales por medio de ensamblajes y elevando la estructura antes de colocar la cubierta. Para luces mayores o lugares en donde la disponibilidad de grúas locales está restringida, se puede utilizar la construcción en voladizo utilizando mano de obra o plantas de ensamblaje pequeñas. Se puede requerir asistencia por parte de Mabey para ayudar a mano de obra local para la construcción del puente. Puede ser configurado equipo para su construcción en voladizo y puede ser reutilizado para la construcción de otros puentes. Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando construcción de armaduras, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real.

Mabey mantiene en existencia estos puentes para que la empresa pueda responder a situaciones de emergencia en el menor tiempo posible. Los componentes de los puentes pueden ser enviados por avión a cualquier parte del mundo para minimizar tiempo de respuesta. El Mabey Compact 200 ofrece soluciones de rápido despliegue que son ideales para puentes rurales permanentes incluso en las locaciones más remotas, accesos temporales y puentes de emergencia para ayudar a aliviar las zonas más afectadas por desastres naturales. También se puede combinar con el sistema Mabey Uniflote u otros dispositivos de flotación para producir un rápido puente altamente rentable modulado flotante.

Todas las aplicaciones se benefician de las diferentes ventajas del Mabey Compact 200: robusto, duradero, fácil de transportar al sitio utilizando contenedores ISO de 40 pies, rápido y simple de armar sin requerimiento de soldar en sitio. Son estos beneficios que han sido probados una y otra vez y han conducido a la elaboración de más de 200 km lineales de puente Mabey Compact 200 siendo construidos a través de los 5 continentes desde 1986, año de su introducción.

2. Mabey Logistic Support Bridge (LSB). Este tipo de puente combina las ventajas del sistema de puentes Mabey Compact 200 con componentes especiales desarrollados específicamente para uso militar para producir un sistema de puentes militares que han sido utilizados satisfactoriamente por muchos establecimientos militares durante varios conflictos alrededor del mundo. Los componentes militares desarrollados especialmente incluyen la rápida construcción, sistemas de rampa

altamente ajustables y variables, ensamblajes de vigas en tierra, y secciones transversales más pesadas para ajustarse a los requerimientos de carga militar. El LSB puede ser configurado para soportar las cargas como la Military Load Class (MLC) 80T Normal, 110W Caution y para también una gran variedad de normas civiles de carga, incluyendo vehículos con bajo espacio al suelo. La superficie de rodadura tiene un acabado de placa Durbar que permite a vehículos con orugas pasar sin causar daño. Todos los componentes estructurales son galvanizados en caliente para asegurar una vida útil larga con mantenimiento mínimo.

Figura 88: Mabey Logistic Support Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando construcción de armaduras, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real. La misión principal del LSB es para uso en las rutas de abastecimiento principal para mejorar estas para un tráfico más pesado, reemplazo de puentes civiles dañados, lanzamiento de ataques y proveer puentes de soporte general. Está disponible en configuraciones fijas y flotantes y se puede utilizar para colocar sobre cubiertas fallidas de puentes existentes.

Está en servicio en las fuerzas armadas británicas, suecas y españolas. También ha sido comprado por otras fuerzas de la OTAN como la alemana, portuguesa e irlandesa y ha sido usada extensamente por ejército y marina estadounidense. El LSB tiene un ancho de 4.2 m y puede abarcar luces desde los 9 m (30 pies) hasta los 61 m (200 pies) en

múltiplos de 3 m (10 pies). Posee diseño modular y puede tener múltiples luces sobre apoyos fijos o flotantes. Se construye por el método del voladizo, también se pueden colocar pasos peatonales externos. Todos sus componentes pueden ser trasladados al lugar de la construcción mediante contenedores de 6 m (20 pies) y 12m (40 pies) y colocado mediante grúas. Posee un diseño robusto para fatiga y es fácilmente desmontable y regresado a bodega después de su uso.

Figura 89: Mabey Logistic Support Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

El LSB es un sistema de puente militar probado que ha ido satisfactoriamente reemplazado, en varios países, el envejecimiento del puente Bailey original con vigas pesadas. Estudios de confiabilidad, seguridad y mantenimiento han sido desarrollados por parte del Ejército Británico antes de que el LSB fuera introducido a servicio y los manuales del sistema han sido publicados y están disponibles para su uso inmediato. El equipo del LSB está disponible para suministrar técnicas de diseño o ayuda técnica requerida y proveer aportes a la construcción y otros programas de formación.

El puente Mabey LSB ha demostrado ser práctico y profesional en trabajos de la OTAN así como en otras fuerzas alrededor del mundo. En estado de servicio en varios países miembros de la OTAN y experiencias únicas en la elaboración en diferentes zonas de conflicto alrededor del mundo, como en Bosnia, Afganistán, e Irak.

3. **Mabey Quick Bridge.** Un Mabey Quick Bridge consiste en un número de unidades modulares de puente de acero, pre-ensambladas y totalmente soldadas, que llegan al sitio donde se construirá el puente por medio de un vehículo (con capacidad de transportar las piezas) para su inmediata instalación por parte de una grúa. Este tipo de puente es una solución ideal para luces pequeñas. Dos variantes del Mabey Quick Bridge estas disponibles: unidades de carretera que son diseñadas para soportar las cargas de la mayoría de las carreteras y unidades peatonales que son adecuadas para cargas peatonales. Las unidades de carretera están disponibles en: configuración de parte superior plana (ideal para colocarlos en voladizo) o como una unidad de colocación encima de la superficie de puentes existentes, los cuales no pueden soportar la carga aplicada.

Figura 90: Mabey Quick Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Este tipo de puente está disponible en tramos estándar de 6 m, 9 m, 12 m, y 20 m. Cada unidad tiene 1.725 m de ancho y puede venir con bordillos, barandas o pasamanos peatonales. Las unidades pueden ser colocadas lado a lado para conseguir cualquier ancho de puente deseado.

Una unidad de puente peatonal provee un ancho de 2 m. Dos unidades de carretera colocadas lado a lado proveen un puente vehicular con un solo carril de 3.28 m, 3 unidades proveen un ancho extra del ancho de carril de 5.005 m, 4 unidades proveen 2 carriles completos de 6.73 m, etc.

Figura 91: Mabey Quick Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Las unidades de este puente así como sus componentes son galvanizados en caliente y/o pintados para proveer una máxima durabilidad. Puede tener una placa Durbar (estructura de acero laminado en caliente que se diseñó para proveer una excelente resistencia al deslizamiento en alguna superficie) como superficie de rodadura o con una aplicación completa de poliuretano antideslizante en la superficie.

Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real.

El puente Mabey Quick Bridge fue concebido para minimizar trabajos en sitio. Un puente típico de un carril puede ser usualmente colocado en solo una hora, mientras que el record de un puente de 110 m de luz y 3 carriles construido es de 14 horas. El sistema de puente Mabey Quick Bridge puede ser usado para construir pequeños puentes de luces individuales configurados con soportes intermedios modulados para crear rápidamente un puente de sobrevuelo.

4. Mabey Universal Bridge. Este sistema de puente es conocido como el “hermano mayor” del sistema de puentes Mabey Compact 200 y un derivado anterior del puente Bailey original. Desarrollado en los años setenta, el sistema de puente Mabey Universal Bridge utilizar paneles de 2.25 m y 4.5 m para construir puentes de claros libres hasta de 81 m en cualquier múltiplo de 2.25 m. En rango de luces menores , este tipo de sistema de puente es menos rentable que un sistema de Mabey Compact 200. También se pueden crear un puente de múltiples luces y colocación sobre cubiertas fallidas en puentes existentes.

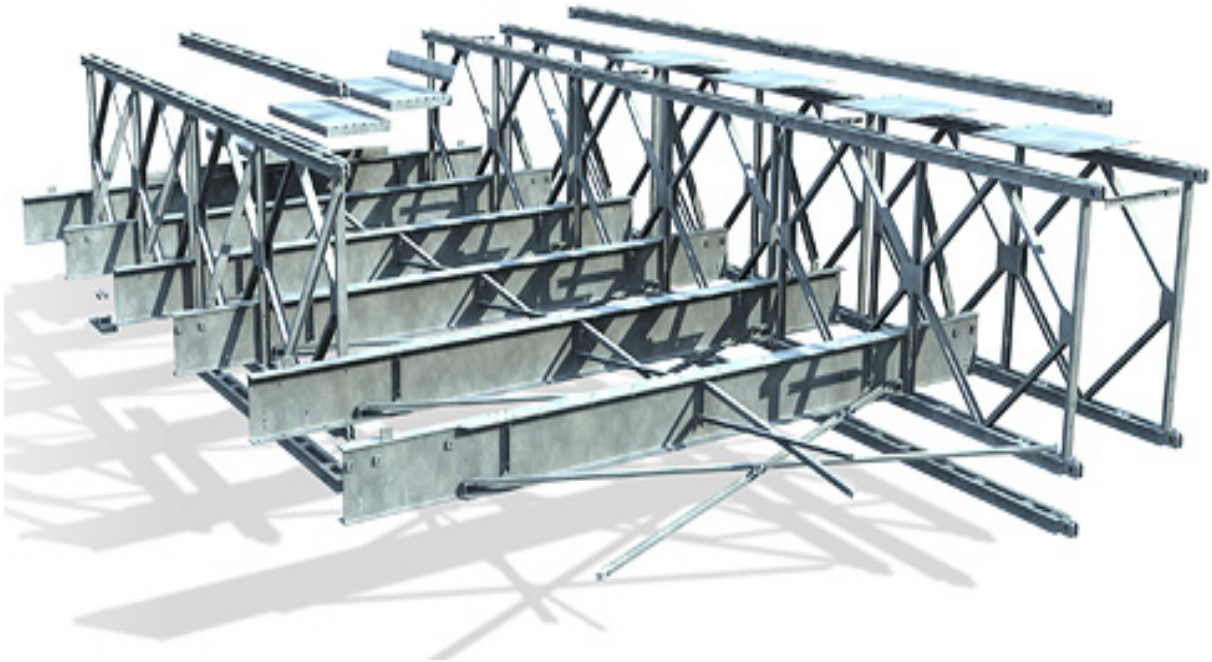
Figura 92: Mabey Universal



Bridge Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Como el Mabey Compact 200, este tipo de puente consiste en armaduras laterales arriostradas, vigas de acero transversales y cubiertas modulares de acero juntas con pernos. La cubierta puede tener una placa Durbar para que sea antideslizante o se le puede aplicar una capa de poliuretano que posee los mismos efectos antideslizantes. Anchos estándares de 3.15 m (un carril), 4.2 m (un carril con ancho extra) 7.35 m (dos carriles) y 10.5 m (tres carriles). Pasos internos peatonales y pasarelas externas en voladizo completan el rango de soluciones estándar que se disponen. Barandas opcionales para vehículos están disponibles para colocar entre el extremo de la superficie de rodadura y las armaduras del puente.

Figura 93: Mabey Universal Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

El sistema Mabey Universal Bridge posee sistemas de cubiertas que satisfacen muchos estándares de cargas: AASHTO HS-25, CL625 canadiense, HA y HB británica y Fascicule 61 francesa. También están disponibles sistemas de cubierta utilizados para soportar vehículos de carga pesada de mucha carga en sus ejes, como el camión de volteo Caterpillar 770. Estas proveen un puente de acero modular, robusto y de trabajo

pesado, que es de fácil instalación y desinstalación y es ideal para uso temporal y permanente en sitios de acceso para uso en minas u otros proyectos industriales similares.

Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real. Al igual que otros sistemas de puentes Mabey, sus componentes son fáciles de transportar (por ejemplo usando contenedores ISO de 40 pies) y son rápidos y fáciles de construir sin requerimientos de soldar en sitio. La empresa Mabey tiene una significativa experiencia en proveer la mínima asistencia técnica para asistir a la mano de obra local para poder lograr la construcción del puente. Ésta puede lograrse utilizando grúas de uso pesado o el método del voladizo, utilizando plantas pequeñas si grúas no están disponibles. Todos los componentes estructurales son galvanizados en caliente para asegurar una larga vida útil con mantenimiento mínimo. Mabey Bridge mantiene existencias en bodega del sistema de puentes Mabey Universal para lograr que el tiempo de entrega sea el mínimo.

5. Mabey Atlas Bridge. Es un sistema de cubierta de acero que combina experiencia de los puentes Mabey en superestructuras de acero con la vasta experiencia de la empresa en cubiertas de acero. El resultado es un sistema de puentes modular hecho a la medida con luces de hasta 75 m y con cualquier ancho de cubierta para lograr cualquier combinación de puente. Todos los tipos de carga son soportados, desde vehículos típicos hasta tráfico pesado. Gracias a las instalaciones de manufactura automatizada de Mabey, Atlas Bridge puede acomodar el costo de su geometría compleja. Curvaturas horizontales y verticales en su geometría pueden ser alcanzadas fácilmente

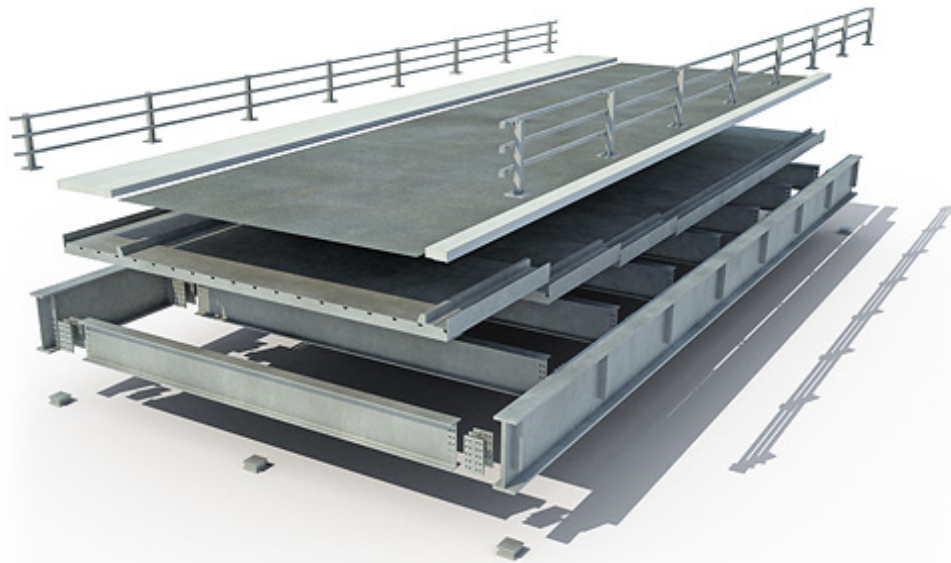
Figura 94: Mabey Atlas



Bridge Fuente: www.mabeybridge.com.uk

Sistemas de cubierta están disponibles para adaptarse a las diferentes opciones de superficie, haciendo del Atlas Bridge un puente adecuado para puentes permanentes y temporales de largo plazo. Estos puentes se llevan al sitio de construcción en componentes para ser juntados por pernos y utilizando grúa o con el método del voladizo. Cada puente se diseña específicamente para las necesidades de cada cliente por los ingenieros internos de Mabey Bridge. Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real.

Figura 95: Componentes Mabey Atlas Bridge



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

El sistema de Atlas Bridge puede ser usado para construir puentes de luces simples o luces compuestas, o configuradas a medida con soportes intermedios para crear un paso a desnivel que alivie el tráfico dentro de una ciudad.

6. Puente Mabey Delta. Desarrollado en el 2003, este tipo de puente utilizar un panel innovador de 2.25 m de largo llamado panel Delta. Estos paneles se conectan entre sí y se utilizan pernos para conectarlos a los miembros del cordón superior e inferior para formar las armaduras laterales que acarrean las cargas aplicadas entre los apoyos y pilares intermedios. Las armaduras se construyen con una contra flecha para contrarrestar los efectos de la deflexión por medio de la carga muerta. Vigas transversales de acero son colocadas entre las armaduras laterales y sobre estas se coloca la superficie de rodadura, con un sistema de alta fricción, utilizando pernos para ajustarla a las vigas. Puede tener una placa Durbar (estructura de acero laminado en caliente que se diseñó para proveer una excelente resistencia al deslizamiento en alguna superficie) como superficie de rodadura o con una aplicación completa de poliuretano antideslizante en la

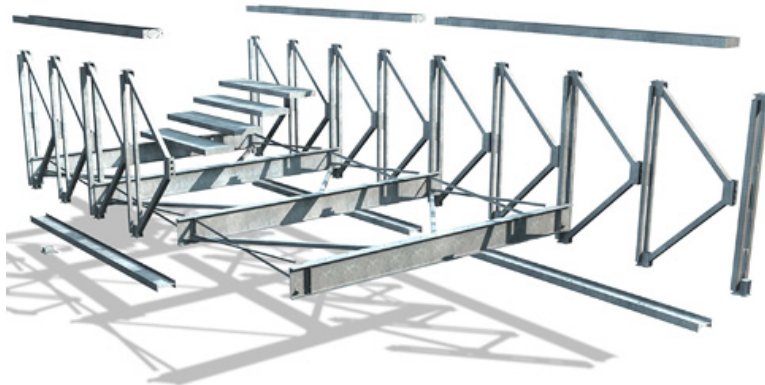
superficie. Existen barandas entre los bordillos del extremo de la superficie de rodadura y las armaduras principales.

Se disponen de anchos estándar de 3.15 m (un carril), 4.2 m (carril extra grande), 7.35 m (2 carriles y 10.5 m (3 carriles). Pasadizos para peatones internos y externos en voladizo también pueden ser proporcionados.

Para su construcción se utiliza grúa y construcción en voladizo in situ o el lanzamiento en voladizo tradicional. Mabey Bridge tiene un extensa experiencia proveyendo asistencia técnica requerida para asistir mano de obra local para hacer este tipo de trabajo. Se puede configurar equipo para lanzamiento en voladizo para poder utilizarse en el lanzamiento de varios puentes.

El sistema Mabey Delta Bridge se puede configurar para utilizarse sobre un puente existente con superficies de rodadura fallidas. Se pueden utilizar como simple o múltiples tramos con luces de hasta 90m en múltiplos de 2.25 m.

Figura 96: Componentes Mabey Delta



Fuente: www.mabeybridge.com.uk

El sistema Delta cumple con varios estándares de carga como la AASHTO HS-25, CL625 canadiense, HA y HB británicas o la Fascicule 61. Este tipo de puente es ideal para uso permanente en carreteras y áreas remotas donde la prefabricación fuera del sitio

proporciona ventajas significativas sobre las técnicas de construcción tradicionales que involucran mayores cantidades de trabajo en el sitio.

Todo el diseño se realiza a través de procedimientos internos de Mabey, utilizando propiedades derivadas de una combinación de análisis de elementos finitos, técnicas convencionales de diseño y pruebas de carga a escala real.

Los componentes del puente son fáciles de transportar (por ejemplo utilizando contenedores ISO de 40 pies) y son rápidos y fáciles de construir y no requieren de soldar en el lugar de instalación. Todos los componentes estructurales son galvanizados en caliente para asegurar una vida útil larga y con mantenimiento mínimo.

D. Puentes de emergencia de madera.

Los puentes de emergencia pueden estar fabricados de materiales diferentes al acero. Estos puentes también pueden estar contruidos con madera. Gracias al uso de elementos de madera laminada se ha podido desarrollar puentes los cuales pueden ser movido e instalados con gran rapidez.

Con base en la bibliografía recopilada de puentes de emergencia y puentes de madera laminada se propone que el tipo de puente que puede ser aplicado como un puente de emergencia es el puente de vigas debido a que estos puentes llenan los requerimientos de un puente de emergencia. Los elemento del puente serán diseñados de manera que puedan ser transportado, ensamblados e instalado de manera sencilla, en un tiempo relativamente corto y sin la necesidad de equipo altamente especializado.

1. Vigas principales. Este sistema consiste en vigas principales formadas por laminas de madera con las cuales se logran cubrir luces de hasta 40 pies. Se podrían cubrir luces mucho mas grandes pero esto provocaría elaborar secciones de un espesor impractico ya que como se menciona anteriormente el concepto de un puente de emergencia es que este tenga la habilidad de ser trasladado e instalado fácilmente y además de eso poder ser reutilizable y si se tienen elementos muy grandes estos conceptos se van perdiendo.

2. Vigas secundarias. Además de las vigas principales el sistema esta compuesto de rigidizantes o vigas secundarias las cuales trabajan de forma axial. Estos elemento son de gran importancia al momento de lanzar el puente ya que estos evitan que las vigas principales se choquen entre si.

3. Rodadura. Para la rodadura que se utiliza es de paneles de madera laminada interconectados con barras de acero.

4. Transporte. Las vigas principales, los rigidizantes y los paneles de rodadura son fabricadas en la planta de producción con las dimensiones requeridas en el diseño. Éstas pueden ser transportadas en un camión de carga.

5. Ensamblaje. Ya con los elementos en el lugar de montaje se procede a ensamblar las vigas principales y las vigas secundarias. Las uniones se hacen con platinas conectoras como las descritas en el capítulo de conexiones. Para posteriormente ser montado sobre los apoyos.

6. Montaje-lanzado. Ya con la superestructura armada se procede al montaje. Con ayuda de una grúa o con algún tipo de maquinaria pesada como lo es una retro excavadora como se muestra en la figura. Es en este momento cuando los rigidizantes cumplen el papel critico ya que son estos los que soporta los esfuerzo que se desarrollan al momento del lanzamiento.

Posteriormente al montaje se hace la instalación de los paneles de madera laminada que forman la rodadura. En la imágenes se puede observar como son lanzado y después conectado con las barras de acero.

7. Ejemplo: Puentes de paneles de madera laminada de la Universidad de Auburn. Como ya se mencionó anteriormente, al usar la tecnología de madera laminada se puede hacer virtualmente casi cualquier forma y tamaño. Sin embargo, para este tipo de puentes se fabrican paneles que son típicamente de 4 a 6 pies de ancho y $6 \frac{3}{4}$ a $10 \frac{1}{2}$ pulgadas de grosor. Las longitudes de estos paneles son 15 a 40 pies. Obviamente estos últimos requieren el mayor grosor. Este tipo de

tecnología está siendo desarrollada para leñadores. Por lo que las cargas a las que están diseñados son las de un camión lleno de troncos. Habrá ocasiones en las cuales se necesita cubrir cargas mayores a las que normalmente se podría someter. En este caso se pueden usar combinaciones de paneles. De la misma manera también se pueden utilizar vigas secundarias que sirvan para distribuir el peso de mejor manera.

Generalmente estos puentes son temporales y pueden ser usados repetidamente. Como con cualquier producto de madera que es utilizado en el exterior, estos elementos deben de ser tratados con químicos que preserven la madera. Generalmente, se utiliza el creosota. A continuación un ejemplo de un puente de emergencia hecho con paneles de glulam.

Figura 97: Puente de Emergencia de Paneles Glulam



Fuente: *Portable Bridges for Forest Road Stream Crossing* (Brikner, 1997)

E. Puentes de Decks modulares de acero

Al igual que los anteriores, se busca la estandarización para módulos de tamaños estándar para que su diseño y fabricación se facilite. A continuación un ejemplo de una compañía que se dedica a instalar puentes de decks modulares de acero.

1. Puentes Spanner. El puente más popular de este tipo es el Spanner como se muestra en la siguiente figura, el cual puede ser fabricado de aluminio o acero dependiendo del gusto del cliente. En el caso del aluminio se tiene un puente que no requiere mantenimiento, tiene un peso relativamente bajo y no es necesario utilizar maquinaria especial para el manejo de esta estructura. Por el otro lado, el aluminio es alto en costo lo que eleva el precio total de la estructura.

La ventaja de este tipo de puente es que puede ser utilizado de forma temporal al colocarlo encima de un puente existente el cual no cumple con las condiciones para transitarlo o simplemente utilizarlo para completar una sección del puente que se haya perdido o se encuentre en mal estado. También puede ser utilizado como una estructura fija al colocarle sus cimientos, pilas, contrafuertes o gaviones y proporcionar el mantenimiento adecuado para cualquier estructura de acero con el fin de evitar la corrosión.

La idea principal en el diseño de este tipo de estructura es crear piezas modulares que pueden ser unidas para alcanzar longitudes y anchos deseados. La estructura está diseñada de tal forma que se comporta como un marco semi-rígido el cual soporta cargas muy superiores a las que el diseño requiere.

a. **Consideraciones de diseño.** Se puede utilizar este tipo de estructuras para restablecer el tráfico en caso de una emergencia. Éste debe ser diseñado de tal forma que soporte las cargas necesarias utilizando factores de seguridad altos y en la mayoría de casos diseñar con cargas más altas para evitar fallas en el caso de las cargas eventuales. Yard King, Inc. y Atlantic Industries trata que sus estructuras resistan cargas eventuales duplicadas a las permisibles sin que existan deformaciones permanentes para evitar hacer un nuevo puente en este caso. Para fines prácticos se utiliza el camión descrito con anterioridad en la Figura 5 o una carga distribuida equivalente a esta. Debido a que el método constructivo es sencillo se debe tomar en cuenta que las juntas de los distintos perfiles metálicos debe estar hecha de buena calidad para el desempeño ideal de todas las piezas.

b. **Método Constructivo.** El método constructivo es básicamente una serie de vigas de perfiles W o wide flange de alta capacidad, conectadas entre ellas por perfiles W de menor tamaño y con una cubierta de acero a la cual se le adhieren con soldadura barras para crear tracción a los vehículos que pasen por la estructura. Se busca que los perfiles W tengan altas inercias en sus dos ejes y que la cubierta sea entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ pulgada de espesor. Considerando lo anterior se recomienda utilizar luces de 40 pies y anchos de 12 pies para mantener un comportamiento adecuado de la estructura.

Figura 98: Puente Portátil en Construcción



Fuente: The Right Bridge. Built Right (Big R, 2011)

2. **Puente modular de acero de BigR.** La ventaja de este puente, es que es fácil y rápido de instalar, por lo que se puede restaurar el tráfico con mayor rapidez. Otra ventaja es que no se necesita de mano de obra especializada.

Las características de este tipo de puente es que pueden cubrir luces desde 16 pies hasta 150 pies. El grosor del deck es de 4 ¼ pulgadas. Se puede utilizar tablas de madera como rodadura. El ancho puede variar dependiendo de cuantos módulos se utilicen. Este tipo de puente de emergencia puede ser puesto sobre cimientos de acero o concreto.

IX. Propuestas del diseño preliminar de un puente de emergencia

A. Introducción.

Como parte del trabajo de investigación se realizará el diseño preliminar de un puente de emergencia portátil.

El puente debe resistir la carga del camión de diseño de AASHTO, como también cumplir con los respectivos anchos de carril y especificaciones de este. Para el diseño se utiliza AASHTO y AGIES con el fin de adaptar normas conocidas a las características específicas de Guatemala. La obra a diseñar esta calificada con un nivel de protección 1 según los detalles de AGIES ya que esta servirá por periodos de tiempo cortos y la fase de diseño debe ser lo mas expedita posible. Lo importante en el caso de los puentes de emergencia es responder a la urgencia de restablecer el paso lo mas pronto posible ya que han algunos casos el daño es en arterias principales.

1. **Consideraciones.** Para poder seleccionar un tipo de puente y utilizar la opción más adecuada se debe conocer el tipo de uso que la obra tendrá.

En el caso de un puente portátil de emergencia se sabe que puede ser utilizado en caso de un hundimiento en carreteras o en caso de que las aproximaciones del puente fueron socavadas y la estructura aún se encuentra bien. Por lo tanto en el caso de los puentes portátiles de emergencia se consideran luces pequeñas y en la mayoría de casos el estudio de ubicación, hidrología y geológicos puede ser evitado para lograr restablecer el paso lo más pronto posible.

2. **Ejemplo.** Guatemala es constantemente afectada por tormentas tropicales y se conocen casos en donde los puentes colapsan, se dañan por materiales que lleva el río o las pilas se socavan pero actualmente también podemos observar el caso donde el cauce del río sobrepasa el puente y en caso de ser una buena estructura las fuerzas del agua son resistidas, pero las aproximaciones de puentes son dañadas.

Existe también el caso donde los puentes se dañan sólo en alguna de sus partes por lo que la luz a cubrir es más corta en lo que se vuelve a hacer la estructura principal. Finalmente existe el caso del hundimiento en las carreteras debido a la lluvia, donde ocurre un socavamiento debido a tuberías rotas o infiltración por lo que la carpeta asfáltica termina colapsando. Con el temporal 12E que afectó a Guatemala y las lluvias anteriores a éstas se pudo observar el hundimiento en el KM.14 Carretera al Pacífico donde actualmente se está utilizando un puente Bailey mientras se realizan los trabajos de reparación para rellenar ese hoyo.

Figura 99: Hundimiento en Km14 Carretera al Pacifico



B. Diseño preliminar de un puente de emergencia construido con perfiles de acero.

1. Elección de la estructura. En el caso del diseño de puentes de emergencia se puede asumir en algunas partes del diseño y también evitar hacer un puente bonito o con un diseño extravagante. Principalmente se desea tener un puente seguro y que soporte las cargas de diseño.

A continuación se muestra el diseño de un puente portátil de emergencia. Se debe tomar en consideración que los puentes portátiles de emergencia serán construidos para colocarlos en caso de necesidad por lo que los diseños serán hasta cierto punto estándar y limitados en longitud por el tipo de transporte a utilizar. En las tablas siguientes se puede observar el criterio para la selección de la obra apropiada en caso

de tener luces cortas o daños como los mencionados anteriormente este método como es mencionado anteriormente es de gran ayuda para seleccionar la mejor opción.

Tabla 21: Tipo de estructura para puente de emergencia

Tipo de estructura para puente de Emergencia	
Primera alternativa	Puente portátil
Segunda alternativa	Puente Bailey
Tercera alternativa	Puente de madera laminada Glulam
Comparación y selección	Tomando en consideración las alternativas antes mencionadas se selecciona un puente portátil ya que en Guatemala encontramos los materiales para la elaboración de este tipo de puentes, el caso del hundimiento necesita un puente de una luz corta y en caso de tener tráfico de camiones se debe tener una alta resistencia de la estructura.

Tabla 22 Luz sin apoyos de puente de emergencia

Luz sin apoyos a cubrir	
Primera alternativa	Luz total sin apoyos intermedios
Segunda alternativa	Dos secciones con un apoyo intermedio
Tercera alternativa	Tres secciones con apoyos intermedios
Comparación y selección	Debido a que la luz a cubrir es relativamente corta se recomienda utilizar la primera alternativa para cumplir con la funcionalidad.

Tabla 23: Sistema constructivo a utilizar para puente de emergencia

Sistema constructivo utilizado para el puente	
Primera alternativa	Vigas simplemente apoyadas
Segunda alternativa	Puente colgante con torres
Tercera alternativa	Puente en arco
Comparación y selección	Como se mencionaba anteriormente la estructura será simplemente apoyada sobre la ubicación deseada por lo tanto la primera alternativa es la más adecuada. La estructura será conformada por varias vigas paralelas interconectadas con una losa de acero sobre esta.

Tabla 24: Tipo de cimentación a utilizar para puente de emergencia

Tipo de cimentación a utilizar	
Primera alternativa	Colocar pilas elaboradas de concreto
Segunda alternativa	Colocar gaviones
Tercera alternativa	Colocar sobre pilas o aproximaciones existentes
Comparación y selección	Debido a que es una obra de emergencia no existe tiempo en la mayoría de casos para construir las pilas o hacer los gaviones en corto tiempo.

2. Diseño de estructura

a. Generalidades. La estructura será conformada por secciones de acero $F_y=50\text{ksi}$. Es una estructura tipo escalera por lo que tiene tres vigas principales W18 y para unir estas se utilizan vigas secundarias W12. Encima de esta especie de malla se colocan planchas de acero de 0.5 pulgada a la cual se le soldarán varillas de acero también para crear cierta fricción en la rodadura de los vehículos.

Las vigas principales están simplemente apoyadas en sus dos extremos formando una longitud de 12 m (ya que las medidas estándar de los perfiles W son 6 m, se utilizaron dos) y un ancho de 3.6 m que es el ancho indicado por AASHTO para el paso de un vehículo de diseño como el utilizado. Al momento de realizar un diseño preliminar se tomo en consideración los materiales disponibles en Guatemala y las dimensiones de las planchas de acero y largos de los perfiles W para hacer un diseño con la menor cantidad de desperdicio posible. Como se puede ver, en el diseño se utilizo la viga central de un tipo más robusto y con más capacidad de carga con el fin de seguir con la modalidad de aplicación de cargas de AASHTO como se mencionará más a detalle seguidamente. Se utilizará el programa SAP2000 para desarrollar la estructura y aplicar las cargas a la misma para evaluar si los elementos seleccionados son de suficiente capacidad para el diseño de la estructura.

Figura 100: Vista 3D de diseño preliminar

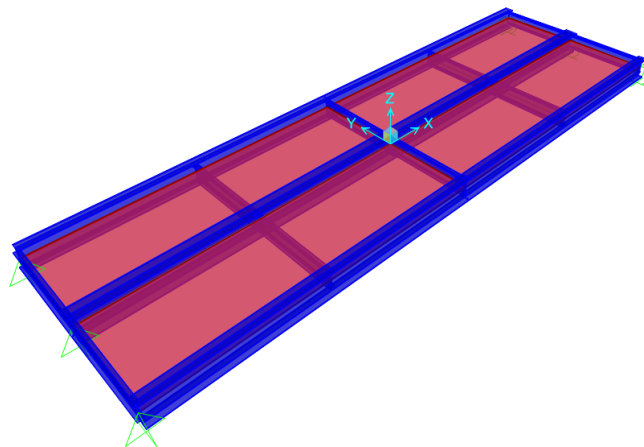
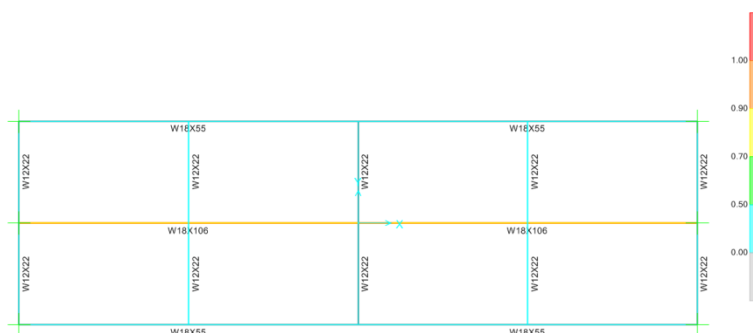


Figura 101: Planta de diseño de puente con detalle de perfiles utilizados



b. Cargas. Luego de modelar la estructura, utilizando SAP2000, se le aplicaron dos tipos de cargas con el fin de observar cual combinación sería mas crítica y de esta forma lograr diseñar para el caso más exigente.

Primero se aplicó una carga de Pista de 800kg/m^2 sobre toda el área del puente y luego se aplicaron las cargas del camión de la Figura 4 de forma puntual en la viga principal como indica AASHTO. En el caso de estructuras cortas, la carga distribuida es la que domina, mientras que en el caso de puentes largos es la carga de pista antes mencionada. Debido a que la estructura es corta, la viga principal es crítica con las cargas puntuales. Por el otro lado, aun que las planchas de rodadura sean pesadas, estas no pueden ser de menor espesor para evitar el pandeo y permitir que exista una transmisión de cargas a las columnas de forma adecuada.

Figura 102: Cargas aplicadas a estructura

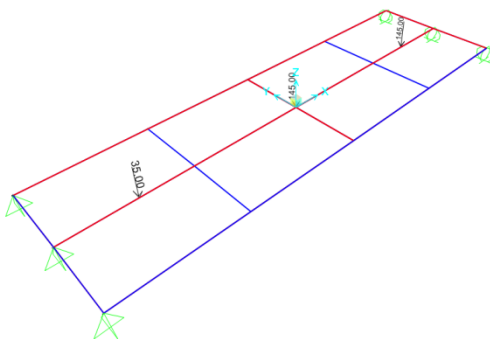
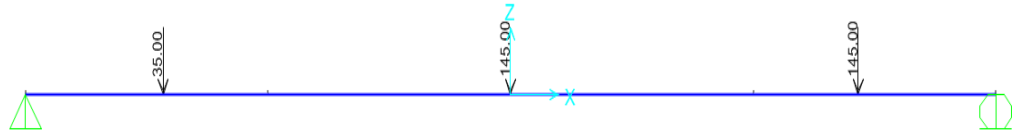


Figura 103: Cargas aplicadas a estructuras en elevación



c. **Detalles de la estructura y propuesta.** Para el diseño y análisis numérico se utilizó SAP200 con el fin de aplicar las cargas antes mencionadas, por el otro lado, se realizó un modelo utilizando un programa de dibujo con el fin de obtener una representación espacial (3D) para visualizar mejor los detalles utilizando el programa Sketch Up.

Figura 104: Detalle unión viga principal

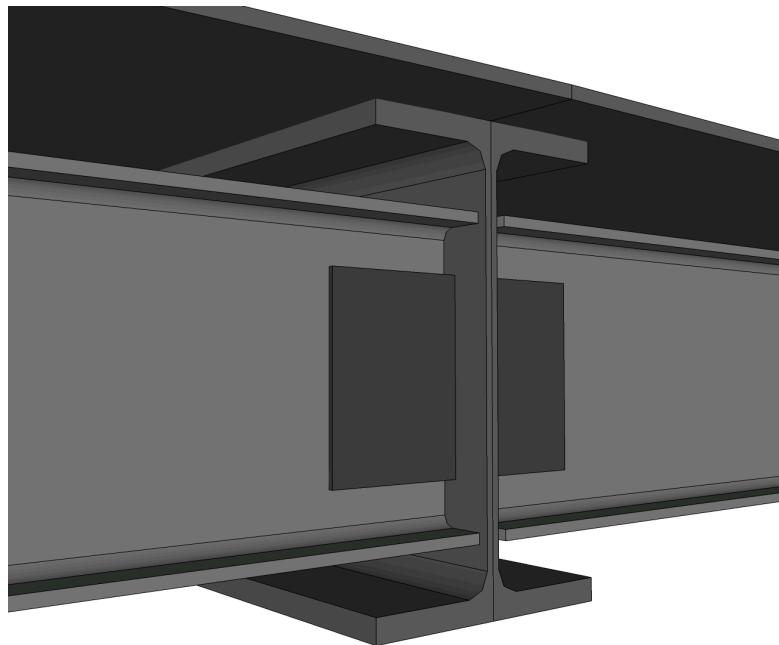


Figura 105: Detalle unión viga principal

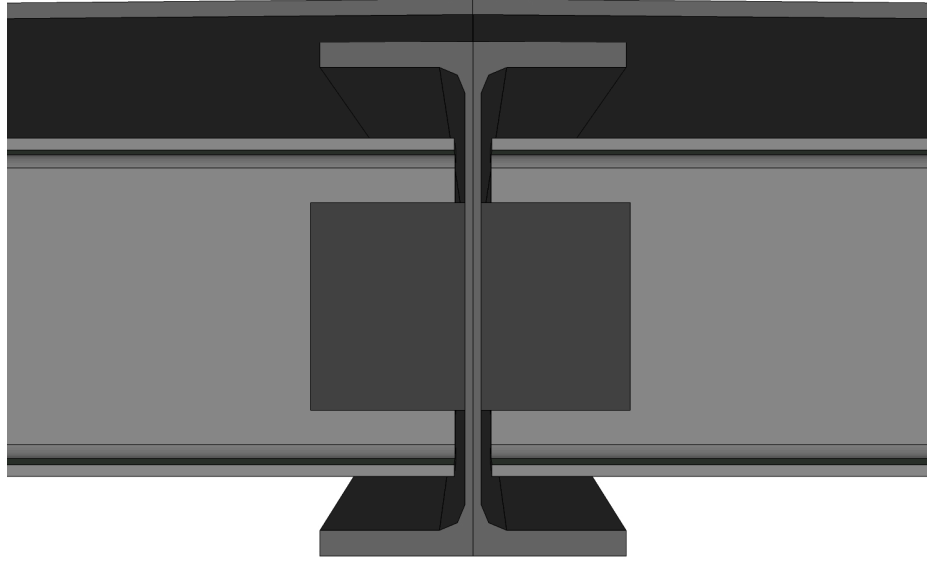


Figura 106: Detalle unión lateral

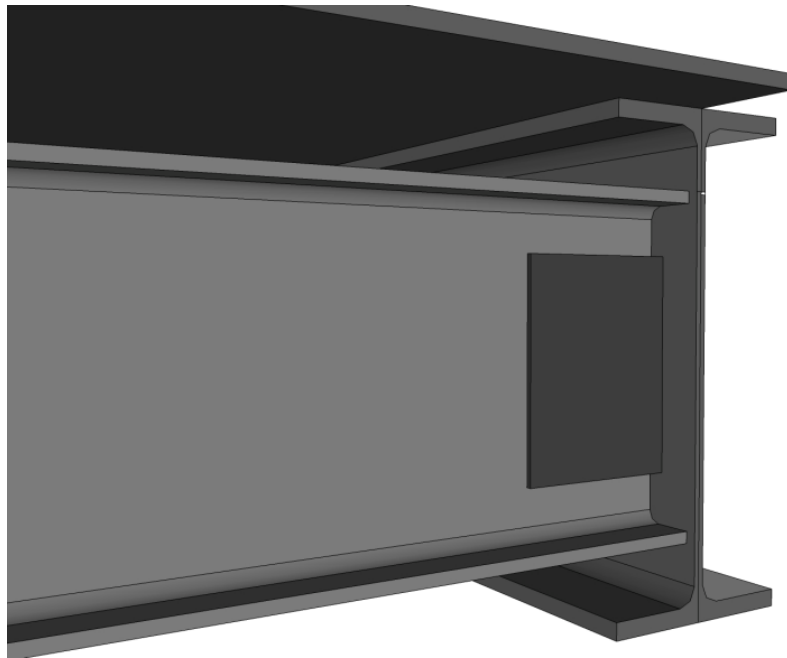


Figura 107: Detalle unión y rodadura

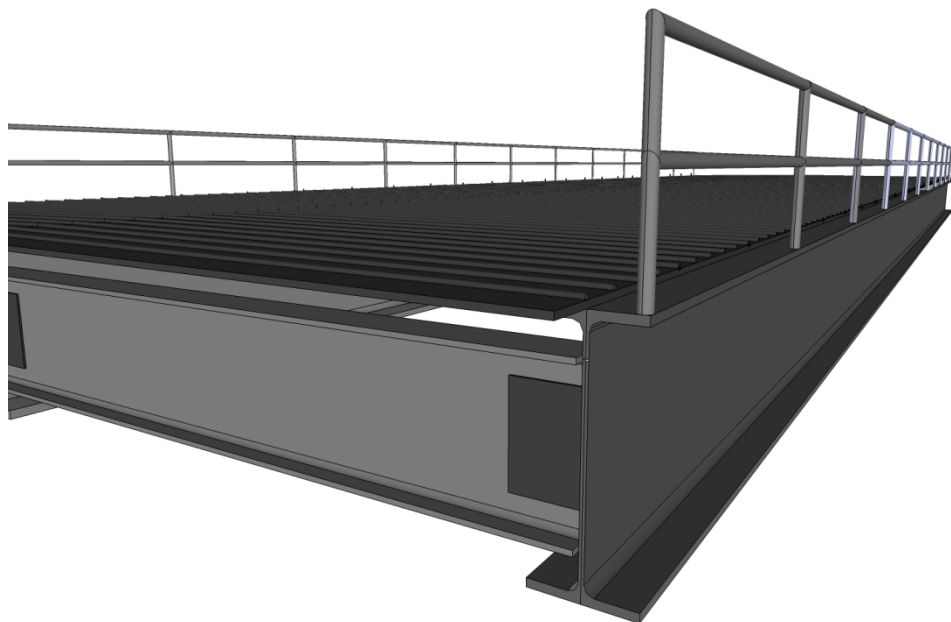


Figura 108: Vista detalle de 4 planchas de rodadura

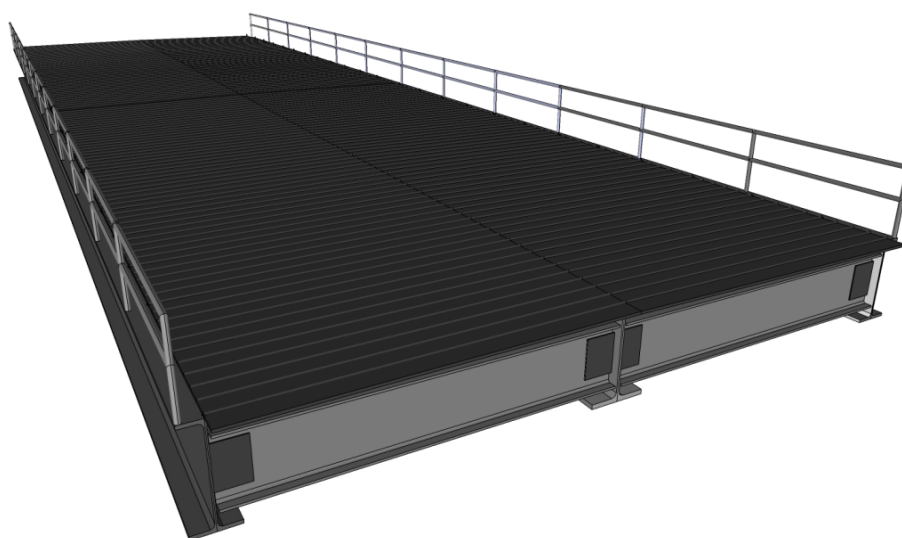


Figura 109: Vista lateral frontal estructura

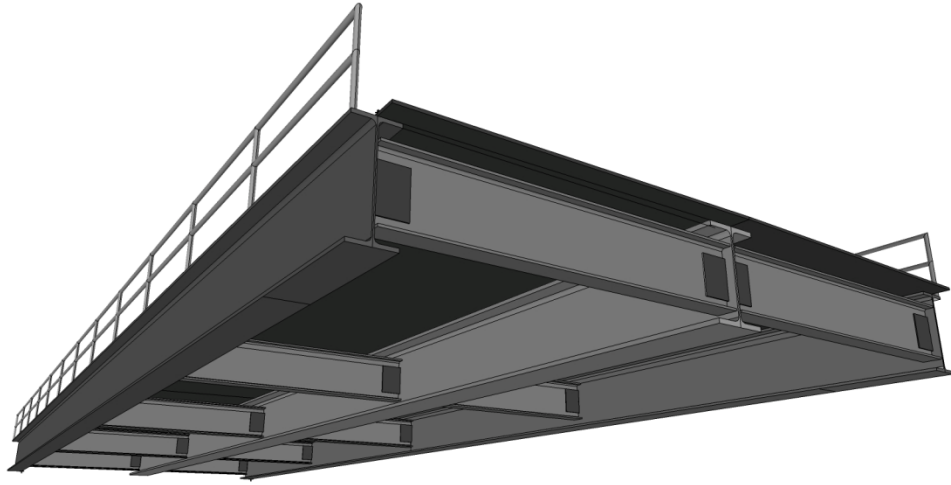
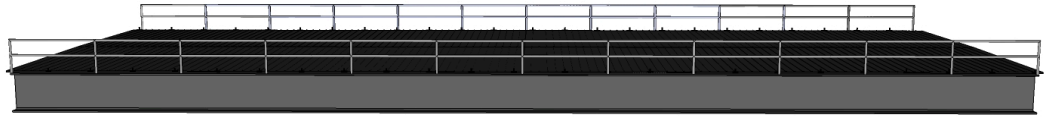


Figura 110: Vista inferior estructura



Figura 111: Elevación lateral

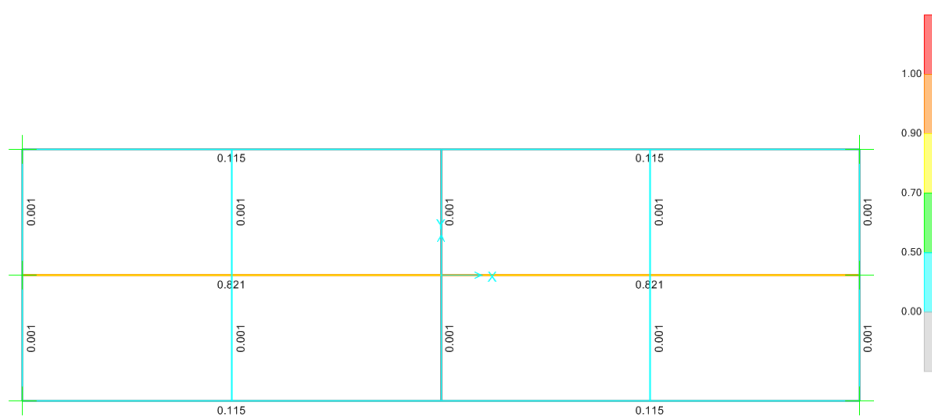
Con la estructura en mente y la Figura 28 donde podemos apreciar el uso de un puente Bailey para permitir el paso de tráfico en el hundimiento del Km14 Carretera al Pacifico se considera la siguiente propuesta. Ya que en este caso es un puente corto que solo tendrá cargas de vehículos y es solo necesario el paso en una dirección se puede utilizar la estructura diseñada como lo muestra la siguiente figura.

Figura 112: Montaje de estructura diseñada en hundimiento de Km14 Carretera al Pacifico

d. **Análisis y resultados.** Luego de analizar la estructura en el programa de SAP2000 se pudo evaluar cada una de las piezas que forman parte de la estructura con el fin que ninguna de estas sea sobreesforzada. Una vez aplicada la carga muerta y viva el programa demostró que la estructura y sus elementos eran suficientes. No se colocó ninguna carga de viento ya que esta estructura estará en uso corto tiempo y las probabilidades de viento fuerte disminuyen notablemente. Por el otro lado, las condiciones en los apoyos es posible ver en la Figura 31 que estos están simplemente apoyados por lo que el análisis creado por el programa es lo más cercano a la realidad para este caso.

Idealmente las estructuras deberían estar en anaranjado, donde el elemento está esforzado entre el 90% y 100% pero ya que éste es un puente de emergencia, no podemos tener el caso donde esta estructura falle por falta de elementos adecuados. Por lo tanto la viga principal se lleva hasta su 80% y las demás vigas están entre el 10% y 50% de su capacidad de esfuerzo. Es a esto a lo que se refería anteriormente que este tipo de obras serán diseñadas con elementos que soporten más de lo necesario. Por el otro lado, vale la pena mencionar que la forma en que se aplicaron las cargas solamente a la viga central para este caso no es como se comportarán las cargas en la estructura. Las placas de acero que funcionan como losa distribuirán el peso del camión entre la viga central en su mayoría pero también una parte a las vigas extremas por lo que las vigas extremas todavía pueden resistir parte de lo que la viga principal esta soportando en este modelo. Nuevamente, esta metodología se utiliza de tal forma que la estructura no sea utilizada hasta sus límites causando la falla de la misma.

Figura 113: Resultados de estructura expuesta a cargas puntuales



e. **Planos.** A continuación se pueden ver los planos detallados y acotados del diseño del puente portátil de emergencia.

Figura 114: Elevación acotada de puente portátil de emergencia

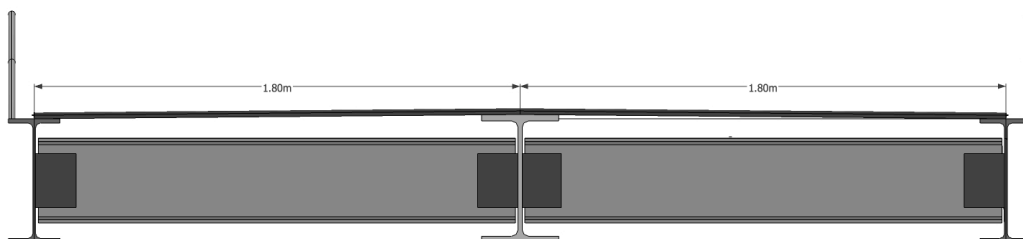


Figura 115: Planta acotada de puente portátil de emergencia

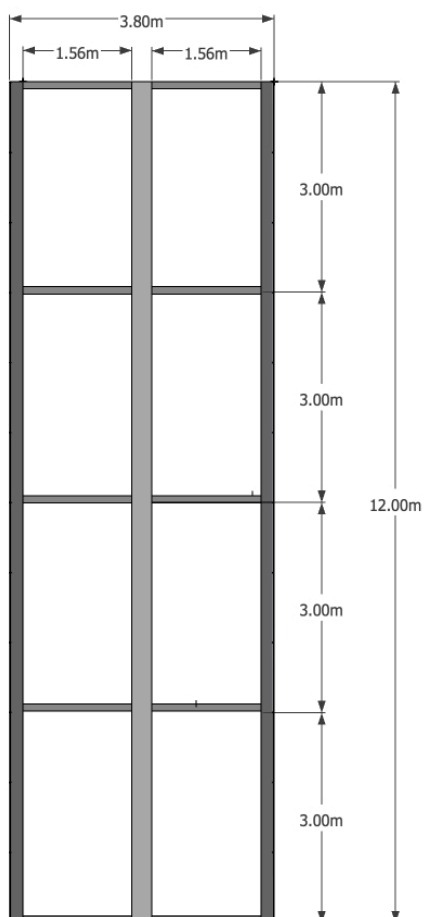
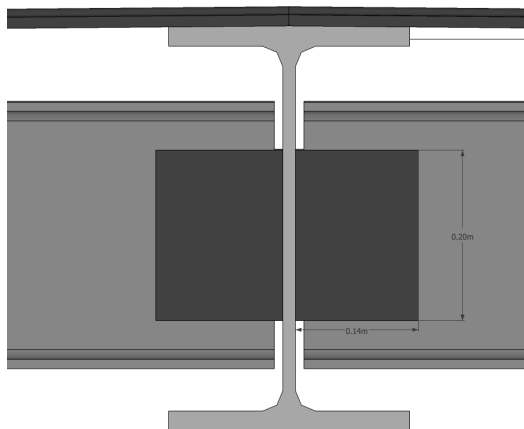


Figura 116: Detalle acotado de unión con separación



C. Propuestas del diseño de un puente de emergencia tipo colgante utilizando paneles Bailey

Para empezar, se debió escoger la luz para la que el puente estaría diseñado, tomando en cuenta la situación actual en la que se encuentra el país. En los últimos días el territorio ha sido azotado por las fuerzas de la naturaleza y obligados a buscar soluciones inmediatas para cubrir cualquier tipo de emergencia. Se han observado derrumbes, deslaves, inundaciones. Pero la ventaja es que estos desastres pueden ser atendidos un tiempo máximo de una semana. A la vez, existen otras emergencias como puentes dañados o totalmente colapsados. El problema con los puentes es que para restaurar la estructura se toma mucho tiempo si se quiere construir una estructura formal y no de emergencia. Pero para mantener habilitado el paso no se puede esperar seis meses o un año, el paso debe ser restaurado en menos de una semana para evitar pérdidas en la economía del país. Además, las exigencias de los habitantes hace que la tarea de rehabilitación de una vía se vuelva más urgente. Es por esto el paso sobre un puente es tan importante, porque su rehabilitación no es una tarea de días, a menos que se implemente el uso de puentes de emergencia.

En caso de una emergencia se puede utilizar cualquier tipo de puente “express”, pero en Guatemala solo se conocen muy pocos estilos de puentes de emergencia y es esta la principal razón de esta investigación. Es importante mencionar que los recursos con que cuenta actualmente el país son un poco limitados pero que a pesar de esto se

ha logrado mantener las vías habilitadas para el paso de personas, mercadería, turismo, etc. La siguiente propuesta se basa en los estudios realizados anteriormente con respecto a diseño preliminar y propuestas de diseño gobernadas por la luz del puente, el ambiente que rodeará al puente, las condiciones climáticas e hidrogeológicas. Es importante recalcar que no se hará un estudio hidrogeológico de una cuenca en especial, sino que se escogerá un tipo de puente únicamente con base en la luz que tendrá que cubrir dadas las condiciones del río que pasará por debajo del puente. Éste no será un caso de un río en específico sino se hará un ejemplo para un ancho de río en general para que pueda ser utilizado en cualquier caso. Otro de los aspectos es que antes de tratar de utilizar este puente, un experto debe evaluar cada criterio para analizar el puente, es decir, no se debe asumir que todo el diseño y análisis de este puente es totalmente bueno, sino se debe revisar y realizar cambios si el diseño lo requiere.

Para realizar el diseño preliminar del puente se tomaron los siguientes aspectos: luz que el puente deberá cubrir, ubicación preliminar del puente, qué tipo de espacio va a cubrir, grado de innovación que se desea, etc. Se deben tomar en cuenta estos aspectos debido a que cuando sea tiempo de emergencia no se tendrá el tiempo necesario para realizar todo el estudio preliminar, es por esto que se debe realizar con anticipación para que se pueda aplicar rápidamente en caso de emergencia. La premisa es de utilizar un tipo de puente modular tipo Bailey como estructura para la cubierta en donde van a circular los vehículos y peatones.

Otro aspecto a considerar es la vulnerabilidad que tiene el país a ser abatido por los fenómenos naturales. Se puede decir que nuestra cultura no es la de prevenir pero se puede empezar proponiendo para que después pueda ser analizado y aplicado en el país. Es por esto que se debe considerar la fuerza de la naturaleza como uno de los aspectos principales para el diseño preliminar del modelo de puente de emergencia y así poder escoger el mejor sistema. Las lluvias no afectan directamente las estructuras, pero sí ocasionan que los ríos y lagos sobrepasen sus niveles normales y que afecten las estructuras de los puentes, por ejemplo, dañando o incluso destruyendo pilas y estribos y hasta la superestructura del puente. Como ejemplo de esto, se puede mencionar el último fenómeno natural que ha golpeado a nuestro país, la depresión tropical 12-E. Al momento, los medios de comunicación hacen cuenta que este fenómeno ha causado alrededor de 200 emergencias viales en tan solo una semana.

Muchas de estas emergencias son puentes dañados y colapsados o procesos que involucran un puente indirectamente. Para ejemplificar esta situación se puede mencionar la emergencia cubierta en el km. 14 de la CA-09-Sur, en donde estaba la carretera, pero por el agujero que se formó en esta estación, se necesitó colocar un puente modular tipo Bailey para cubrir un paso de emergencia mientras se realiza la reparación general. Existen muchos casos en donde se debe utilizar puentes de emergencia para habilitar el paso lo más rápido posible. Es por esto que antes de tomar la decisión de escoger un tipo de puente, se debe analizar cada situación que lo rodeará y bajo qué circunstancias se utilizará. En los siguientes párrafos se hará un análisis preliminar de las condiciones en que el puente se encontrará para así escoger la alternativa final la cual regirá la propuesta de diseño y construcción del puente. Asimismo, como en todo diseño preliminar, se dejará la puerta abierta para escoger cualquier otro tipo de puente de emergencia y además, se dejará camino libre para que se proponga cualquier tipo de puente bajo las mismas circunstancias en alguna otra investigación. A continuación se presenta el diseño preliminar tomando en cuenta varios parámetros.

1. Diseño preliminar. Se debe considerar que el puente debe ser efectivo y a la vez mostrar cierto grado de estética en su diseño. Pero a la vez, el diseño del puente será para utilizar en una situación de emergencia por lo que el aspecto estético puede quedar en segundo lugar y no al mismo nivel de su resistencia. Pero tampoco se puede ignorar este aspecto debido a que se debe ofrecer seguridad para las personas que vayan a utilizar la estructura. Además, tomando en cuenta que es un diseño para puente de emergencia, se debe considerar el tiempo que la estructura va a estar en pie, el tiempo de construcción y armado de la estructura y algunos otros factores no estructurales que determinan la dirección del diseño. La calidad de la estructura debe ser evaluada con los aspectos técnicos, funcionales, económicos y constructivos.

Se utilizará el método de aproximaciones sucesivas para elegir la solución más cercana para las condiciones dadas. Este método, como se mencionó en el capítulo II de este trabajo, consiste en evaluar varios límites y si alguno no cumple o sobrepasa las especificaciones dadas, se pasará a la siguiente opción de los diferentes tipos de estructuras.

Tabla 25: Etapa de diseño: Tipo de estructura para la cubierta

Tipo de estructura de puente de emergencia que se utilizará	
Primera alternativa	Puente modular tipo Bailey
Segunda alternativa	Puente de madera tipo Glulam
Tercera alternativa	Puente movable
Comparando alternativas	Analizando las alternativas anteriores, se decide que la utilizada será la primera, puente modular tipo Bailey. Se escoge esta opción debido a que es uno de los sistemas más utilizados en Guatemala y que están disponibles. Se decide que la estructura de la cubierta será modular tipo Bailey.

Tabla 26: Etapa de diseño: Número de vanos del puente

Número de vanos en el puente (luz a cubrir = mayor a 80 metros)	
Primera alternativa	Tres vanos con dos apoyos intermedios
Segunda alternativa	Dos vanos con un apoyo intermedio
Tercera alternativa	Un solo vano con apoyos únicamente en los extremos sin apoyos intermedios.
Comparando alternativas	Analizando cada una de las alternativas se puede llegar a varias conclusiones tomando en cuenta el tiempo de armado que se tiene, los recursos con que se cuentan y la luz que se debe cubrir. Al hacer un pequeño análisis, se podría decir que la primera o segunda alternativa serían las ideales considerando la luz que se debe cubrir. Pero hay que tomar en cuenta que el puente está considerado para ubicarse sobre un río, y se debe recordar que los ríos en el territorio guatemalteco siempre tienen alerta de subir por encima de nivel máximo debido a las inclemencias del tiempo y a la longitud de los inviernos. Es por esto que la mejor alternativa sería la tercera porque es mejor no tener ningún apoyo intermedio considerando que la fuerza y empuje del agua pueden volver a dañar el apoyo intermedio haciendo colapsar el puente de emergencia. Por lo tanto la decisión final se centra en escoger la alternativa número tres.

Como se puede observar en la tabla anterior, para cada uno de los aspectos del diseño de una estructura se puede utilizar este método de aproximaciones sucesivas para que la elección de las alternativas sea ordenada y sistemática.

Tabla 27: Etapa de diseño: Tipo de sistema estructural

Tipo de sistema estructural del puente de emergencia	
Primera alternativa	Viga simplemente apoyada
Segunda alternativa	Sistema en arco
Tercera alternativa	Sistema colgante
Cuarta alternativa	Sistema atirantado
Comparando alternativas	<p>Al analizar con base en la alternativa anterior, se debe considerar la luz del puente y otros factores como el número de apoyos y la funcionalidad del puente. Si se utiliza un sistema de viga simplemente apoyada se tiene el inconveniente que quedarían varios vanos, por lo que se contradice con el inciso anterior. Al principio se consideró una opción de “King post”, con un apoyo intermedio con dos cables anclados en su parte inferior y luego dirigidos hacia los extremos del puente. A la vez, se pensó en la opción de un “queen post”, con dos apoyos intermedios sujetos de igual manera por dos tres cables anclados en su parte inferior y luego sujetos en los extremos del puente. Con estas dos opciones se tenían apoyos intermedios por lo que contrastaba con la opción anterior de dejar un solo vano en la luz total del puente.</p> <p>La siguiente opción fue utilizar un puente en arco. Esta opción se debe descartar inmediatamente debido a la complejidad de elaborar su armadura utilizando un sistema modular tipo Bailey. Únicamente quedan dos opciones: atirantado y colgante. La opción atirantada suena muy llamativa pero se tiene un inconveniente: cómo tensar los cables para que resulte la resistencia necesaria para sostener la cubierta del puente. Por el otro lado con un sistema colgante, se tiene la ventaja de que el cable solo se debe lanzar y la tensión de los tirantes se hará automáticamente cuando se le aplique la carga de la cubierta. Es por esto que la opción que se elige es la de proponer un sistema de puente modular tipo Bailey sin apoyos intermedios utilizando un sistema de cables colgantes.</p>

Como se puede observar en la tabla anterior, la opción elegida fue la de un sistema colgante. Más adelante se verá las secciones finales definidas para las torres así como algunos detalles del diseño del puente. Al elegir un sistema modular tipo Bailey y además colgante, quedan otros aspectos por definir. A continuación se presentan utilizando el mismo método.

Tabla 28: Etapa de diseño: Tipo de muerto

Tipo de muerto a utilizar	
Primera alternativa	Utilizar un muerto convencional hecho de concreto fundido para proveer resistencia.
Segunda alternativa	Utilizar gaviones que jueguen el papel de peso muerto utilizando roca del sitio.
Comparando alternativas	Debido a que el puente será utilizado para emergencias, se debe tomar en cuenta que utilizar un muerto de concreto fundido sería pérdida de tiempo. Además tomaría más tiempo si la época fuera de lluvia. Es por esto que se elige la segunda alternativa, debido a que los gaviones pueden ser fácilmente armados y funcionar como un muerto que haga contrapeso al peso de la rodadura. Se debe tener mucho cuidado de escoger las rocas correctas sabiendo el peso específico para que se pueda alcanzar la fuerza necesaria para contrarrestar el peso de la cubierta y evitar que las torres fallen y colapsen.

Hasta el momento ya se tiene decidido qué estructura es la que llevará el puente, y algunos otros detalles como los muertos, el sistema del puente. Se debe aclarar que al utilizar un sistema colgante, se deben usar torres o pilares que sostengan todo el sistema de cables.

Para las torres se pretende utilizar la misma estructura modular tipo Bailey; de esta manera el armado será rápido ya que en el país la estructura Bailey es muy utilizada. Asimismo, debido a que será un puente de emergencia, las bases a utilizar serán las mismas con que cuente el puente colapsado original para facilitar el trabajo.

Se asume la reutilización de las mismas bases ya que de no ser así, se tendría que construir nuevos soportes para sostener las torres y esto, obviamente, tomaría más

tiempo de lo necesario y no cumpliría con los objetivos del proyecto ni de un puente de emergencia.

2. **Diseño final.** En la etapa de diseño preliminar se obtuvo una idea general de lo que se quiere.

En esta etapa, se definirá cada uno de los aspectos del puente para su diseño y construcción. En la tabla que se presenta a continuación se presentan los aspectos y criterios a evaluar en el puente.

Tabla 29: Características del puente a diseñar

Puente de emergencia con estructura modular tipo Bailey y sistema colgante	
Material	Acero $F_y = 50\text{ksi}$
Tipo de estructura	Modular tipo Bailey M2
Estructura y material de las torres	Estructura de acero modular tipo Bailey M2
Tipo de contrapeso o muerto	Gaviones fabricados con roca del lugar
Longitud/luz del puente	93 metros
Altura de las torres	12 metros c/u
Ancho de la estructura de cubierta	6 metros (solo un carril)

En la tabla anterior se pueden observar las características preliminares del puente. Algunos otros aspectos como los tipos de secciones que serán utilizados, el diámetro de los cables y los tipos de soportes serán definidos más adelante mientras continúa la etapa del diseño.

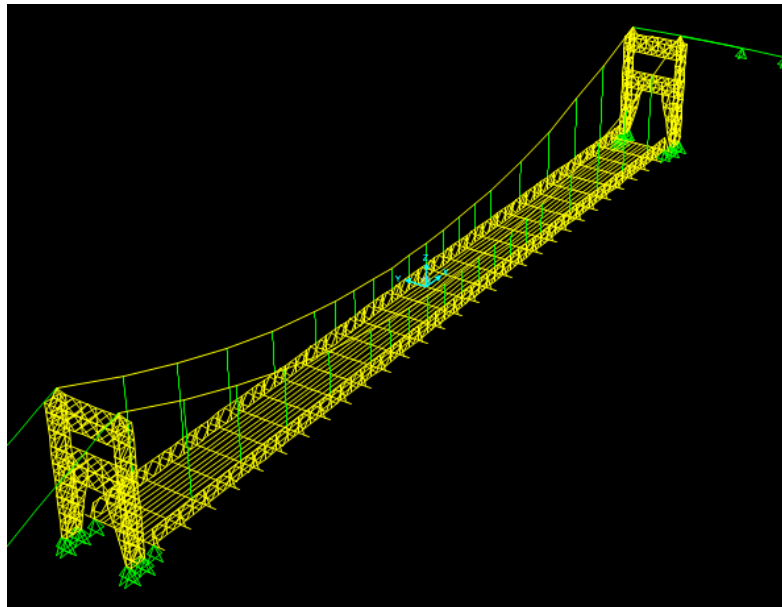
En esta fase se utilizará el programa de diseño SAP 2000, proporcionado en el laboratorio de la Universidad del Valle de Guatemala para ayudar con el diseño del

puede, el cual antes de ser utilizado deberá ser evaluado por un experto en el tema de puentes colgantes o puentes modulares tipo Bailey.

Para poder modelar la estructura en el programa se tuvo que investigar los perfiles de acero que utiliza el puente modular tipo Bailey M2.

Las partes de este puente se pueden observar en el capítulo VI de este trabajo. Con los mismos perfiles de acero utilizados para la estructura de la cubierta, se modeló las torres que sostendrán los cables. En las figuras que se presentan a continuación, se puede observar vistas generales de lo que es el modelo del puente modular colgante tipo Bailey M2.

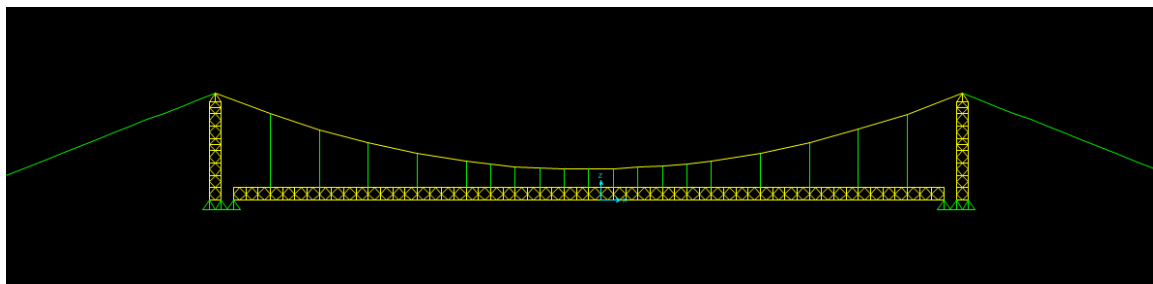
Figura 117: Vista tridimensional del puente



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se puede observar una vista tridimensional de lo que es el diseño del puente modular tipo Bailey M2 con un sistema colgante. Más adelante se estarán dando detalles de cada una de las partes del puente así como de las dimensiones y secciones de acero utilizadas. Como se puede notar en la parte superior derecha de la figura anterior, los muertos que sirven como contrapeso fueron simulados como dos soportes articulados en el programa SAP 2000 para realizar un mejor análisis del modelo. A continuación se presentarán figuras de las vistas de elevación y planta del puente.

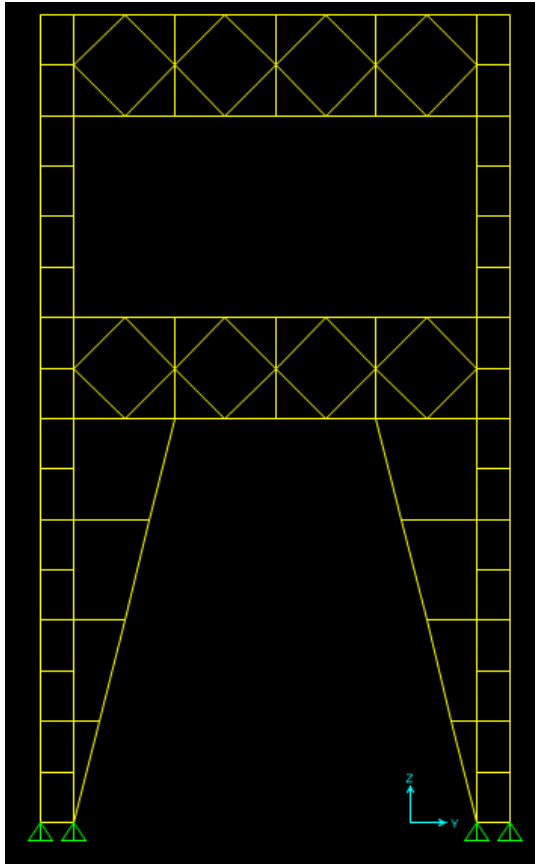
Figura 118: Vista de elevación lateral del puente



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

La figura anterior representa una de las elevaciones del puente colgante. Como se había mencionado en la Tabla 9, la longitud del puente medida desde los extremos de las torres es de 93 metros. Si no se toma en cuenta las torres, la longitud total de la cubierta sería de 87 metros, lo cual ya es una longitud considerable sin apoyos intermedios. La longitud total del puente, es decir la longitud del área de construcción desde los extremos de los muertos es de 158 metros, esto debido al ángulo al cual se colocaron los tirantes para los contrapesos. Otro dato importante es la altura de las torres. Cada torre tiene una altura máxima de 12 metros. Cada torre tiene en su parte superior dos apoyos para representar la unión de los cables, estos apoyos son en forma de pirámide y representa un aumento de la altura de un metro con cuatro centímetros, por lo tanto la altura total de las torres sería de 13 metros con 4 centímetros. El espesor de cada torre es de 1 metro con 50 centímetros. Este espesor debía ser universal porque tenía que ser de acuerdo a las medidas de los paneles del puente Bailey M2.

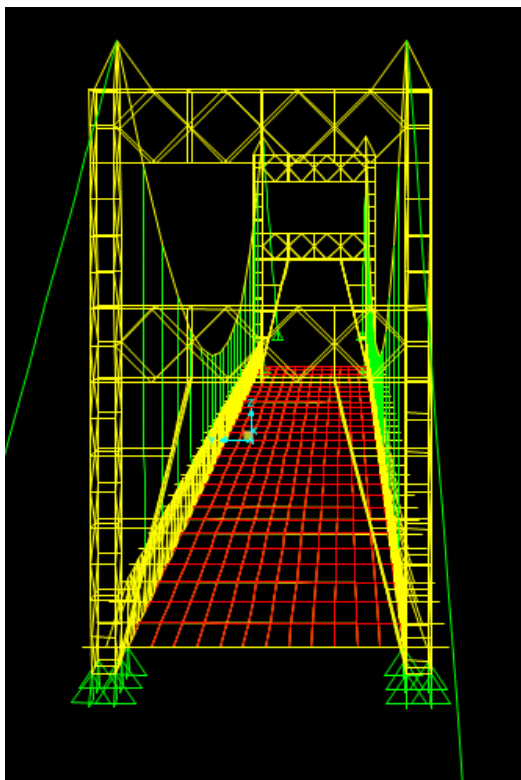
Figura 119: Vista de elevación frontal del puente



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se puede observar otra de las elevaciones del puente. En esta elevación frontal se puede notar más a detalle la geometría de la torre, la cual también está dibujada de acuerdo a las limitaciones dadas por las medidas del puente Bailey M2. El ancho de cada torre es de 7 metros mientras que el ancho de la estructura de rodadura es de 6 metros. Aunque la cubierta tendrá 6 metros de ancho, solamente funcionará con un carril de circulación debido a los criterios de emergencia que se están utilizando. El puente consistirá únicamente de un carril vehicular. La torre está conformada por dos columnas exteriores con dos vigas fabricadas a partir de los mismos paneles, una en el centro de la torre y la otra en la parte superior. La altura de la torre fue escogida con base en criterios empíricos. Para empezar, se investigó acerca de estas estructuras en otras partes del mundo y aunque no se tuvo una altura exacta, se pudo hacer un aproximado basado en imágenes. Otro de los criterios fue el de medir la altura de la torre con respecto a la catenaria que formaba el cable. Dependiendo de cuánto se hundía el cable, así sería la altura de la torre, 12 metros. En las siguientes imágenes se podrá observar el detalle de las partes del puente.

Figura 120: Vista tridimensional frontal



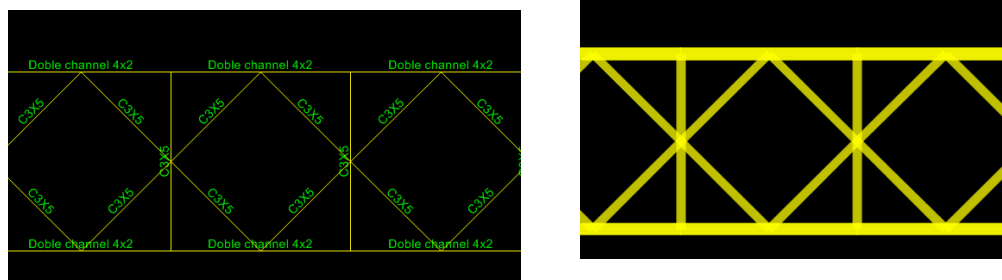
Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Esta es otra vista tridimensional del puente en la que se puede observar las dos torres en perspectiva y en el centro se nota la armadura de la cubierta. Es conveniente mencionar que para modelar la armadura del puente en el programa SAP 2000 se tuvo que elegir los perfiles de acero que más se parecieran a los perfiles utilizados en la realidad por el puente Bailey tipo M2. En esta etapa del diseño se tuvo cierta ventaja ya que los perfiles de acero a utilizar ya estaban definidos por la misma armadura del Bailey, por lo que las dimensiones y medidas fueron realizadas conforme al diseño original del puente modular tipo Bailey M2. Las únicas dimensiones que tuvieron que ser analizadas fueron las de los cables, pero gracias al programa SAP 2000 se logró modelar los cables para que tuvieran la resistencia necesaria para sostener las fuerzas involucradas en el puente. A continuación se observarán algunos detalles de las distintas partes del puente.

a. Paneles de la cubierta y torre. En las figuras que se presentarán a continuación, se podrá observar con más detalle algunas de las partes del puente, asimismo se mostrará una vista de la sección de los elementos que conforman cada

parte. Se empezará con los paneles de la cubierta y la torre, que en teoría deberían ser los mismos.

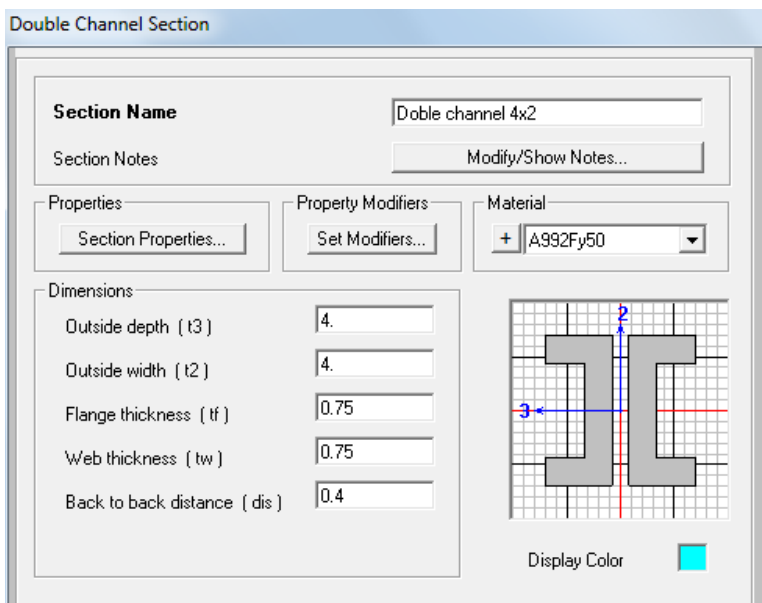
Figura 121: Paneles



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se muestra una vista más cercana de los paneles. A la izquierda se observa una imagen de la armadura del panel, en la derecha es la misma armadura pero en esta ocasión es una vista extruida de los elementos. Cada panel está conformado por dos miembros cuadrados de 1.5m x 1.5m. Los elementos horizontales del panel están armados por medio de un perfil doble tipo C o channel unidos a través de sus espaldas. Los elementos verticales y diagonales también están conformados por perfiles tipo C simples. Como se puede apreciar en la figura de la izquierda, para cada elemento, hay un perfil, ya sea doble channel 4x2 o C3x5, los cuales se explicarán a detalle más adelante. Estos paneles están conformados por miembros similares a los explicados en el capítulo IV de este trabajo. La mayoría de los miembros que conforman el puente también están diseñados de acuerdo con estos dos perfiles. En la figura a continuación se observa cómo está conformado el perfil doble channel 4x2.

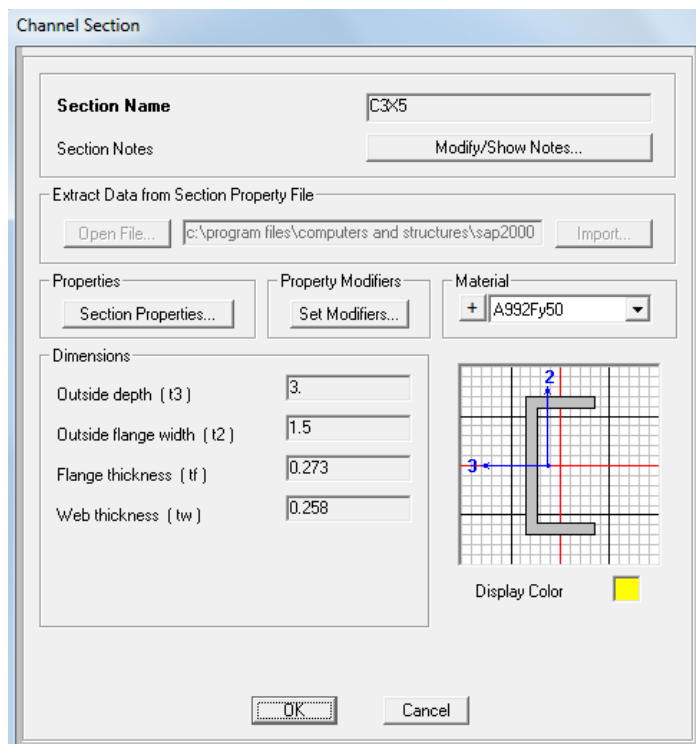
Figura 122: Sección doble channel 4x2,



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En esta figura se observa la definición del perfil doble channel 4x2. Las medidas que se observan en esta imagen están en el sistema inglés de unidades, esto únicamente para demostrar las medidas, porque en el modelo se utilizó el sistema internacional de unidades. El peralte de cada perfil C es de 4 pulgadas, y el ancho de 2. El espesor de cada uno es de $\frac{3}{4}$ de pulgada. La separación de espalda a espalda es de 0.4 pulgadas, esto para simular la separación original utilizada en el puente el cual utiliza puntos de soldadura para llenar esa separación y para adherir las piezas. También se puede notar que el material utilizado es acero A992 con un esfuerzo de fluencia de $F_y = 50\text{ksi}$. Así como este elemento, se estará mostrando los otros elementos que conforman los miembros del puente. En la siguiente figura se puede observar el perfil C 3x5, el cual como se dijo anteriormente, conforma los elementos horizontales y diagonales de los paneles. De igual manera las dimensiones están en el sistema inglés de unidades para una mejor comprensión de las características de los elementos.

Figura 123: Sección C 3x5



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

El perfil C 3x5 muestra sus características en la figura anterior. Este perfil además de ser más pequeño, es más delgado y es un perfil simple a diferencia del anterior que es un perfil doble.

Con estos dos perfiles, se ha completado la explicación de las características de los paneles, tanto para la estructura de baranda de la cubierta, como para la armadura de las torres. Los paneles también son utilizados en los miembros diagonales de las torres utilizados para dar mayor soporte a las columnas.

Lo que viene a continuación es las características de las vigas que sostienen el piso por donde transitarán los vehículos. Estas partes son el travesaño, los largueros y el rastro.

b. **Travesaños, largueros y rastro.** Los travesaños y largueros están directamente relacionados con la estructura de piso, el rastro es una pieza que únicamente provee apoyo a las estructuras de los paneles. Cada travesaño, es de 8 metros de largo y en este proyecto es representado por un perfil de molino tipo I,

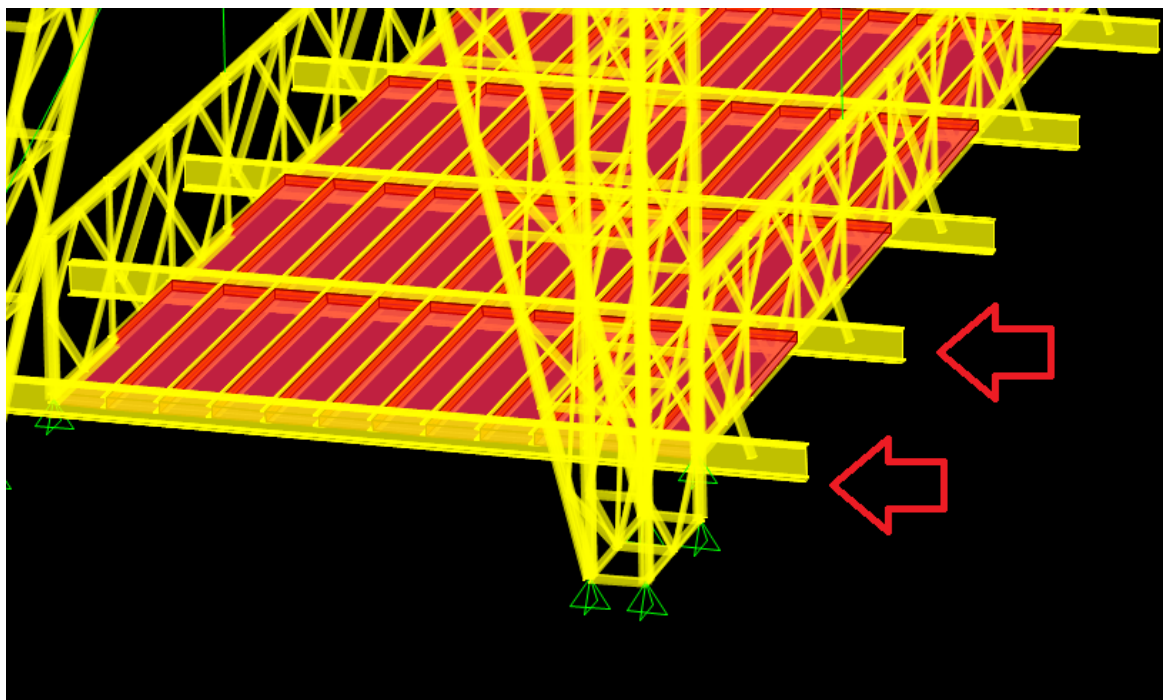
W12x22. Como se verá en la figura a continuación, este es el perfil que más se acercaba a las medidas del travesaño en un puente Bailey M2.

Los travesaños, como su nombre lo indica, son los elementos transversales que atraviesan la estructura de la cubierta.

En teoría, estos deberían ser los elementos con la cota más baja en toda la estructura del puente y la vez representan las vigas principales. Los largueros van por encima del travesaño y representan las vigas secundarias en el puente.

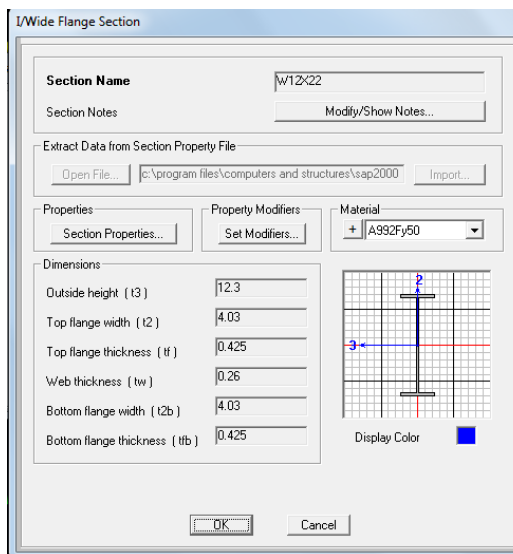
El rastro, por otro lado son elementos inclinados que dan apoyo a los paneles en la cubierta. A continuación se puede observar la ubicación y vista en sección de los travesaños.

Figura 124: Ubicación de los travesaños



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

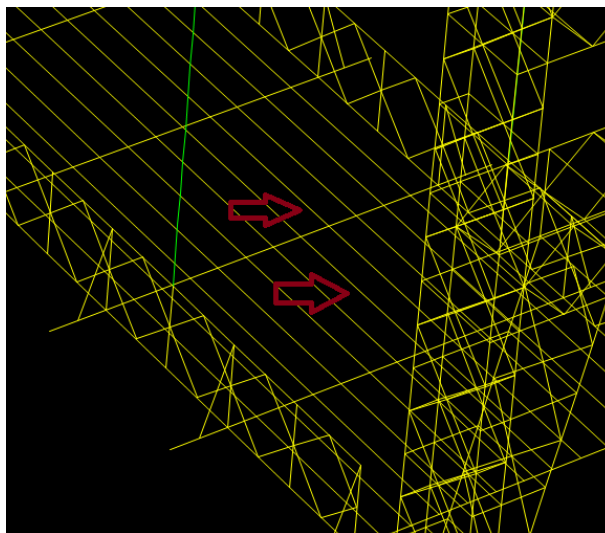
Figura 125: Sección del travesaño Fuente



Modelo realizado en SAP2000

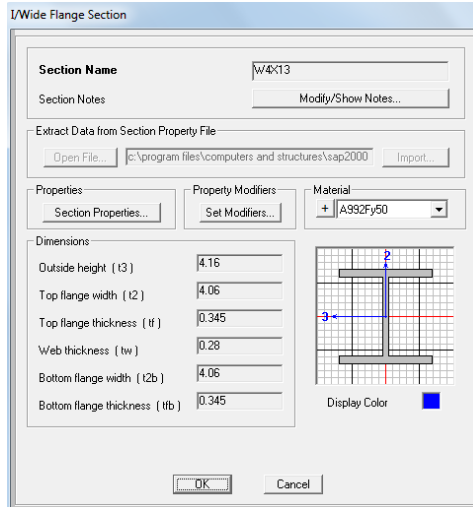
En las dos figuras anteriores se puede notar la ubicación de los travesaños y el perfil de acero utilizado para modelarlo en este proyecto. Como se había dicho antes, el perfil utilizado fue un W12x22, el cual tiene un peralte de 12.3 pulgadas y un ancho de patín de 4 pulgadas aproximadamente. Los espesores de alma y patín son 0.26 pulgadas y 0.425 pulgadas respectivamente. Al igual que los elementos presentados anteriormente, estos son hechos a partir de acero A992 con esfuerzo de fluencia $F_y = 50\text{ksi}$.

Figura 126: Ubicación de largueros,



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

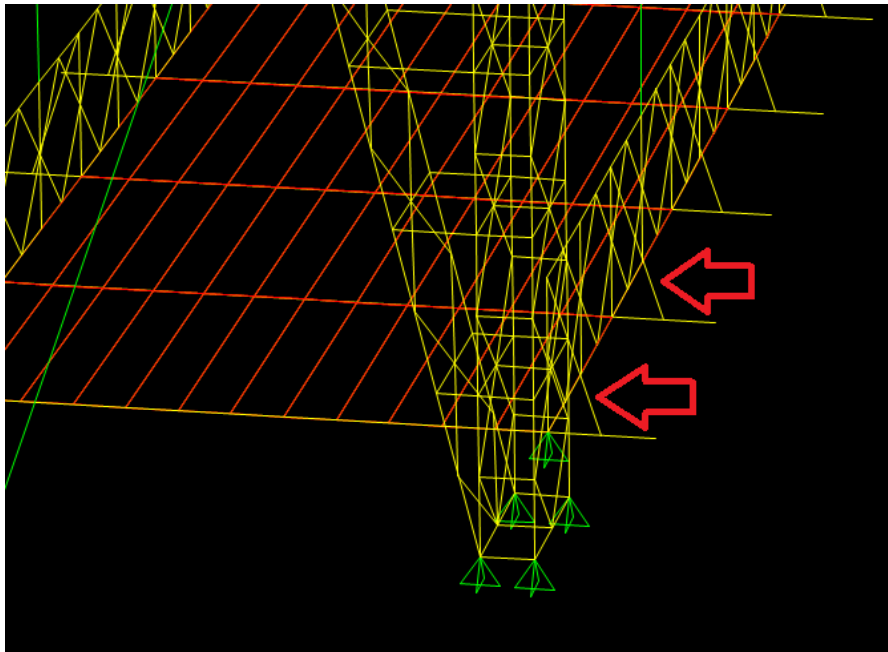
Figura 127: Perfil de largueros



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Los perfiles utilizados para los largueros son tipo I, W4x13. Se puede notar que son más pequeños y livianos que los perfiles utilizados para los travesaños. Las características de estos perfiles son presentadas en la figura anterior a este párrafo. Por último, se deben presentar las características de los rastros.

Figura 128: Ubicación de rastro



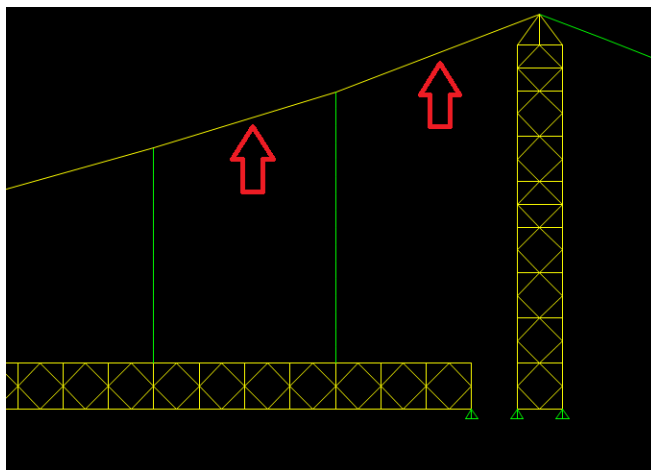
Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Los perfiles de acero utilizados para los rastros son channels C3x5 como en los paneles, por lo que sus medidas y características son descritas en la figura 51 presentada anteriormente en este mismo capítulo. Ya se describió la mayoría de elementos que conforman el puente. Ahora corresponde describir los cables y los muertos.

c. Cables, muertos y losas. Para el diseño de los cables, se utilizó también la herramienta de SAP 2000 para colocar el diámetro de cable indicado para dar la resistencia adecuada.

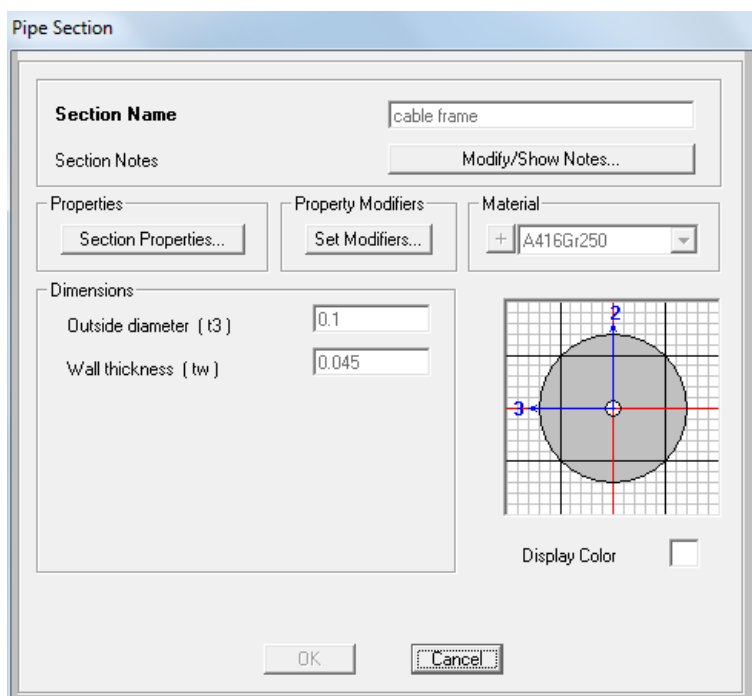
Para esto se utilizó un método que es similar al de aproximaciones sucesivas, en el cual se introduce un diámetro de cable al programa y se hace un análisis para decidir si se queda con ese diámetro de cable, se incrementa o si se reduce el diámetro. Para el cable principal, colgante se utilizó una sección de 7 centímetros de diámetro, utilizando acero como material y de grado 250. Al realizar el análisis en el programa, se obtuvo resultados no favorables para el cable y para la estructura. Es por esto que se decidió intentar con un diámetro de cable de 10 centímetros para lo cual se obtuvieron los resultados deseados. Más adelante se estará presentando los resultados generales del análisis realizado después de haber aplicado las cargas. Para los tensores, es decir los cables verticales que sostienen la estructura de la rodadura, se utilizó un cable de diámetro 7 centímetros. En las figuras a continuación se podrá observar las características de los cables principales (colgantes) y de los tensores.

Figura 129: Ubicación de cables principales



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Figura 130: Sección de cables principales,



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En las figuras anteriores se observa la ubicación y propiedades del cable principal. Se observa que tiene un diámetro de 10 centímetros (estas medidas ya se presentan en el sistema internacional de medidas).

Este cable es de acero A416 grado. Obviamente, en este modelo el cable se tuvo que modelar como una sección sólida, pero en la realidad el cable se tendrá que adaptar a los perfiles que estén disponibles en el mercado. Es decir, que si hay disponibles cables de una pulgada, se tendrá que juntar varios cables para hacer una composición que llegue al área o diámetro requerido, en este caso, 10 centímetros.

El mayor diámetro conseguido o disponible en Guatemala es de $\frac{3}{4}$ de pulgada en la empresa Multimateriales. Debido a esto se tendrá que hacer una unión de los cables de $\frac{3}{4}$ de pulgada para llegar al diámetro requerido de 10 centímetros o 3.9 pulgadas. Si se realiza algunos cálculos, el área requerida del cable principal es de 12 pulgadas cuadradas, y el área total de un cable de $\frac{3}{4}$ de pulgada es igual a 0.44 pulgadas cuadradas.

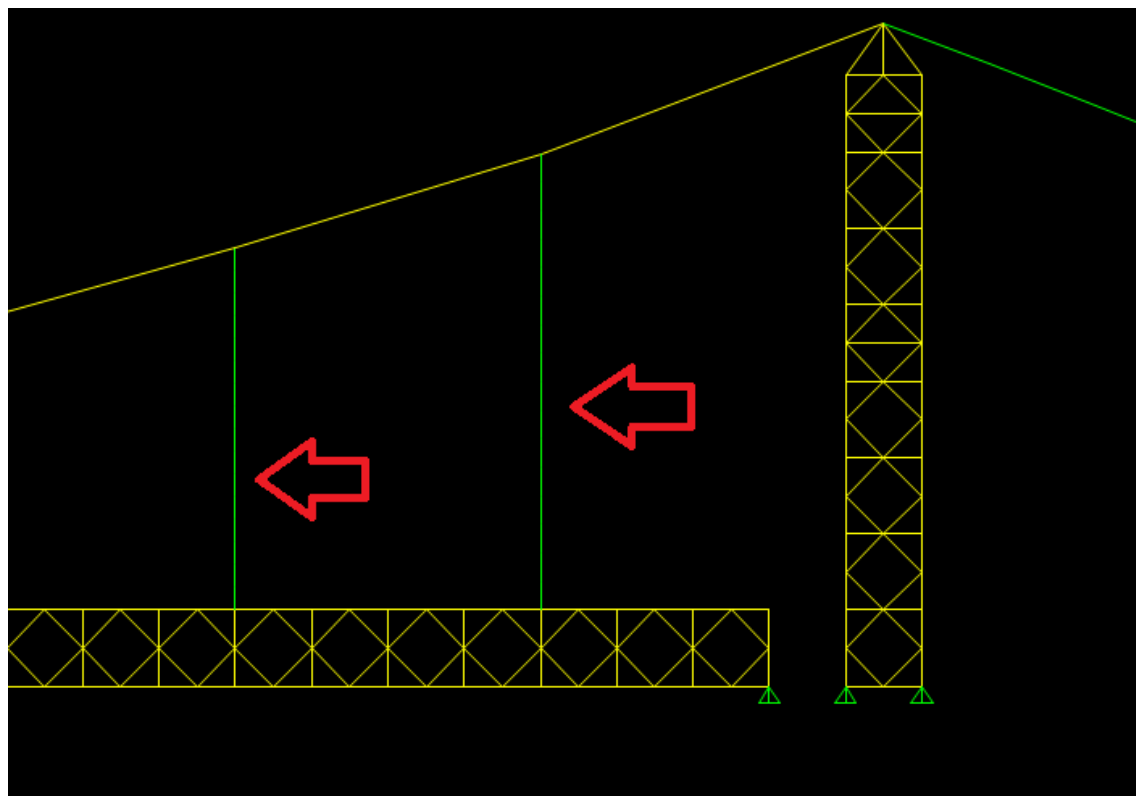
Haciendo la división, se obtiene que para llegar a las 12 pulgadas cuadradas necesarias, se necesita contar con 28 cables de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

Estos 28 cables deberán ser colocados de manera radial alrededor de un núcleo que puede ser vacío. Para los tensores se utilizará un diámetro de cable menor, que es 7 centímetros o 2.75 pulgadas.

De la misma manera como se hizo con los cables principales, se deberá hacer con los tensores, tomar los cables de $\frac{3}{4}$ de pulgada disponibles en las tiendas de Guatemala y unirlos hasta llegar al área que se requiere.

El área requerida por los tensores es aproximadamente de 6 pulgadas cuadradas; haciendo nuevamente el cálculo de área de un cable de $\frac{3}{4}$ de pulgada de diámetro, se obtiene que para alcanzar el área requerida, se debe colocar 14 cables de $\frac{3}{4}$ de pulgada de forma radial alrededor de un núcleo que puede ser vacío.

Figura 131: Ubicación de tensores,



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

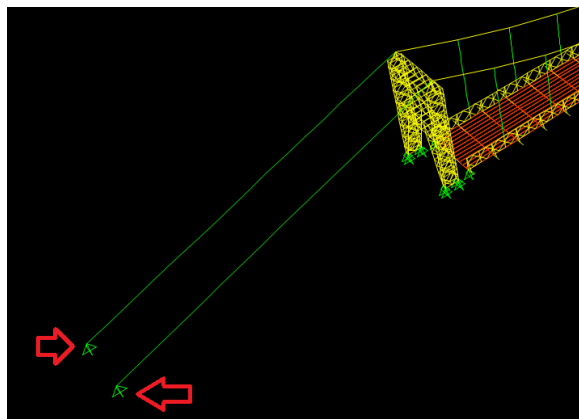
Figura 132: Características de los tensores,

Section	Property	Value
Cable Section Name	Name	tensor
	Notes	Modify/Show...
Cable Material	Material Property	A416Gr250
Cable Properties	Specify Cable Diameter	0.07
	Specify Cable Area	3.848E-03
	Torsional Constant	2.357E-06
	Moment of Inertia	1.179E-06
	Shear Area	3.464E-03
Units	Units	Tonf, m, C
Display Color	Display Color	Checked

Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Más adelante se comprobará que los cables que se escogieron son suficientes para dar la resistencia necesaria y sostener la cubierta y rodadura del puente. Por último para modelar los muertos o contrapesos, en el programa SAP 2000 lo único que se hizo fue colocar un soporte articulado. Más adelante se determinará la fuerza a la que estos soportes estarán sujetos para determinar el volumen de los muertos que se tendrán que utilizar. En la siguiente figura se muestra la forma en la que se modelaron los muertos.

Figura 133: Modelado de los muertos,

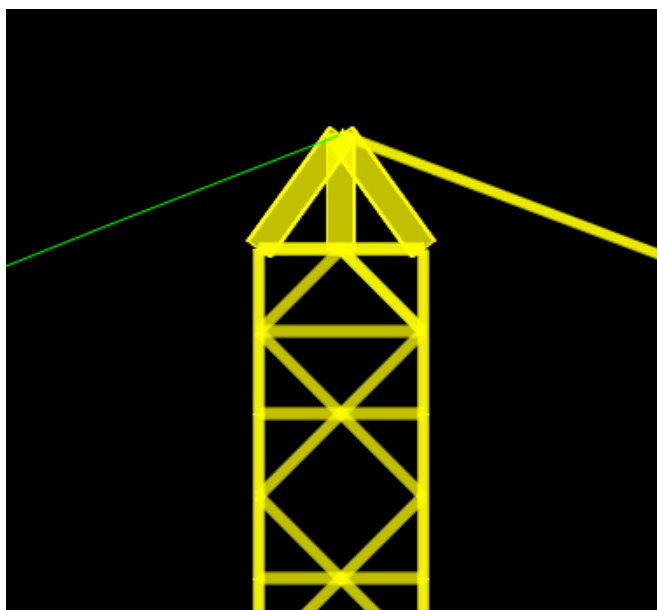


Fuente: Modelo realizado en SAP2000

Asimismo, se debe tomar en cuenta el detalle que se encuentra en los dos extremos superiores de cada torre. Este arreglo, representa, en el modelo de SAP 2000, un elemento que distribuye la fuerza axial que ejerce el cable sobre la torre y también permite la continuidad entre el tirante que va hacia el muerto y el cable colgante. Obviamente, este detalle es solamente utilizado para el análisis debido a que en la práctica debe ser construido como una platina o ducto que permita la continuidad de los cables sin tocar la torre para que no ejerza esfuerzos sobre algún elemento individual en el pilar. También se debe tomar en cuenta que el ángulo con que el cable sale hacia el muerto y hacia la rodadura es el mismo para proveer de una mayor estabilidad para la torre y que ésta no sufra de fuerzas excéntricas que ocasionen el famoso efecto P delta sobre el pilar, ocasionándole flexión. En la figura a continuación se observa el detalle de la unión de los cables y del ángulo con que son colocados en la parte superior de la torre.

Otro de los elementos que se diseñó fueron las losas que se encuentran por encima de las vigas secundarias o largueros. Se utilizarán losas de metal, lo cual es común en puente modular tipo Bailey. La losa estará dividida en pequeñas partes que consisten en tablonces de metal de 3 metros de largo por 0.5 metros de ancho por 10 centímetros de espesor.

Figura 134: Detalle de unión de cable,



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

3. Aplicación de cargas. Para esta sección del trabajo, se utilizará la norma NR5: 2001 de AGIES la cual lleva por título Requisitos para Diseño de Infraestructura y Obras Especiales. Utilizando el capítulo 2: Requisitos de Diseño Estructural de Puentes, la sección 2.1.3: Clasificación de los puentes, se tomará el puente a diseñar como un puente Importante debido a que se supondrá que se ubica en una vía de segundo orden o calle urbana que sirve a una zona en específico pero que sí tiene una vía alterna.

Además, aunque la rodadura del puente tiene un ancho de 6 metros, solamente se considerará un carril, el resto de ancho se dejará libre para cualquier detalle del anclaje de los cables debido a que no tendrá caminamiento para peatones.

En la sección 2.2 de este mismo capítulo, se habla acerca de cargas en los puentes. Para la carga muerta se considerará el peso de toda la estructura, dejándose al programa de SAP 2000 para que integre la carga muerta por peso propio. Para la carga viva, en el inciso a) de 2.2.3 de NR5, se utilizará la carga de pista tipo "B" y se considera que para este tipo de puente es la única carga viva que se va a tomar en consideración.

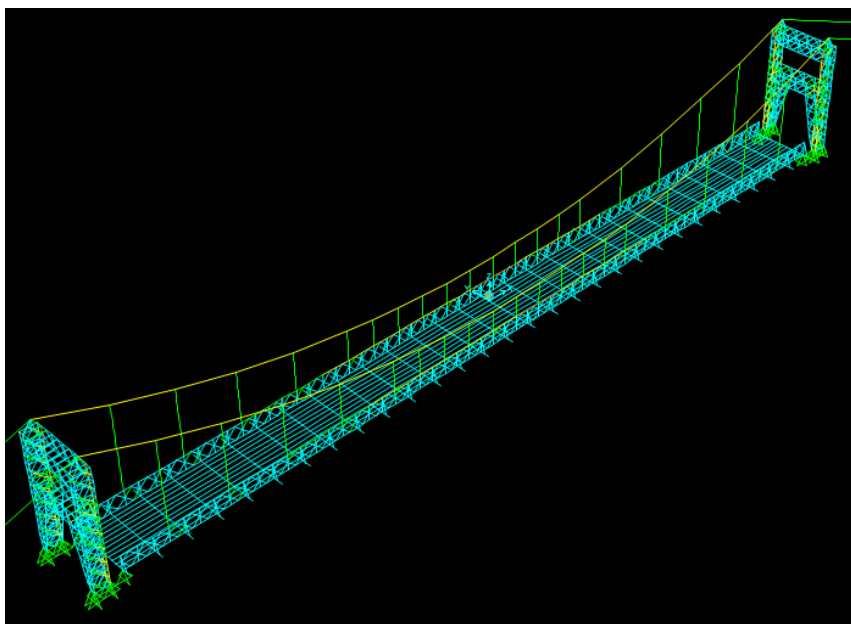
La carga viva a aplicarse será la carga de pista 800 kg/m, lo cual si se divide dentro del ancho de carril igual a 6 metros, da una carga en la losa de 133.33 kg/m², o como se ingresó en el programa 0.1333 ton/m². La carga viva y muerta serán las únicas que se tomarán en consideración para el análisis del puente debido al tiempo para el que está propuesto, el cual es menor a 6 meses debido a su carácter de emergencia.

Por medio del análisis en SAP 2000 se podrá dar a conocer si los perfiles y secciones escogidos para cada uno de los elementos demuestran la suficiente resistencia para cumplir con la funcionalidad y serviciabilidad del puente. Después de haber aplicado las cargas, también se definieron las combinaciones de cargas.

El primer caso fue solo con carga muerta, el segundo caso fue solo con carga viva. La siguiente combinación de carga fue aplicando un factor de 1 a cada carga y luego sumándolo. El último caso de carga fue de aplicar un factor de 1.2 a la carga muerta y un factor de 1.6 a la carga viva. Este último caso es el que se utilizará para realizar el análisis de la estructura a través del programa SAP2000.

4. **Análisis y discusión de resultados.** Luego de haber aplicado las cargas, muerta y viva, se procedió al análisis con la ayuda del programa SAP 2000. El objetivo de este análisis fue dar a conocer el porcentaje al cual está siendo esforzado cada uno de los elementos del puente, tanto cables, como torres así como la cubierta o rodadura. Para cuestiones de análisis, se utilizará el programa y tomando como resultados los analizados a través del mismo. Los cimientos en las torres también fueron modelados como soportes articulados y en este trabajo se limitará únicamente a analizar las reacciones en los soportes pero no se hará el análisis de ningún soporte, se asumirá que se van a utilizar los mismos soportes del puente original colapsado para facilitar el análisis. En las tablas y figuras que se mostrarán a continuación se enseñará los resultados del análisis bajo las cargas propuestas en la sección anterior.

Figura 135: Chequeo de elementos de acero,



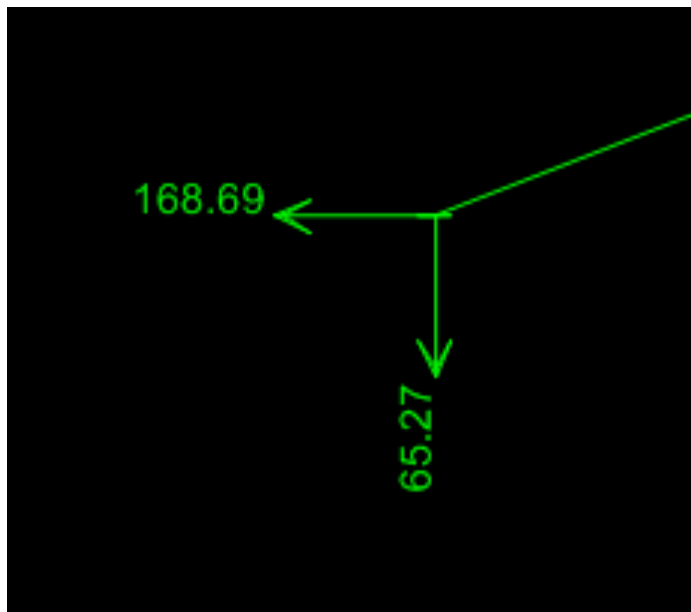
Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se puede observar los resultados de haber chequeado cada uno de los elementos de acero. Aunque en esta vista no se pueda observar a detalle cada uno de los elementos del puente, se puede observar la gama de colores a lo largo de este. El color celeste representa que el elemento está siendo esforzado de 0 a 50% de su capacidad máxima. Los elementos con color verde dan a conocer que el elemento está siendo esforzado de un 50 a un 70%. Los elementos en color amarillo representan un esfuerzo de elemento de 70 a 90% de su capacidad máxima. El color naranja quiere

En la figura anterior se observa el perfil de la torre que mayores esfuerzos tuvo. Se puede notar en esta figura que los esfuerzos máximos se encuentran en la parte inferior en donde algunos elementos se están esforzando al 91% de su capacidad máxima. Como se mencionó anteriormente, lo ideal sería que todos los elementos estuvieran esforzados entre 90 y 100% de su capacidad máxima. En este caso no es así debido a que los elementos que conforman el puente ya estaban definidos antes por la estructura del puente modular tipo Bailey M2. Debido a esto no se puede optimizar los elementos porque ya están definidos desde un principio. Lo que sí se pudo optimizar en este proyecto fueron los diámetros de los cables a utilizar. Pero aunque no se pueda optimizar se puede tener la confianza de que el puente estará trabajando por debajo de su capacidad máxima con menor riesgo de fallar o colapsar totalmente, especialmente en casos de emergencia.

Otro de los aspectos a analizar son las reacciones en los apoyos, especialmente en los apoyos que representan los contrapesos. A través de las reacciones se determinará la fuerza que necesitan soportar los muertos para resistir el peso de la estructura y la tensión en los cables. En la figura a continuación se observará las reacciones en los soportes en los sentidos “x” y “z”.

Figura 137: Reacciones en los apoyos de los muertos



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se muestra los resultados de las reacciones en los pesos muertos en cada una de las esquinas del puente. Se muestra solamente la reacción en uno de los apoyos debido a que la estructura es simétrica y las reacciones en los cuatro pesos muertos son similares, se diferencian por decimales. Las reacciones que se enseñan en esta figura son las que resultan después de haber aplicado las cargas viva y muerta bajo la combinación $1.2 \cdot \text{carga muerta} + 1.6 \cdot \text{carga viva}$. Estos valores se presentan en toneladas, y ayudarán en el diseño y construcción de los pesos muertos. Se puede observar que se necesita una resistencia mínima en “z” de 65.27 toneladas y 168.69 toneladas en “y”. Con estos resultados se procederá a calcular el volumen de contrapeso que se necesita para mantener la estructura, y sobre todo la torre, estable.

Obviamente para mantener el muerto estable en la dirección “z” o verticalmente, se necesita un peso de 65.27 toneladas. Pero por otro lado, para resistir la fuerza en “x” de 168.69 toneladas se necesita capacidad de soporte de suelo y además, fuerzas de fricción que puedan resistir las fuerzas horizontales. Se propone enterrar el muerto en el suelo para que el coeficiente de fricción crezca y que el diseño lo determine únicamente la capacidad de soporte del suelo.

Para esto se recomienda realizar un estudio del suelo del lugar para determinar el valor de la capacidad de soporte del suelo. Para este trabajo, se asumirá una capacidad promedio de 16 ton/m². Si se divide la fuerza en el soporte en “x” por la capacidad soporte del suelo, se obtiene un área de contacto con el suelo de:

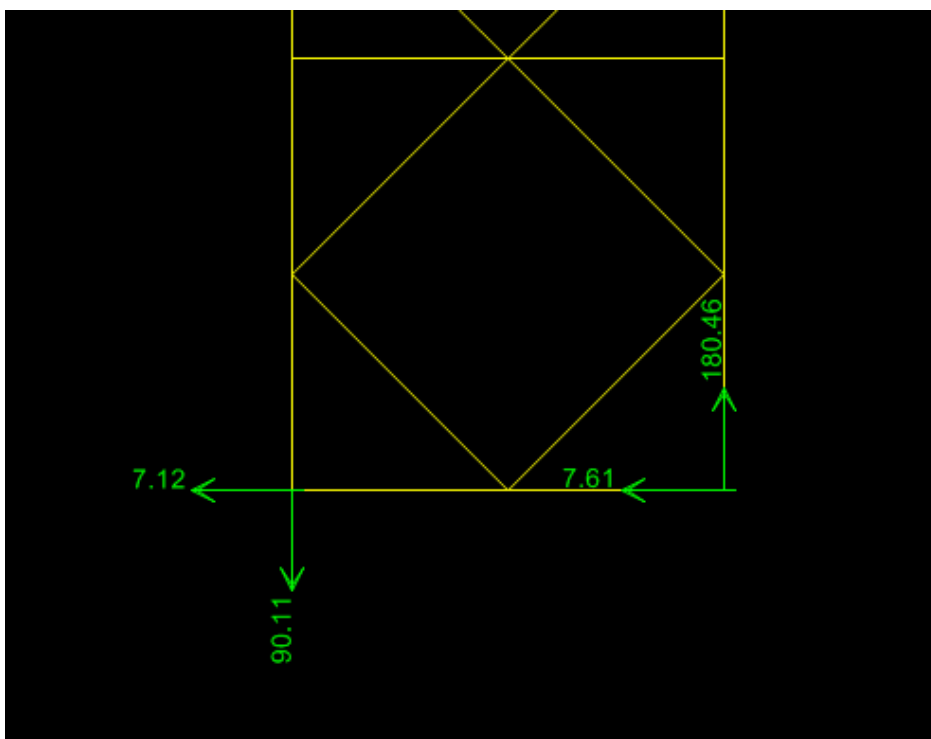
$$\begin{aligned} \text{Área de contacto} &= \text{Fuerza en "x"} / \text{capacidad soporte del suelo} \\ &= 168.69 \text{ ton} / 16 \text{ ton/m}^2 = 10.54 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Si a este valor se le aplica un factor de seguridad de 1.5, se obtiene un área requerida de 15.81 metros cuadrados el cual aproximándolo resulta un valor de 16 metros cuadrados de área de contacto. Con este valor se determina que para el bloque de gaviones, una de las caras debe tener un área mínima de 16 metros cuadrados. El otro valor se determinará utilizando el coeficiente de fricción del suelo. Se utilizará un coeficiente de fricción entre suelo y roca de 0.9. Realizando una sumatoria de fuerzas en la dirección “x”, se obtiene que el muerto fabricado de gaviones debe tener un peso de 187.5 toneladas. Si se toma que el peso específico de la roca a utilizar en los gaviones es de 2500 kg/m³ o 2.5 toneladas/m³, al hacer la división se obtiene un

resultado de 75 metros cúbicos de roca, conformada en gaviones que se necesitan para mantener la estabilidad en la estructura. Estos 75 metros cúbico de roca conformada en gaviones deben ser distribuidos de la siguiente manera: un área frontal de 4m x 4m para cumplir con el requerimiento de la capacidad soporte del suelo al sumergir el gavión, y un ancho de 5 metros para tener un total de 80 metros cúbicos de roca, por encima de los 75 requeridos.

Además, las 187 toneladas de roca serán suficientes para cumplir con las 65 toneladas requeridas por las fuerzas verticales en el eje "z". En secciones posteriores se mostrarán detalles de estos elementos. Se debe recordar que cada muerto que contiene 80 metros cúbicos de roca de 2.5 ton/m³, se debe colocar en cada una de las cuatro esquinas del puente para resistir las fuerzas de la estructura total.

Figura 138: Reacciones en las torres



Fuente: Modelo realizado en SAP2000

En la figura anterior se observa las reacciones obtenidas en la base de las torres tras haber realizado el análisis en SAP2000. Las dimensionales están en toneladas al igual que en las figuras anteriores. Se puede notar que existe una pequeña reacción horizontal de 7 toneladas aproximadamente en el sentido horizontal, pero la torre está

dominada principalmente por fuerzas axiales las cuales se demuestran con las 178 toneladas en el soporte del lado derecho.

Hay que recalcar que los soportes en la torre y en toda la estructura en general son articulados. Esto debido a que si fuera empotrado, se tendría que embeber la estructura o el soporte del puente Bailey dentro de una fundición de concreto lo cual le arrebataría su carácter de emergencia porque se tendrían que perder algunas partes del puente modular para simular un soporte empotrado. Además, se tendría que diseñar la zapata que estaría soportando el empotramiento y en un principio se asumió que se usarían las mismas bases que había dejado el puente original colapsado en el lugar.

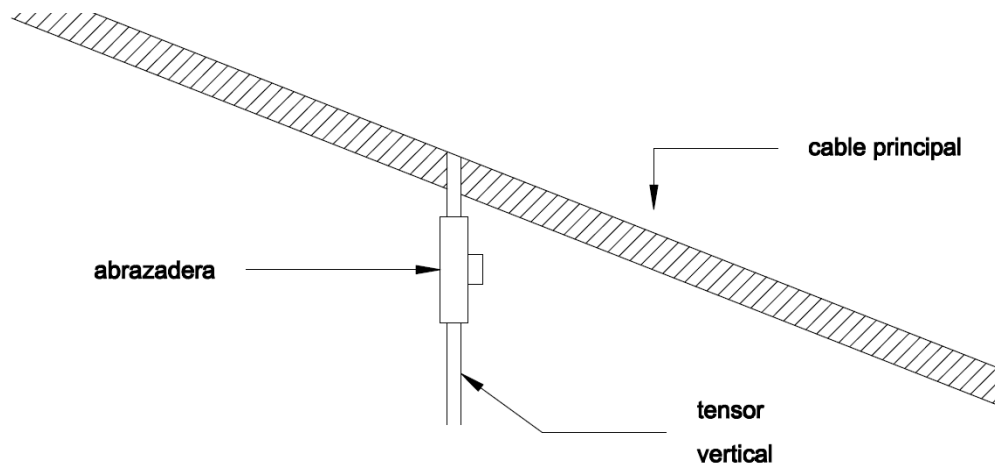
5. Aspectos constructivos. En esta sección se tratará con algunos de los aspectos constructivos de la propuesta del diseño. Algunos de estos incluyen el detalle de la unión de los cables, los contrapesos y el detalle de la parte superior de las torres para darle continuidad a los cables.

No se dará detalles de uniones en las partes de los elementos de la estructura Bailey debido a que ya están definidas por la misma estructura Bailey, por lo que no se debe cambiar nada de esto, únicamente se debe hablar de aspectos nuevos que necesiten ser detallados para una mejor comprensión. Ya definidas las dimensiones y de cada uno de estos detalles se procederá a explicarlos de manera visual para su entendimiento cuando se desee aplicar en el campo.

Hay que recordar que es una estructura con carácter de emergencia por lo que cada detalle debe prepararse para ser construido en el menor tiempo y sin complicaciones para no entrar en discusiones profundas. Se debe tener el detalle muy bien definido para realizar el trabajo en el tiempo requerido y poder solventar las necesidades de los pobladores del área.

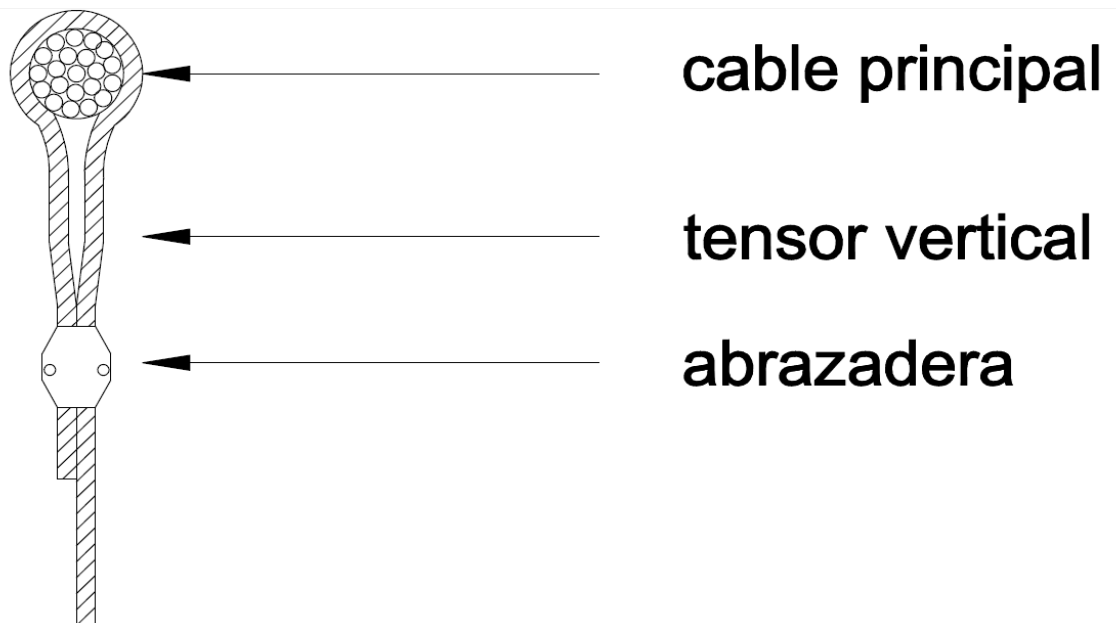
En la figura a continuación se enseña el detalle del anclaje del cable principal al cable secundario vertical. Se puede ver en dos vistas, una elevación lateral y una frontal para apreciar el detalle. Para esta unión únicamente se utilizará abrazaderas para amarrar una parte del cable vertical con él mismo después de haberlo pasado alrededor del cable principal.

Figura 139: Elevación lateral de unión de cables



Fuente: Dibujo realizado en Autocad 2009

Figura 140: Elevación frontal de unión de cables



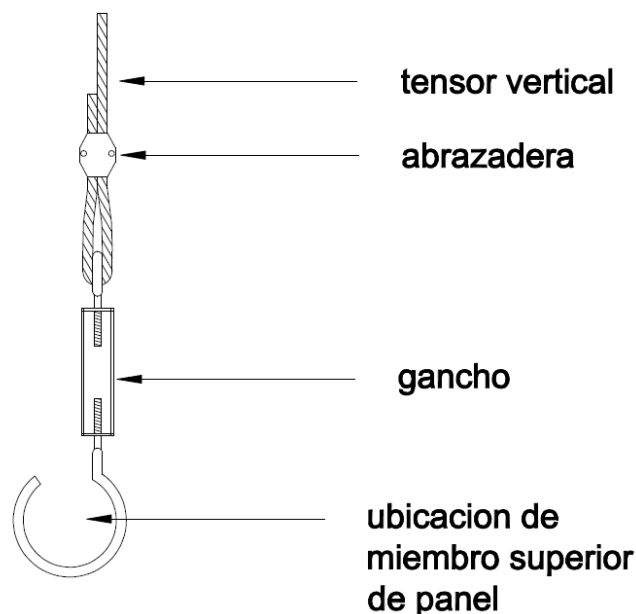
Fuente: Dibujo realizado en Autocad 2009

En las dos figuras anteriores se pueden observar los detalles de las uniones de los dos cables. La distancia entre cables será de 6 metros en los primeros tramos, tal y como lo indica la elevación lateral de toda la estructura. Los 11 cables verticales centrales estarán situados a 3 metros de cada uno, para dar mejor soporte a la

estructura de panel localizada en el centro del plano. Para dar la catenaria al cable principal se utilizó una vez más la herramienta de SAP2000, la cual permite calcular las cotas de cada punto del cable. El tamaño de las abrazaderas debe ser lo suficientemente grande para que en su interior quepa el cable secundario, de 7 centímetros de diámetro. En cada unión de cables, se debe realizar este detalle para mantener la unidad en toda la estructura.

Luego de haber mostrados la unión entre cable principal y secundario, se debe enseñar la unión del cable secundario vertical a la rodadura del puente. La unión entre cable y cubierta estará localizada en los miembros superiores de los paneles de la cubierta. Si el constructor lo cree conveniente, el cable puede estar anclado en los travesaños o vigas principales pero se deben realizar los cálculos para diseñar estas uniones y evitar que fallen elementos individuales. Asimismo, si es conveniente, el cable puede estar anclado a una platina que distribuya los esfuerzos y no directamente al doble channel superior en cada panel, para evitar sobreesfuerzos en estos miembros. En la figura a continuación se puede observar el detalle de la unión del cable vertical a la cubierta por medio de un gancho y una abrazadera. El diámetro del círculo inferior del gancho debe ser lo suficientemente grande como para agarrar o anclarse a la pieza que estará unido.

Figura 141: Anclaje de cable vertical a la rodadura

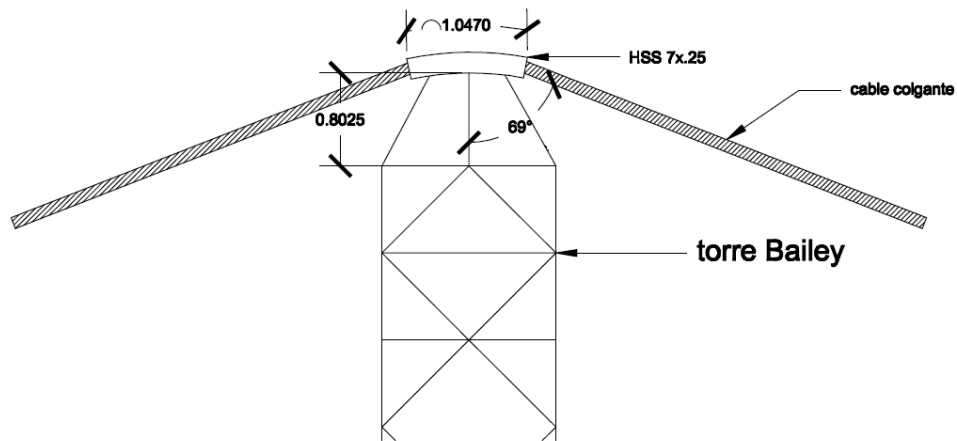


Fuente: Dibujo realizado en Autocad 2009

En la figura anterior se debe tomar en cuenta como las abrazaderas juegan un papel muy importante en cada unión pues permite que no se utilicen piezas más complejas y costosas de operar. Los dos extremos del gancho deben tener una tuerca que permita la unión entre estas dos partes, pues se observa que al centro de este elemento, está localizada una pieza rectangular el cual sirve como medio para unir ambos extremos del gancho.

Otro aspecto constructivo que se debe tomar en cuenta es la continuidad de los cables por encima de las torres. En cada torre pasan dos cables principales a cada lado. La continuidad de los cables sobre la torre debe asegurar que no se está esforzando un elemento más que otros, en este caso se debe tratar de distribuir los esfuerzos para que llegue un porcentaje a cada uno de los miembros superiores de la torre. En la figura a continuación se puede observar de qué manera se ha planteado mantener la continuidad de los cables en este proyecto.

Figura 142: Detalle en lado superior de las torres



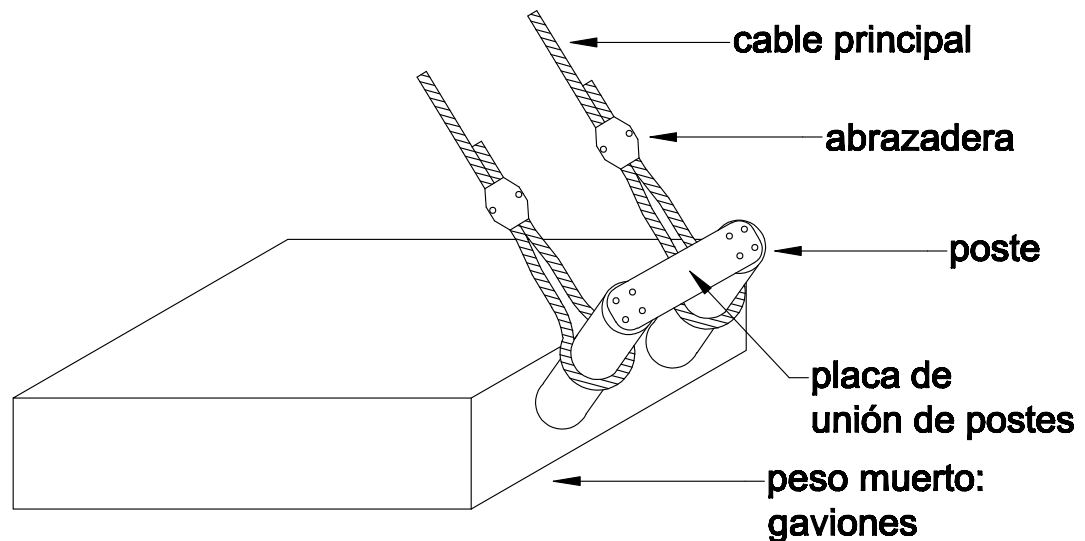
Fuente: Dibujo realizado en Autocad 2009

En la figura anterior se muestra cómo deben estar unidos los cables en la parte superior de la torre. Debido a que la torre debe permanecer suficientemente estable para mantener un equilibrio, el cable en la parte superior debe salir con el mismo ángulo hacia el muerto y hacia la estructura. El ángulo que se ha definido es de -69° con respecto a la horizontal. Con este ángulo debe entrar el cable en un ducto representado por un perfil de acero HSS7*1/4, y salir por el otro extremo. Los perfiles que sostienen

este tubo deben ser tipo I para proveer la resistencia necesaria. Es recomendable usar el mismo perfil que se utilizó para modelar los travesaños. Otra opción sería que las secciones que sostienen el tubo horizontal sean el mismo perfil tubular para tener un ahorro de material. Hay que recordar que este detalle se debe realizar cuatro veces en cada extremo superior de la torre, separado medio metro de la orilla.

El último detalle constructivo en dar a conocer es el detalle del anclaje del cable principal al peso muerto enterrado en el suelo. El muerto debe tener un pequeño volumen por encima de la superficie para anclar los cables a dos postes, que pueden ser de acero o de madera. Se recomienda que los postes sean de madera, pero es importante mencionar que se debe verificar su resistencia para que no falle por la fuerza producida por el cable.

Figura 143: Detalle de anclaje de cables al muerto



Fuente: Dibujo realizado en Autocad 2009

En la figura anterior, se observa el detalle del anclaje del muerto al cable por medio de postes. Es recomendable ir rellenando de gaviones el muerto, considerando dejar una capa de concreto ciclópeo entre gavión y gavión, esto para proveer un mejor agarre y resistencia de los pesos muertos. Y al final cada poste se debe embeber directamente entre los gaviones y el concreto para mantener un mejor agarre y que el poste pueda

permanecer firme durante el uso del puente. Se recomienda sean de acero o de otro metal para tener la resistencia necesaria.

D. Propuesta de un puente de emergencia utilizando madera laminada.

1. Criterios de diseño para puentes utilizando el sistema de vigas de madera laminada. En este capítulo se describe los criterios que se utilizan para el diseño y el análisis estructural de un puente de emergencia de madera laminada. También la descripción de las cargas a las cuales estará expuesto el modelo del puente que se va diseñar.

Para el proceso de diseño y análisis se utilizarán las normas de diseño AASHTO para los criterios de diseño de puente y las normas AGIES para obtener parámetros de diseño adaptados al país de Guatemala. El diseño del puente se realizó con un nivel de protección 1 según AGIES debido a que se tomará como una obra utilitaria ya que el uso de este puente es para un periodo de tiempo corto.

2. Definición de la geometría. La luz que el puente va cubrir es de 12 mts. (36 pies.). Con un ancho de carril de 3 metros. El puente no tendrá apoyos intermedios, está compuesto de un único tramo. Es por eso la limitante en la luz por cubrir. Otra limitante es que la idea de un puente de emergencia es su fácil transporte e instalación lo cual con elementos muy grandes no se respetaría el concepto de puente de emergencia.

El diseño del puente consiste en 3 vigas principales de una luz de 12 metros. También se diseñarán vigas secundarias las cuales transmitirán la carga hacia las vigas principales y además de esto servirán de soporte lateral.

Se utilizó el diseño de paneles que van apoyados en las vigas. Se utilizan acero de refuerzo para atar los paneles entre sí y para distribuir las cargas de las ruedas. El grosor del panel varía entre 4 pulgadas a 8 pulgadas dependiendo de las condiciones de la carga y del espaciamiento entre las vigas.

El puente también contará con una armadura de madera la cual será utilizada como barandales en el puente. Estos deben está diseñados para con una carga de impacto.

3. Cargas consideradas en el cálculo.

a. **Carga muerta.** El puente esta diseñado de elementos de madera laminada y una rodadura de concreto de 4 pulgadas de espesor. Para el caculo del peso propio es indispensable el conocimiento de la densidad del concreto 2.4 ton/m^3 y la densidad de la madera la cual es aproximadamente 0.6 Ton/m^3 con estos pesos unitarios se obtiene el peso propio de la estructura. Se despreciaran las cargas de las uniones.

b. Carga viva.

1) **Carga vehicular.** AGIES proporciona la recomendación de utilizar un vehículo C3 de dos ejes como camión de diseño. El vehículo C3 es un camión o autobús, el cual consistente en un automotor con eje simple (eje direccional) y un eje doble o tándem (eje de tracción). El camión C3 es utilizando cuando se desea diseñar es muy importante resaltar que el vehículo C3 descrito por AGIES es el homologo al HS-20, el cual describe la AASHTO y esta especificado en el primer capitulo de esta investigación.

Eje Simple.....5,000 Kgs.

Eje Doble (Tándem) Tipo A.....15,000 Kgs.

Además de la carga del vehiculo de diseño, se agrega una carga de pista. Según AGIES se utiliza una carga distribuida de 800 kg/m y una carga puntual de 7 Ton para calculo de corte y 10Ton para el calculo de momentos, estas cargas deben ser colocadas en la posición que produzcan las reacciones máximas.

También se considera el diseño del puente utilizando el camión HL93 proporcionado con la AASHTO para hacer uso de algunas herramientas en este manual para simplificar el diseño.

Cargas de sismo y viento no serán considerados en el análisis debido a que el objetivo del puente es cumplir con un tiempo de servicio relativamente corto es por eso que se concluyo que era aceptable despreciar estas cargas

2) **Carga peatonal.** Las carga peatonal son aplicadas en banquetas peatonales pero debido a que es un puente de emergencia el diseño de banquetas no se realizó, es por esto que los peatones deben pasar por el puente de la misma forma que lo hace un vehiculo. Para representa a los peatones se utiliza una carga de 400 Kg/m² pero con esta carga se tendrán en cuenta varios criterios como los siguientes:

i No será aplicada al mismo tiempo que la carga vehicular debido a que el camión de diseño ocuparía todo en ancho de la vía para cruzar.

ii Para tomar en cuenta la carga peatonal se colocará un metro lineal dedicado a peatones es en esta área donde se aplicara la carga.

iii Se analiza también la carga peatonal en todo el puente por separado para saber si este escenario es critico. Así se logra preveer la carga ocasionada por una caminata o manifestación.

4. **Combinación de cargas.** El diseño del puente se llevará acabo con un filosofía de diseño LRFD en la cual las cargas son facturadas. Debido a que las cargas que se van a tomar en cuenta en este problema son las cargas vivas y las cargas muertas. Las combinaciones resultantes son las siguientes:

$$1.2 \text{ (carga muerta)} + 1.6 \text{ (carga viga)}$$

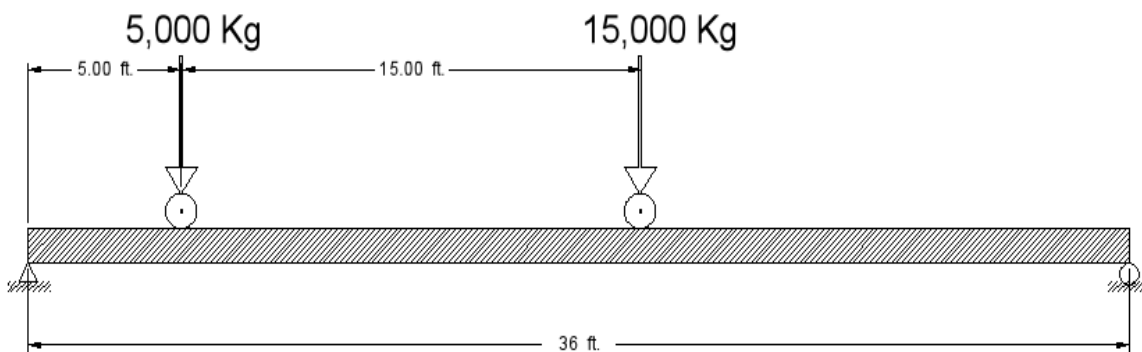
5. Integración de las cargas

a. **Viga principal.** Se asumirá que los paneles de madera trabajan de una forma rígida de esta manera las cargas sean distribuidas de una forma uniforme. Esto con el objetivo de crear un modelo el cual pueda ser analizado con métodos analíticos. Primero se procederá al diseño de las vigas principales.

Las cargas puntuales deben colocarse en la posición que generen los mayores momento, los cortes de mayor magnitud o las reacciones resultantes mas grandes. Esto se logran gracias a las líneas de influencia. En el caso de los momento el caso

critico es cuando la carga de 15,000 Kg es aplicada en el centro de la viga y la carga de 5,000Kg es aplicada 15 pies (5m.) de distancia como lo indica. La ubicación de las cargas puntuales están proporcionadas por la líneas de influencias ya que con estas es posible saber que posición proporciona las reacciones o efecto máximos en lo que a momentos refiere.

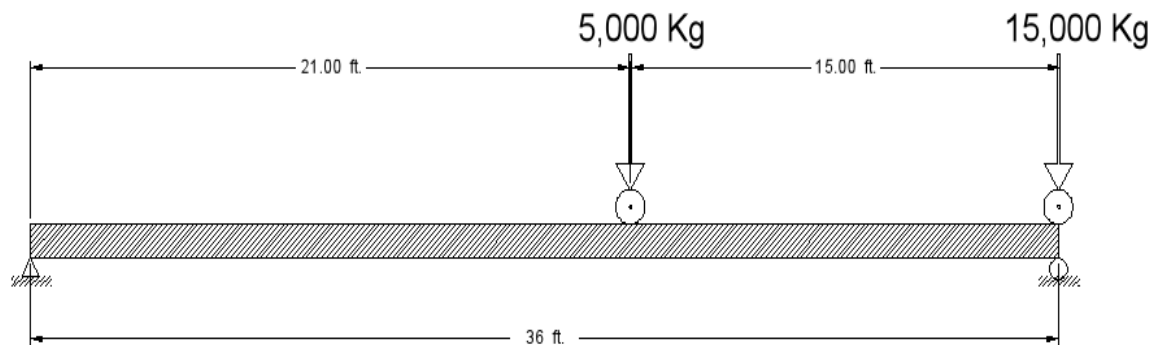
Figura 144: Distribución de cargas para momentos máximos,



Fuente: (Elaboración propia)

La configuración para obtener los cortes máximos es diferentes que para los momentos. Es por esto que se debe obtener la configuración de cargar que provoquen los cortes de mayor magnitud. Esta configuración es la siguiente:

Figura 145: Configuración de cargas para corte máximo,



Fuente: (Elaboración propia)

Ya con estos datos se procede al diseño de acuerdo a las normas AITC 117-2001. Antes que todo se debe definir que tipo de madera laminada se va a utilizar.

Ya que el entorno en el cual se esta desarrollando este proyecto es Guatemala. El cual cuenta con maderas como el pino, se utilizara este tipo de madera pero en Guatemala no se cuenta con estándares de producción con lo que respecta los perfiles de madera es por eso que se utilizaran datos de la AITC 117-2004 seleccionando las propiedades de perfiles de madera laminada fabricados de pino producido en Estados Unidos.

Cabe recalcar que de igual manera estos perfiles pueden ser importados al momento de desarrollar un proyecto de este tipo. Al igual que se hace con los perfiles de acero.

Las propiedades de diseño son de un SP N2D10 siendo éste un promedio entre los perfiles de pino disponibles en USA.

Tabla 30: Propiedades de perfil

Numero de Identificación	Especie	Grado	Todo tipo de carga		Cargada axialmente			Flexión en eje Y-Y cargado paralelo a la fibra			Flexión en eje Y-Y cargado paralelo a la fibra		
			Modulo de Elasticidad E (10 ⁶ psi)	Compresión Perpendicular a la Fibra (PSI)	Tensión paralela a la fibra	Compresión paralela a la fibra		Flexión			Corte	Flexión	Corte
					2 o mas laminaciones F1 (PSI)	4 o mas laminaciones Fc (PSI)	2 o 3 laminaciones Fc (PSI)	4 o mas laminaciones Fby (PSI)	3 laminaciones Fby (PSI)	2 laminaciones Fby (PSI)	Fvy (PSI)	2 laminaciones a 15 in de profundidad Fbx (PSI)	Fvx (PSI)
48 1:10	SP	N2D10	1.7	740	1350	2000	1350	2000	1800	1500	260	1600	300

Fuente: (Extraído del capítulo de propiedades mecánica)

Los valores de diseño tabulados en la tabla del manual AITC 117-2004 fueron creados para el diseño según ASD debido a que el diseño se realizara por medio de LRFD se deben de utilizar factores de cambio (K_F) y como lo indica la sección 7 del AITC 117-2004 STANDARD SPECIFICATIONS FOR STRUCTURAL GLUED LAMINATED TIMBER OF SOFTWOOD SPECIES, Para modificar los valores de diseño F_b , F_t , F_v , F_c , F_{tt} se utiliza un factor de $2.16/\phi$. Donde ϕ varia dependiendo el factor que se desee modificar.

Tabla 31: Factores para modificar valores a LRFD,

Property	Symbol	Value
F_b	ϕ_b	0.85
F_t	ϕ_t	0.80
F_v, F_{rt}	ϕ_v	0.75
F_c, F_{cL}, F_{rc}	ϕ_c	0.90
E_s	ϕ_s	0.85
Z, W	ϕ_z	0.65

Fuente: (AITC,117-2004)

6. Cálculo

a. **Dimensionamiento de vigas principales.** Para el diseño de la viga principal se desarrolló un algoritmo en Mathcad con el procedimiento del diseño de una viga contemplando todos los parámetros y valores de diseño proporcionados por la AASHTO y AITC. El objetivo de este programa es determinar la sección que cumpliera con los requisitos de carga y que además fuera la menos pesado. Evitando de esta manera el tedioso proceso de prueba y error.

Para empezar se definen la propiedades geométricas del elemento que se va a evaluar.

$$\text{base} := 12 \text{ pulg}$$

$$\text{peralte} := 34.375 \text{ pulg}$$

$$\text{Area} := \text{base} \cdot \text{peralte} = 412.5 \text{ pulg}^2$$

$$L := 36 \text{ pies}$$

$$L := L \cdot 12 = 432 \text{ pulg}$$

$$w_{\text{rodadura}} := \frac{36 \cdot 10 \cdot \frac{6.75}{12} \cdot 35}{2} = 98.438 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}}$$

$$w_{\text{baranda}} := 30 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}}$$

De igual manera se definen las propiedades mecánicas de la madera que se va utilizar en este caso es un pino con el numero de identificación 48 1:10. Estos valores están en el manual de diseño del AITC.

$$\begin{aligned} \phi_b &:= .85 & F_b &:= 2000 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} & F_v &:= 260 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} & E &:= 1700000 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} \\ \phi_v &:= .75 \end{aligned}$$

Se debe de aclarar que estos valores son admisibles para hacer un análisis ASD . debido a que la AASHTO recomienda hacer un análisis LRFD, estos valores serán convertido a esfuerzo últimos con la aplicación de los siguientes factores.

$$K_b := \frac{2.16}{\phi_b} = 2.541$$

$$K_v := \frac{2.16}{\phi_v} = 2.88$$

$$F_{bLRFD} := F_b \cdot K_b = 5.082 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} \qquad F_{vLRFD} := 300 \cdot K_v = 864 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

Estos valores deben ser modificados por los factores de ajuste. Como lo dictamina el AITC.

$$\lambda := 1 \qquad C_{Humeda} := 1 \qquad C_{Temperatura} := 1 \qquad C_{Volumen} := \left[\left(\frac{5.125}{\text{base}} \right) \left(\frac{12}{\text{peralte}} \right) \left(\frac{21.12}{L} \right) \right]^{\frac{1}{20}} = 0.885$$

$$F_{b1} := F_{bLRFD} \cdot \lambda \cdot C_{Humeda} \cdot C_{Temperatura} \cdot C_{Volumen} = 4.498 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

$$F_{v1} := F_{vLRFD} \cdot \lambda \cdot (C_{Humeda} \cdot C_{Temperatura} \cdot C_{Volumen}) = 764.684 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

Se determinan las cargas vivas y muertas para aplicar la combinación y así convertirla a cargas últimas.

Al analizar estáticamente este sistema obtenemos los siguientes resultados. A lo que se refiere a su momento, cortes y deformaciones que se obtienen al cargar la viga con las cargas descritas anteriormente.

$$\gamma := 35 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} \quad w_{\text{viga}} := \gamma \cdot \frac{\text{Area}}{144} = 100.26 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}} \quad w_{\text{D}} := w_{\text{viga}} + w_{\text{rodadura}} + w_{\text{baranda}} = 228.698 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}}$$

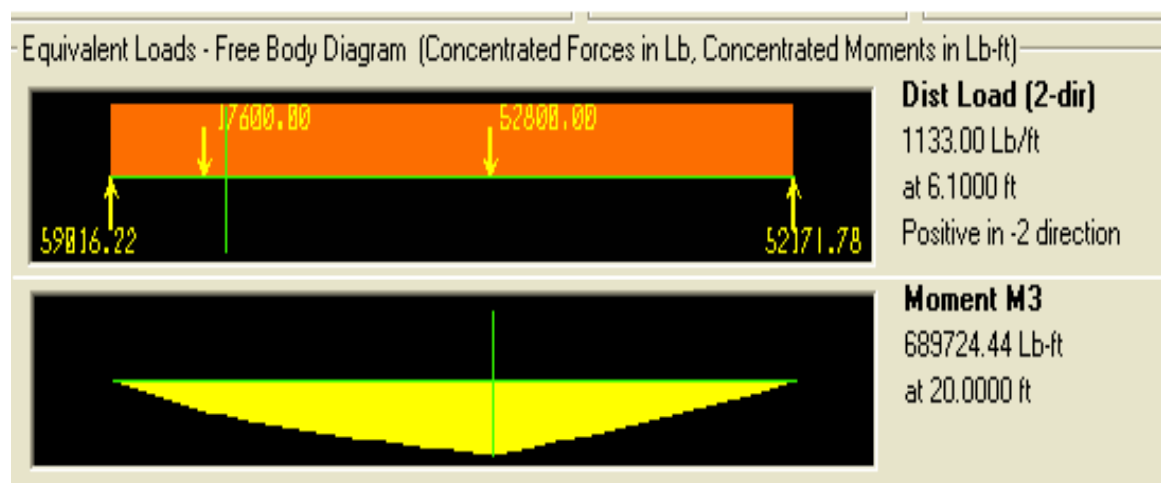
$$I := \frac{\text{base} \cdot \text{peralte}^3}{12} = 4.062 \times 10^4 \text{ pulg}^4 \quad w_{\text{L}} := 536.58 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}}$$

$$\text{LL1} := 33000 \text{ lbs} \quad \text{LL2} := 11000 \text{ lbs}$$

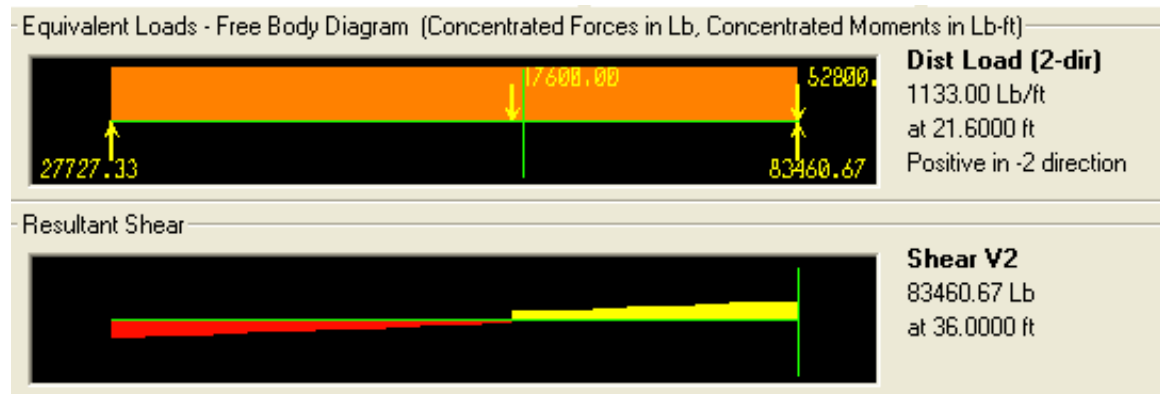
$$W_{\text{u}} := 1.2w_{\text{D}} + 1.6w_{\text{L}} = 1.133 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}}$$

$$\text{LL1}_{\text{U}} := 1.6 \cdot \text{LL1} = 5.28 \times 10^4 \text{ lbs} \quad \text{LL2}_{\text{U}} := 1.6 \cdot \text{LL2} = 1.76 \times 10^4 \text{ lbs}$$

Para momentos.



Para corte.



$$M_u = 689724 \text{ lbs-pie}$$

$$V_u = 83460.67 \text{ lbs.}$$

Se calculan las deflexiones que provocan las cargas vivas si facturar.

$$\delta_{w1} := \frac{5 \cdot w_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0.294 \text{ pulg} \quad \delta_{LL1} := \frac{LL1 \cdot (16 \cdot 12) \left[L^2 - (16 \cdot 12)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}{9 \sqrt{3} \cdot L \cdot E \cdot I} = 0.79 \text{ pulg} \quad \delta_{LL2} := \frac{LL2 \cdot (5 \cdot 12) \left[3L^2 - 4(5)^2 \right]}{48 \cdot E \cdot I} = 0.111 \text{ pulg}$$

$$\delta_{\max} := \delta_{LL1} + \delta_{LL2} + \delta_{w1} = 1.195 \text{ pulg}$$

Por ultimo se chequea si los requerimientos LRFD son cumplidos.

$$M_n := \frac{\frac{F_b \cdot I}{\text{peralte}}}{12} = 885864.671 \text{ lbs - pie}$$

$$V_n := F_v \cdot \text{Area} = 315432.25 \text{ lbs}$$

$$\delta := \frac{L}{360} = 1.2 \text{ pulg}$$

• Chequeo

$$\frac{M_{\max}}{M_n} = 0.78 \quad \text{ok}$$

$$\frac{V_{\max}}{V_n} = 0.265 \quad \text{ok}$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta} = 1 \quad \text{ok}$$

b. **Diseño de paneles para la rodadura.** Al igual que la viga principal la rodadura se puede modelar como una viga. Siendo el peralte el espesor de la rodadura. Se definen las propiedades geométricas del elemento que se evaluará.

$$\underline{L} := 4.5 \text{ pie} \quad \underline{t} := 5.125 \text{ pulg} \quad \underline{\text{ancho}} := 24 \text{ pulg} \quad \underline{A} := t \cdot \text{ancho} = 123 \text{ pulg}^2$$

$$I := \frac{\text{ancho} \cdot t^3}{12} = 269.223 \text{ pulg}^4$$

$$S_y := \frac{\text{ancho} \cdot t^2}{6} = 105.063 \text{ pulg}^3$$

$$I_y := \frac{\text{ancho} \cdot t^3}{12} = 269.223 \text{ pulg}^4 \quad w_D := \frac{\text{ancho} \cdot t}{144} \cdot (35) = 29.896 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Se calcula el momento último y el corte último y la deflexión resultado de cargar la viga con una fuerza puntal de 15000 libras, equivalente al eje mas pesado del camión de diseño.

$$M_D := \frac{1.2w_D \cdot (L)^2}{8} = 90.809 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$ML := \frac{1.6 \cdot 15000 \cdot (L)}{4} = 2.7 \times 10^4 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_u := M_D + ML = 2.709 \times 10^4 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$F_{bl} := \frac{M_u \cdot 12}{S_y} = 3.094 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

$$V_u := \frac{1.2w_D \cdot L}{2} + \frac{1.6 \cdot 15000}{2} + 1.6 \cdot 160 \cdot \frac{L}{2} = 1.266 \times 10^4 \text{ lbs}$$

Se definen las propiedades mecánicas de la madera que se va utilizar en este caso es un pino con el número de identificación 48 1:10. Estos valores están en el manual de diseño del AITC.

$$\begin{aligned}\phi_b &:= .85 & F_b &:= 2000 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} & F_v &:= 260 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} & E &:= 1700000 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} \\ \phi_v &:= .75\end{aligned}$$

Convertir los valores ASD a LRFD como se realizó en el diseño de la viga principal

$$K_b := \frac{2.16}{\phi_b} = 2.541$$

$$K_v := \frac{2.16}{\phi_v} = 2.88$$

$$F_{bLRFD} := F_b \cdot K_b = 5.082 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} \qquad F_{vLRFD} := F_v \cdot K_v = 748.8 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

Estos valores deben ser modificados por los factores de ajuste. Como lo dictamina el AITC.

$$\lambda := 1 \qquad C_{\text{Humeda}} := 1 \qquad C_{\text{Temperatura}} := 1$$

$$F_{b1} := F_{bLRFD} \cdot \lambda \cdot C_{\text{Humeda}} \cdot C_{\text{Temperatura}} = 5.082 \times 10^3 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

$$F_{v1} := F_{vLRFD} \cdot \lambda \cdot (C_{\text{Humeda}} \cdot C_{\text{Temperatura}}) = 748.8 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2}$$

Por último se chequea si los requerimientos LRFD son cumplidos.

$$M_n := \frac{Fb1 \cdot I}{\frac{t}{2}} = 44497.059 \quad \text{lbs} - \text{pie}$$

$$V_n := Fv1 \cdot A = 92102.4 \quad \text{lbs}$$

$$\delta := \frac{L \cdot 12}{360} = 0.15 \text{ pulg}$$

- Chequeo

$$\frac{M_u}{M_n} = 0.61 \quad \text{ok}$$

$$\frac{V_u}{V_n} = 0.137 \quad \text{ok}$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta} = 0.7 \quad \text{ok}$$

c. **Soporte lateral.** La AASHTO hace la recomendación de que se debe proveer soporte lateral a todos los trabos que superen los 20 metros. Es primordial colocar el soporte en los enfoques del Puente y en la parte central. Siempre y cuando se cumpla lo anteriormente descrito.

Las dimensiones de los soportes son de 6pulg. ancho nominal, el soporte lateral se proporcionada en todo el peralte de la viga (6pulg. x 34.375 pulg.). Son 4 y se localizan equidistantes a lo largo del puente.

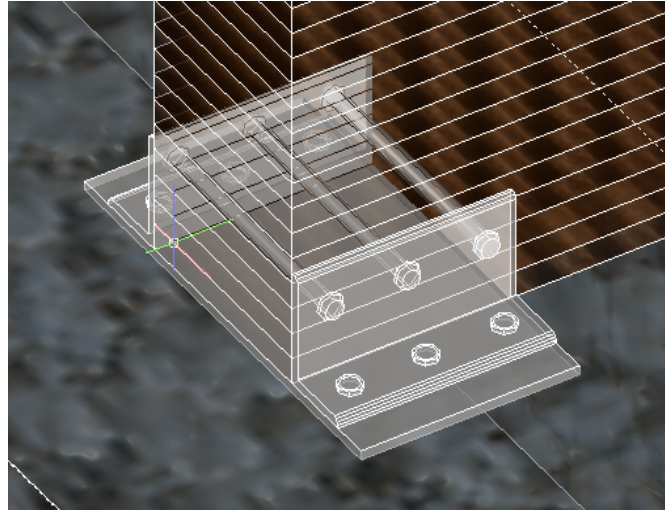
d. Diseño de uniones.

1) **Unión viga-apoyo (aperoche).** Para los apoyos de un puente de madera laminada se propone que estos permitan un pequeño movimiento de deslizamiento. Los apoyos son de la misma longitud del tramo de la viga que se encuentra apoyado. Se utilizo dos tipos de apoyo. Un apoyo del tipo fijo y otro el cual permite desplazamiento.

Para los apoyos fijos se utilizan placas de $\frac{1}{2}$ " y angulares de 6"x4"x $\frac{1}{2}$ " de acero A992. con pernos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro (ASTM 325) con un esfuerzo nominal a tensión de 90ksi esto normado por el manual de diseño de AISC. No se realizó un calculo de estos elementos debido a que su función es mantener en su lugar las vigas principales, pero en este análisis no se tomaron en cuenta cargas horizontales es por esto que no hay cargas a los cuales deban estar expuesto.

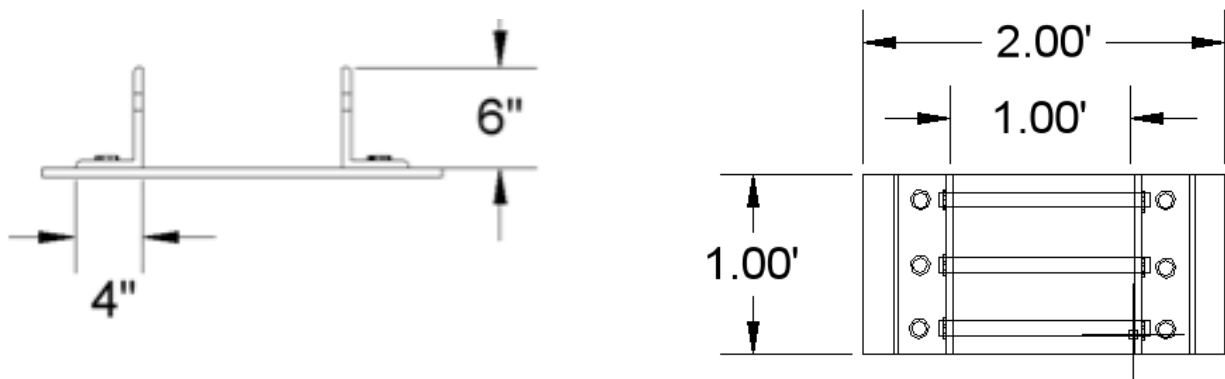
El apoyo el cual es modelado como uno deslizante es elaborado de la misma manera que el fijo con la única diferencia que este utiliza un polímero elástico de alta resistencia el cual permite el desplazamiento del elemento de forma regular.

Figura 146: Detalle de apoyo



Fuente: (Elaboración Propia)

Figura 147: Planta y sección de detalle de unión.



2) **Unión viga-viga de soporte.** Se utilizó una unión típica de viga-viga la cual consiste en una unión pre-fabricada del ancho de los soportes laterales. Y con un espesor de $\frac{3}{4}$ in. estas van ancladas a la viga principal por medio de 6 pernos de $\frac{3}{4}$ in. Las propiedades de los materiales que se utilizaron para este elemento son del

mismo tipo que los materiales de la unión anterior. Con la diferencia que estos fueron calculados con las fuerzas verticales a la que es expuesta.

$$F_v := 48 \text{ Ksi} \quad \text{Num} := 4 \quad \text{Diametro} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$\text{Fuerza} := \frac{1.6 \cdot 15000}{2} + 1.2 \cdot \frac{6 \cdot 34.375 \cdot 4.5}{2} \cdot 35 = 1.201 \times 10^4 \text{ Lbs}$$

$$\text{Area} := \frac{\pi (\text{Diametro})^2}{4} = 0.442 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Area}_t := \text{Area} \cdot \text{Num} = 1.767 \text{ pulg}^2$$

$$R_{tn} := F_v \cdot \text{Area} = 21.206 \text{ K}$$

LRFD

$$\phi := .75$$

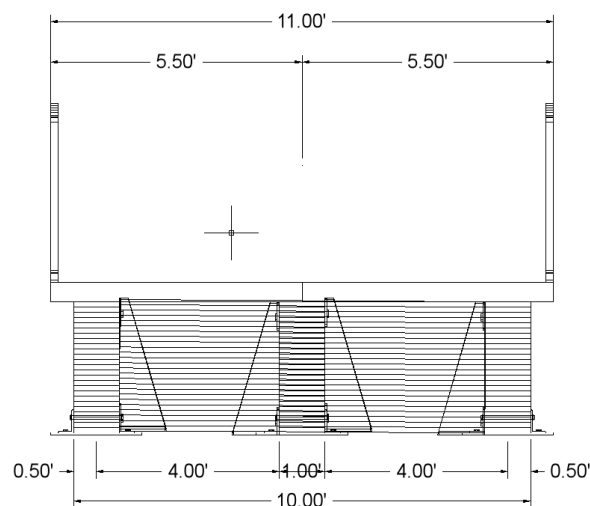
$$\phi \cdot R_{tn} = 15.904 \text{ K}$$

$$\frac{\text{Fuerza}}{1000} = 12.01$$

$$\frac{12.01}{\phi \cdot R_{tn}} = 0.755 \text{ OK}$$

e. Planta y elevación

Figura 148: Elevación del puente diseñado



Fuente: Elaboración propia

Figura 149: Sección del puente diseñado

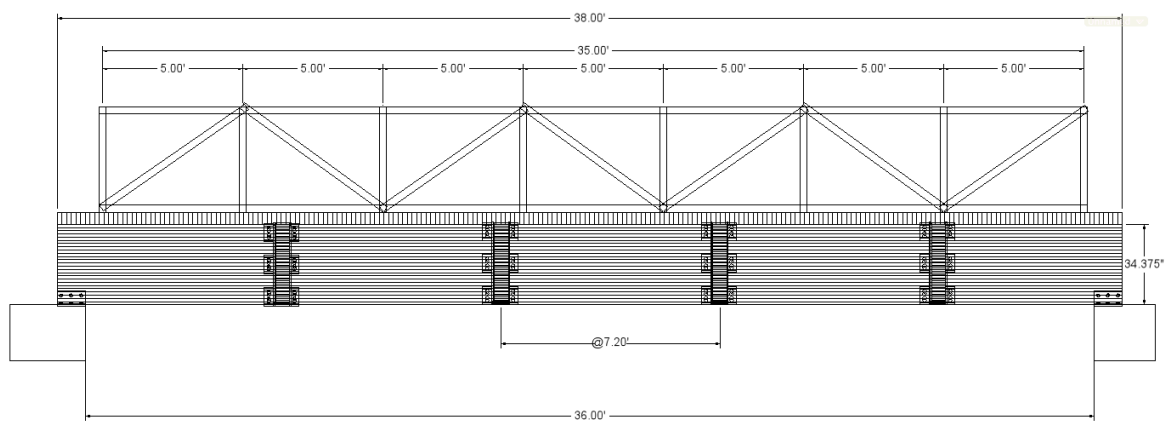
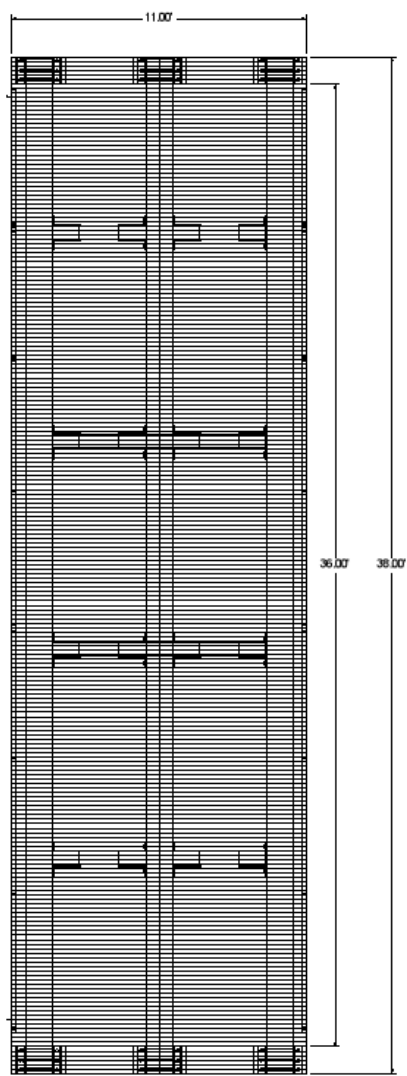
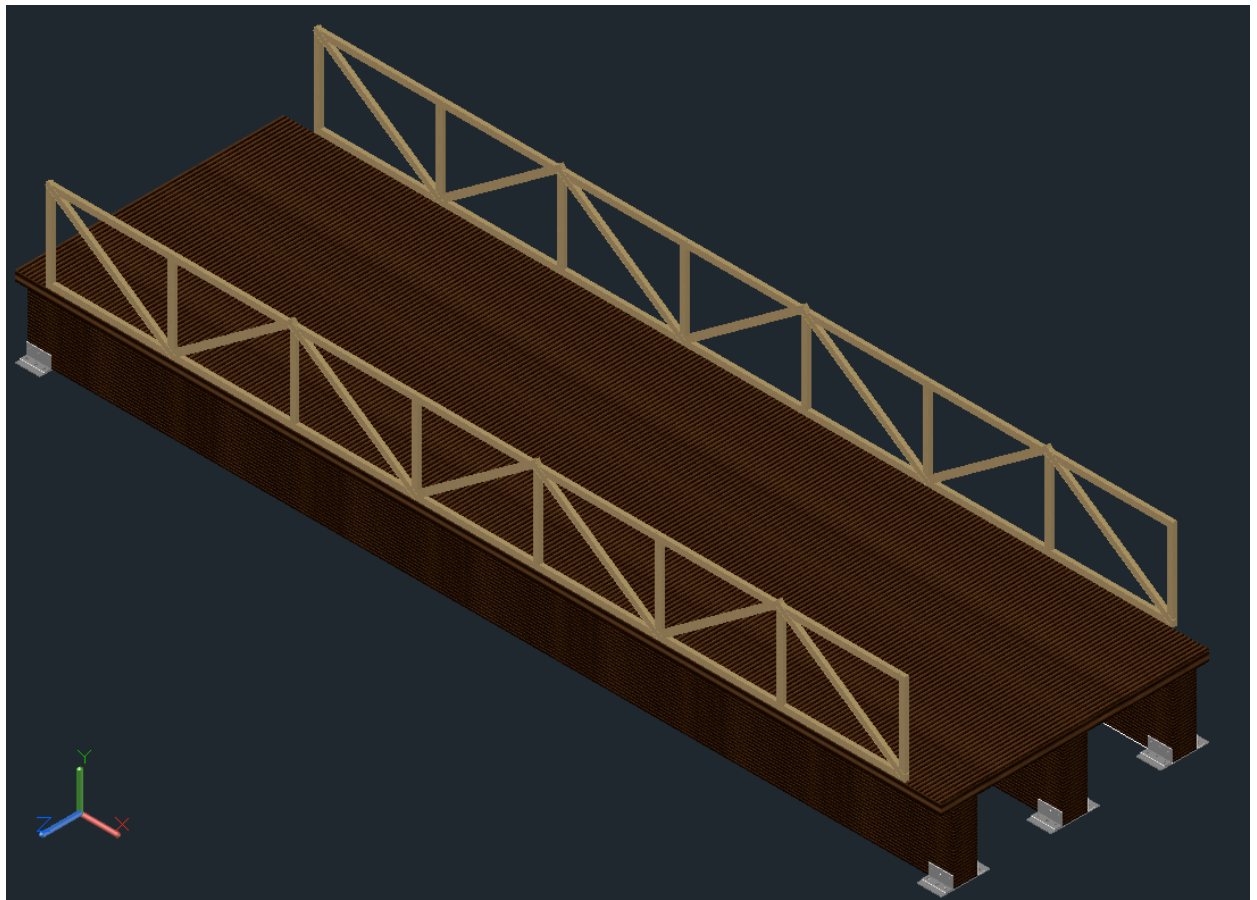


Figura 150: Planta del puente diseñado



f. Diseño final

Figura 151: Puente de emergencia tipo madera laminada



E. Propuesta del diseño de un puente colgante de emergencia.

1. **Descripción.** El puente colgante de madera contará con las siguientes partes:

- Estructura suspendida
- Sistema de suspensión
- Torres principales
- Anclaje

2. Integración de cargas

a. **Cargas vivas.** Para las cargas vivas se calculó las líneas de influencia y cortante crítico para un camión HS25-44, el cual probó ser crítico cuando las cargas estaban siendo aplicadas en el extremo derecho.

$$CV: 1.0 (40 \text{ klb}) + .786(40 \text{ klb}) + .573(10 \text{ klb}) = 77.17 \text{ klb}$$

Se concluye entonces que el cortante máximo es de 77klb. Al estar apoyado sobre una rodadura de 3 vigas de 20 m, esta se divide entre ellas. Por lo tanto:

$$CV: 77.17 \text{ klb} / (3 * 20 \text{ m}) = 1.286 \text{ klb/m} = 584.54 \text{ kg/m}$$

b. Cargas muertas

Tabla 32: Cálculo de peso muerto de estructura suspendida,

	Can t	Anch o (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Densida d (kg/m ³)	peso (kg/m)
Viga longitudinal	3	0.15	0.15	0.0225	900	60.75
Viga transversal	1	0.25	0.25	0.06	900	56.25
Capa de Rodadura	4	3.00	0.08	0.23	900	810
CM Total						927

Fuente (Anleu, 2011)

Tabla 33: Cálculo de peso muerto de sistema de suspensión,

	Cant	Diámetro (metro)		Área (metro)	Densidad (kg/m ³)	peso (Kg./m)
Cables	4	0	.038	0.00	7850	35.61
Péndolas	2	0	.025	0.00	7850	39.78
CM Total						75.39

Fuente (Anleu, 2011)

$$CM=927 \text{ kg/m} + 75.39 \text{ kg/m} =1002 \text{ kg/m}$$

El peso muerto se distribuye en 3 vigas. Por lo tanto:

$$CM: (1002 \text{ kg/m})/3= 334 \text{ kg/m}$$

Cargas últimas

Según el LRFD

$$w_u=1.6(CV)+1.2(CM)=2300 \text{ kg./m para una viga}$$

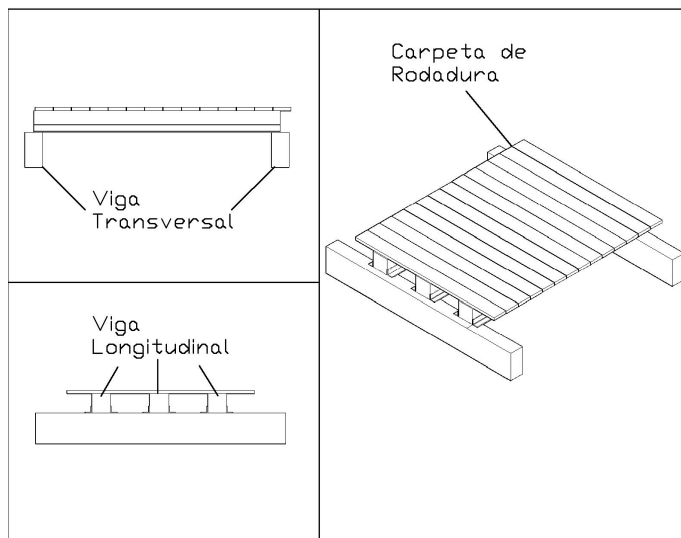
Según el ASD

$$w_a= CV+CM= 1584 \text{ kg/m}$$

3. Geometría de puente colgante. El puente cubre una luz de claro entre las dos torres de 20 metros, y será diseñado con una flecha de 2.5 %. La altura será de la torre variara según la topografía del lugar.

4. Análisis y diseño de estructura suspendida

Figura 152: Propuesta de estructura suspendida,



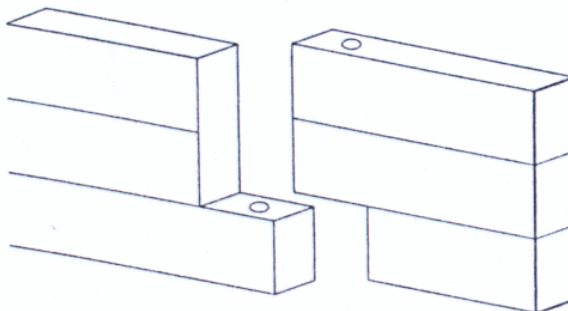
Fuente: (Anleu, 2011)

a. Viga longitudinal

1) **Materiales.** Para las vigas, se puede utilizar acero o madera estructural. Para puente, el uso de madera, es mas conveniente por su fácil montaje y alto nivel de resistencia a esfuerzos.

2) Diseño, predimensionamiento y propuesta

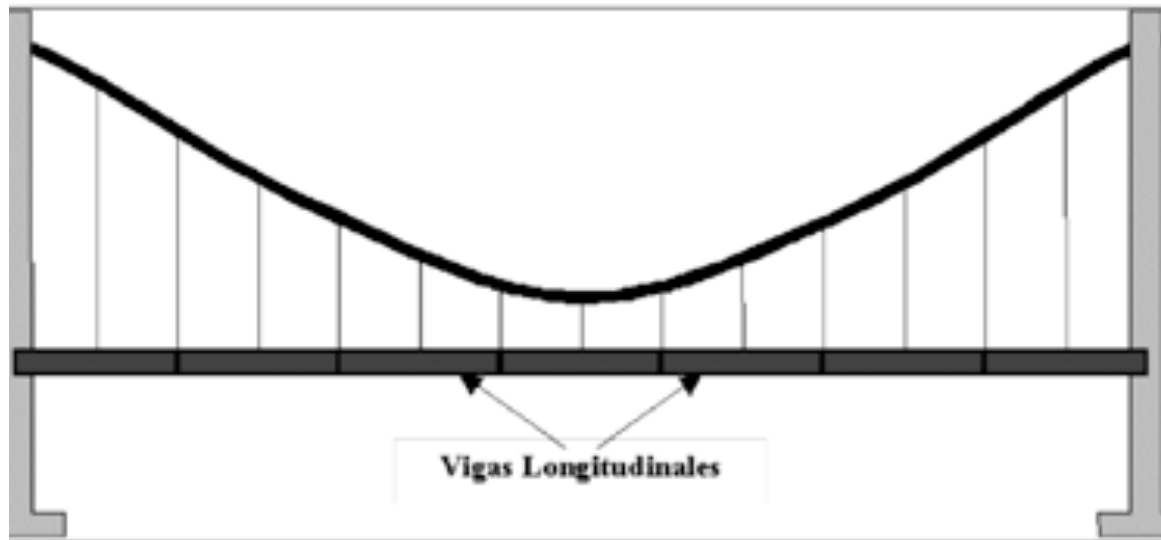
Figura 153: Ejemplo de la unión de una viga continua de madera.



Fuente: (Herzog, 2000).

Las vigas longitudinales pueden ser consideradas como una viga longitudinal de apoyos elásticos. Siendo los apoyos inelásticos las péndolas que soportan las vigas transversales.

Figura 154: Ejemplo de como deben ser colocados las vigas longitudinales.



Fuente: (Camacho, 2010)

Figura 155: Viga simplemente apoyada con apoyos elástico.



Fuente: (Camacho, 2010)

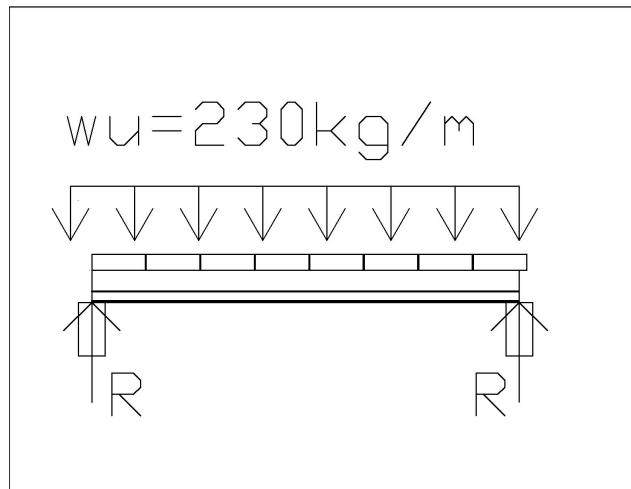
En Guatemala existen vigas de hasta 4.25 metros. Se propone una viga transversal sea de 4.0 metros para que exista espacio para colocar las péndolas.

Aunque la viga longitudinal se analiza usualmente como una viga simplemente apoyada con apoyos intermedios elásticos, para simplificar los cálculos se cada tramo como doblemente empotrada Su diseño está, por lo tanto, regido por su deflexión. La distancia máxima sugerida entre péndolas es de 2 metros por lo que se proponen segmentos una viga de este largo. Dando un peralte de 0.13 metros. El peralte disponible es de 0.15 metros. Se propone una sección cuadrada.

Se colocarán 3 sobre la viga longitudinales que irán espaciados a 90 centímetros. Entre eje y eje de la primera y tercera viga habrá un espaciamiento total de 1.80. Esta es la distancia promedio entre ejes de camiones de carga.

3) Análisis estructural. Se asume que la viga longitudinal esta dividida en tramos igual, cada uno apoyado en las vigas transversales.

Figura 156: Carga distribuida en viga longitudinal,



Fuente (Anleu, 2011)

$$M_u = w_u \cdot L^2 / 8 = [2300 \text{ kg} (2\text{m})^2] / 8 = 1150 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M_u es el momento último

w_u es la carga última carga distribuida en la viga longitudinal

L es el largo de la viga

$$V_u = w_u \cdot L / 2 = (2\text{m} \cdot 2300 \text{ Kg.}) / 2 = 2300 \text{ Kg.}$$

Donde,

V_u es el corte aplicado

Al verificar el momento

$$M_c = 0.9 \cdot \sigma_f \cdot A = 0.9 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1425000 \text{ kg/m}^2 = 28850 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Donde M_c es el esfuerzo flexionante admisible de la madera

A es el área de la sección

σ_f la resistencia a flexión de la madera

$$M_u < M_c \quad \text{chequea}$$

Al verificar el corte

$$V_c = 0.9 \cdot A \cdot \sigma_v = 0.9 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 225,000 \text{ kg/m}^2 = 4550 \text{ kg/m}^2$$

Donde,

V_c es el esfuerzo de corte admisible de la madera

A es el área de la sección

σ_v la resistencia a corte de la madera

$$V_u < V_c \quad \text{chequea}$$

Verificando la deflexión

$$\delta = 5wL^4/384EI = (1584 \text{ kg/m}) \cdot 2^4 \text{ m}^4 / 384 \cdot (EI) = 0.00065 \text{ m}$$

Donde E es el modulo de Elasticidad de la madera (12000 N/mm²)

I es la Inercia de la viga ($bh^3/12$)

L es el largo de la viga

$$\delta_{\max} = L/360 = .005$$

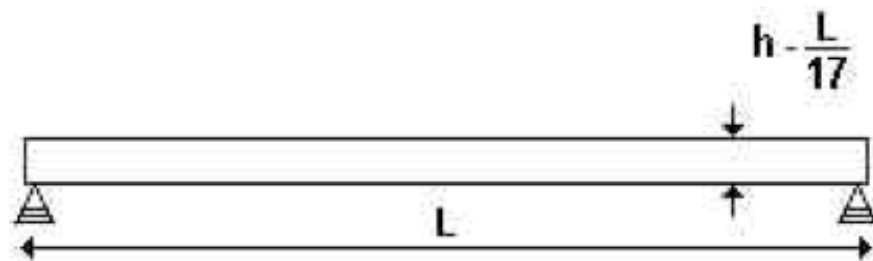
$$\delta < \delta_{\max} \quad \text{Chequea}$$

b. Viga transversal

1) **Materiales.** Para las vigas transversales también se puede madera estructural. En el caso de las vigas transversales, es importante que la estructura sea de buena calidad. Estas vigas son de gran importancia y los cambios de las mismas ocasionan muchas dificultades. Por lo tanto, si se utiliza madera que sea de la mejor calidad.

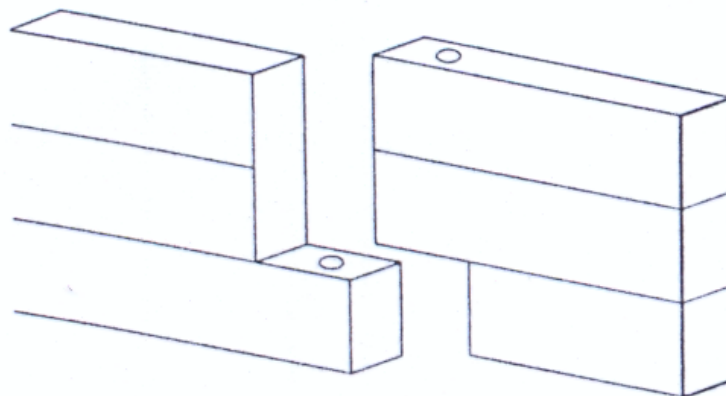
2) **Diseño, predimensionamiento y propuesta.** Las vigas transversales pueden ser consideradas como vigas simplemente apoyadas. Las vigas simplemente apoyadas suelen ser gobernadas por el diseño de deflexión. Vigas continuas sobre varios apoyos son más eficientes.

Figura 157: Viga de madera simplemente apoyada.



Fuente: (glulam.co.uk, 2011).

Figura 158: Ejemplo de la unión de una viga continua de madera.



Fuente: (Herzog, 2000).

El largo de las vigas transversales estará determinado por el ancho mínimo para un carril. La viga transversal debe ser lo suficientemente larga como para cumplir con este ancho y además tener suficiente espacio para la baranda, conexiones y paso peatonal (si fuera necesario). Para un paso vehicular con límite de velocidad de 30 km/h, el ancho mínimo por carril es de 3.00 metros de ancho.

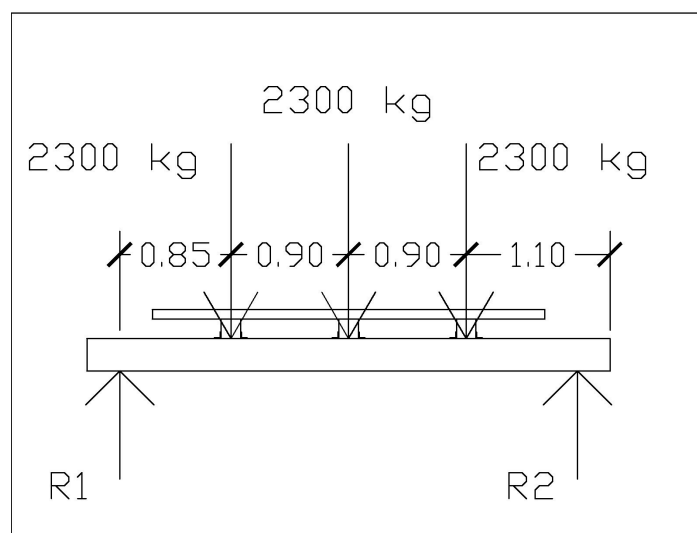
En Guatemala existen vigas de hasta 4.25 metros. Se propone una viga transversal sea de 4.0 metros para que exista espacio para colocar las péndolas.

El diseño de la viga lo regirá la deflexión, por esta razón se propone que el peralte de la misma sea $L/17$. Según cálculos preliminares se propone un peralte inicial de 0.20 metros. En Guatemala, se pueden encontrar peraltes cuadrados con mayor facilidad.

Se colocarán 3 sobre la viga transversal que irán espaciados a 90 centímetros. Entre eje y eje de la primera y tercera viga habrá un espaciamiento total de 1.80. Esta es la distancia promedio entre ejes de camiones de carga.

3) **Análisis estructural.** La viga transversal tiene tres cargas puntuales aplicadas a .85, 1.75 y 2.65 metros del apoyo. Se asume que el largo total de la viga transversal es la distancia entre péndolas. Además, las péndolas se consideran como apoyos simples. Esto da como resultado:

Figura 159: Carga distribuida en viga longitudinal



$$P_u = w_u * L = 2300 \text{ kg/m} * 2 \text{ m} = 2300 \text{ Kg.}$$

Donde,

P_u es la carga puntual transmitida por las vigas secundarias

w_u es la carga última

L es la distancia entre vigas transversales (distancia tributaria)

$$M_u = P_u * x + P_u * L / 4 = 2300 \text{ Kg.} * (.85 \text{ m}) + 2300 * (3.5 \text{ m}) / 4 = 3,967 \text{ Kg.} * \text{m}$$

Donde

M_u es el momento último

L es la longitud entre apoyos de la viga transversal (péndola)

$$V_u = R = (3/2)P_u = (1.5) * 2300 \text{ Kg.} = 3450 \text{ Kg.}$$

Donde,

V_u es el corte mínimo

R es la reacción en los apoyos

Al verificar el momento

$$M_c = 0.9 * \sigma_f * A = .9 * 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 1425000 \text{ kg/m}^2 = 80000 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_u < M_c \quad \text{Si chequea}$$

Al verificar el corte

$$V_c = 0.9 * A * \sigma_v = 0.9 * 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 225,000 \text{ kg/m}^2 = 12600 \text{ kg/m}^2$$

$V_u < V_c$ Si chequea

Verificando la deflexión

$$\delta = PL^3/48EI + Pa(3L^2-4a^2)/24EI = (2300 \text{ kg}) \cdot 3.5^3 \text{ m}^3 / 48 \cdot (EI) +$$

$$(2300 \text{ kg}) \cdot .85 \text{ m} \cdot (3 \cdot 3.5 \text{ m}^2 + .7225 \text{ m}^2) / 24 \cdot (EI) = 0.003 \text{ m}$$

$$\delta_{\max} = l/360 = .0097$$

$\delta < \delta_{\max}$ Si chequea

c. Superficie de rodadura

1) **Material.** La superficie de rodadura en un puente se podría realizar de un concreto reforzado. El concreto con refuerzo de rejilla metálica estaría puesto sobre las tablas transversales de madera. Para puentes de cargas pequeñas, la superficie de rodadura puede ser de tablonces transversales. Estos son más recomendables para puentes colgantes flexibles. Sin embargo, el uso de madera también es común para puentes colgantes rígidos

2) **Diseño, predimensionamiento y propuesta.** La rodadura estará apoyada sobre las vigas transversales y este soportará a la carga vehicular que circule en el puente. Estas cargas vehiculares se deben tomar en cuenta a la hora de diseñar la superficie de rodadura. El uso de concreto hace prescindible la utilización de trises en las vigas transversales debido a su gran rigidez.

En caso de madera, los tablonces deben tener un espesor mínimo de 75mm.

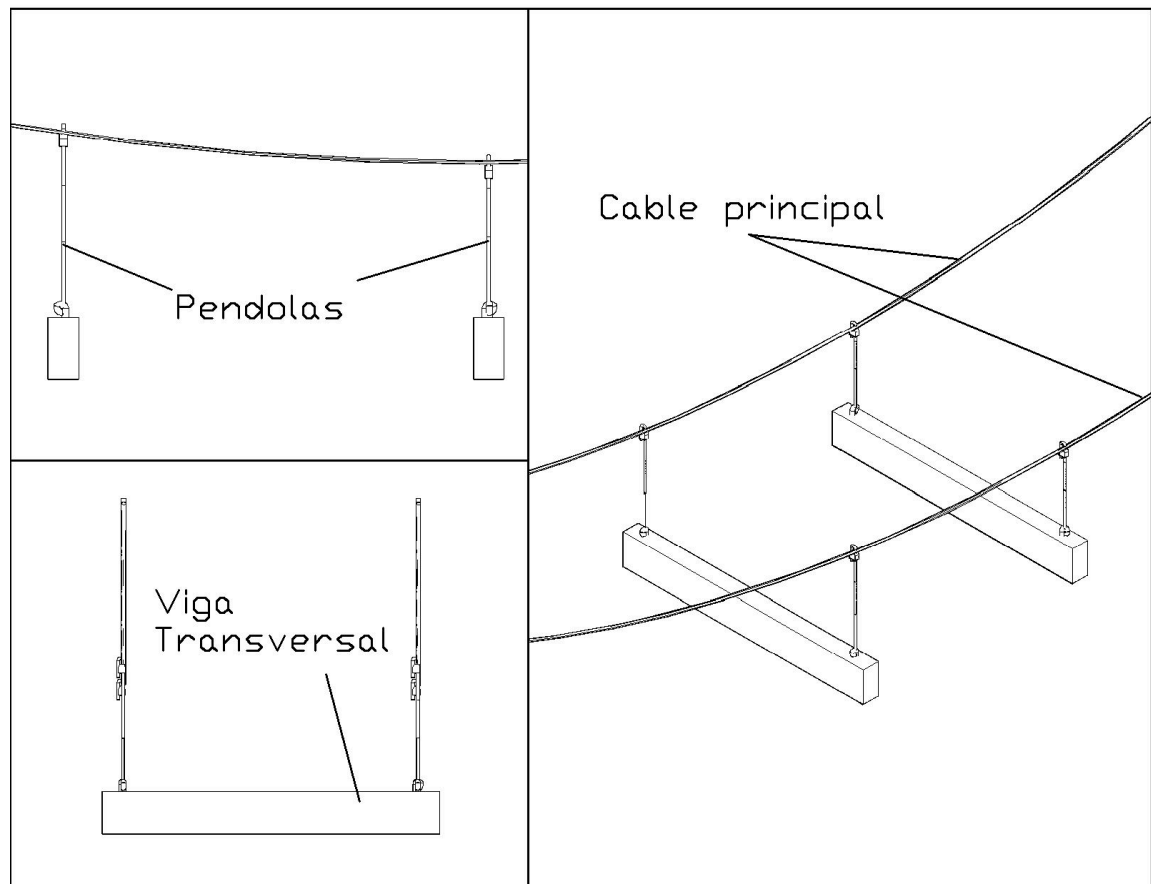
Se exige un mínimo de superficie de rodadura de 75 mm por lo que se utilizarán tablonces de 0.30 x .075 metros. Hay disponible en Guatemala de hasta 4.25 metros pero se utilizara de 2.70 metros, el ancho del carril.

d. **Barandal.** El barandal se utiliza para dar seguridad a los peatones y carros que transitan el puente. Y pues su función es únicamente de seguridad.

Las juntas de las mismas deben de ser articuladas para que puedan absorber los movimientos.

e. Análisis y diseño de sistema de suspensión

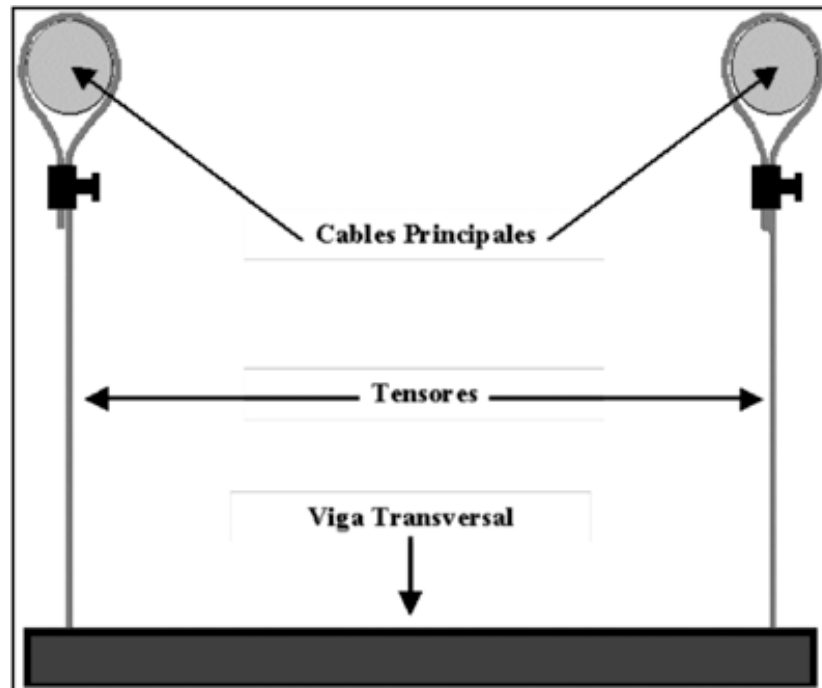
Figura 160: Propuesta sistema de suspensión,



Fuente (Anleu, 2011)

1) **Péndolas.** Las péndolas (también conocidos como tensores) se colocan en la armadura del puente y estas pueden estar hechas con cables de alambre o incluso varillas de acero. Se colocan verticalmente y se unen a las vigas transversales (ver Figura 20) y los cables de suspensión.

Figura 161: Ejemplo de amarre de péndolas entre cable y viga transversal.



Fuente: (Camacho, 2010)

Las uniones deben ser articuladas para permitir el movimiento lateral y así anular el esfuerzo flexionante.

Conexiones superiores: Al ser movimientos mínimos, las péndolas pueden ser sostenidas por un perno simple de acero. Un perno de mayor diámetro debe ser colocado en las conexiones con las péndolas que se encuentran a media luz.

Conexiones inferiores: Al estar las péndolas inferiores sometidas a constante oscilación se debe utilizar pernos resistentes y además con una chumacera de hierro para evitar desgastes.

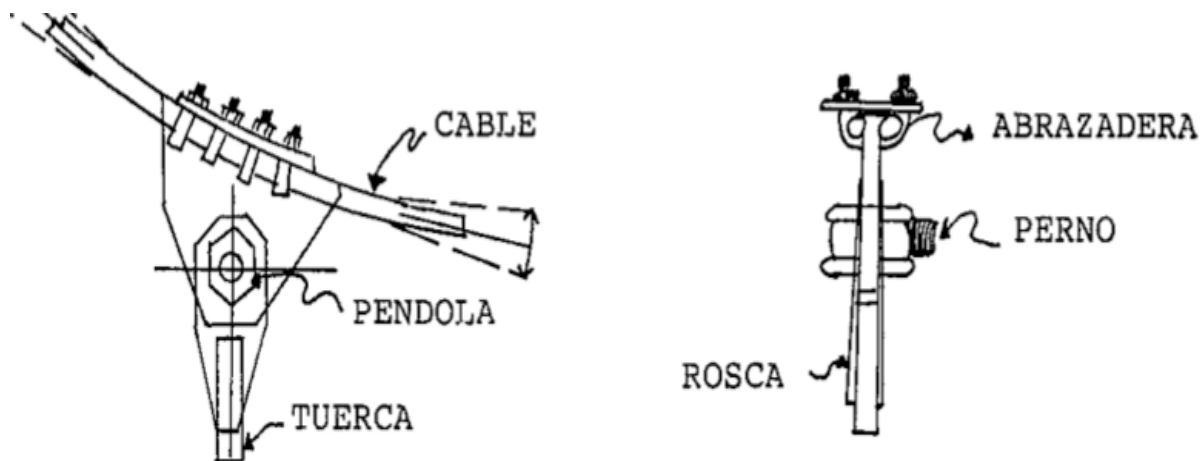
2) **Diseño, predimensionamiento y propuesta.** Las péndolas usualmente están espaciados al criterio del quien está diseñando. Estos tienen un espaciamiento máximo de dos metros. A espaciamientos mayores, los momentos flexionantes aumentan y por lo tanto las secciones del mismo, volviéndose un puente poco rentable en relación a su uso y objetivo.

Para determinar áreas requeridas se considera que las mismas cargan un esfuerzo uniformemente distribuido. La longitud a utilizar es la separación entre las dos péndolas.

La longitud de éstas es mayor en extremos, disminuyendo su tamaño hasta llegar al centro de la luz.

Conexión superior: Vientos y otras fuerzas laterales ocasionan movimientos de rotación en las conexiones superiores. El cable rota libremente y son movimientos insignificantes.

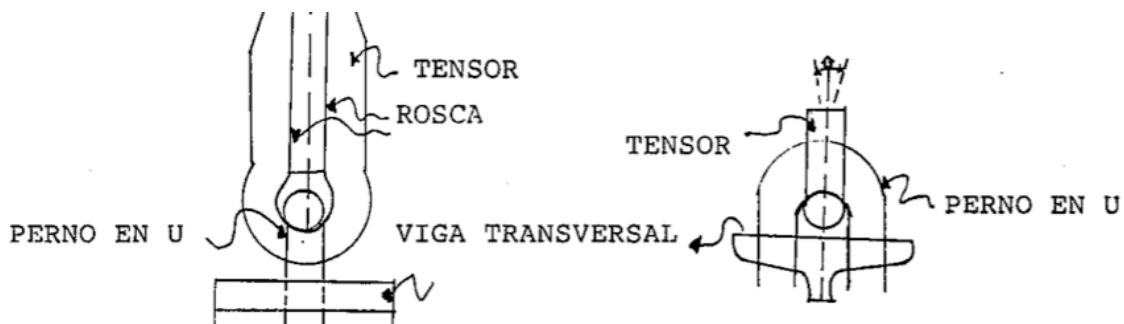
Figura 162: Ejemplo de conexión superior.



Fuente: (De León, 1996)

Conexión Inferior: Las péndolas inferiores están sometidas a una constante oscilación

Figura 163: Ejemplo de conexión inferior.



Fuente: (De León, 1996)

Para las péndolas se puede utilizar desde alambre hasta varillas. Siendo este un proyecto a realizar en Guatemala es importante contar con la disponibilidad de los materiales. En Guatemala se puede encontrar con facilidad varillas hasta varillas #11. Para las péndolas se propone utilizar varillas de .0254 metros (varilla #8).

3) **Cables de suspensión.** Un cable se le llama a un conjunto de alambres diseñado para resistir esfuerzos a tensión. El alambre utilizado en los cables es usualmente un hilo de acero. Algunos cables, tienen un núcleo textil y rodeado por un trenzado de alambres.

Los cables de alambre presentan ciertas ventajas ante antiguos métodos de suspensión. Por ejemplo, estos mantienen un esfuerzo de tensión uniforme. Son anticorrosivos y de larga duración.

Los sistemas a utilizar en un puente de suspensión utilizan acero galvanizado y estos suelen ser cables de alambre. Es de fácil transporte y montaje. Además, éste se auto soporta durante el ensamblado del mismo y su tensión es uniforme.

Para los puentes colgantes, los alambres utilizados en el cable pueden ser de acero galvanizado.

Los alambres pueden ser fabricados de alambre galvanizado de retención. Estos alambres son conocidos como 6 x 7, en los que 6 alambres son trenzados regularmente. Son usualmente conocidos como cables de arrastre. Cuando a estos se les incluye un cordón en el núcleo entonces estos son conocidos como cables 7 x 7.

Cables de cordones galvanizados: Los cordones de retención 7 x 19 pueden ser de hierro, siemens martins, de resistencia alta y de resistencia extra.

Los alambres de construcción utilizan 19 alambres y son de alambres de 9/16 a 1 pulgada de diámetro. Los cordones utilizados para la construcciones de puentes tienen 19, 27, 61 o 91 alambres. Estos alambres son de acero, están galvanizados y su resistencia a tensión es mayor a la de los cordones de retención. Su coeficiente E es alrededor de 20,000, klbs/pulg².

Cable de alambre torcido: En este, existen siete cordones prefabricados que contienen cada uno alambres (7, 19, 27 o 61). Estos están torcidos dentro de los cordones en dirección opuesta a la de los cordones.

Antes de que se desarrollara el pretensado, era imposible predecir el comportamiento de los cordones. El comportamiento de los mismos solo es posible predecir una vez este a estado un tiempo bajo servicio. Al pretensar los cordones, se puede por lo tanto establecer el comportamiento del mismo.

El coeficiente de elasticidad de un cable de alambre torcido es $17/20$ de un cordón simple. Para puentes colgantes con luces pequeñas, es mas recomendado utilizar este tipo de cables. de luces cortas es mas

Cables de alambres paralelos: Estos, en lugar de estar trenzados, se pone gran numero de alambres que son colocados paralelamente el uno con el otro. Estos tienen la ventaja de tener una uniformidad ante los esfuerzos y su conexión a los anclajes es mas sencilla. Existe desventaja en su colocación ya que usualmente se requieren semanas, incluso meses para la misma. Por esta razón es mejor utilizarlo únicamente para puentes de grandes luces.

A la hora de seleccionar cables para un puente de suspensión, es necesario tomar cuatro cosas en cuenta. Es importante seleccionar el cable que cumpla con requerimientos de servicio.

El cable tiene que ser capaz de resistir la carga máxima admisible. Tambien debe ser capaz de soportar ser flexionado repetidas veces sin que el cable falle por fatiga. Debe ser resistente a la intemperie también.

A la hora de seleccionar el cable se debe tomar en cuenta lo siguiente:

Numero de alambres por cordón	Tipo de núcleo
Numero de cordones	Tipo de acero y resistencia
Arrollamiento de cordones	Longitud de cable
Diámetro de cable	Tipo de embalaje

Su flexibilidad dependerá de los diámetros de los alambres y tambores. También del tipo de acero utilizado. Entre más flexible, menor será su esfuerzo a flexión.

Figura 164: Área de sección útil de cables.

TIPO DE CABLE	AREA DE SECCION ÚTIL (cms ²)	PESO
Cable de cordones con alma de cáñamo	$0.4 D^2$	$0.365 D^3$
Cable de cordones con alma de acero	$0.5 D^2$	$0.437 D^3$
Cable – cordón espiral con alma de acero	$0.6 D^2$	$0.507 D^3$
Cable vía liso	$0.8 D^2$	$0.578 D^3$

Fuente: (Jordan, 2003)

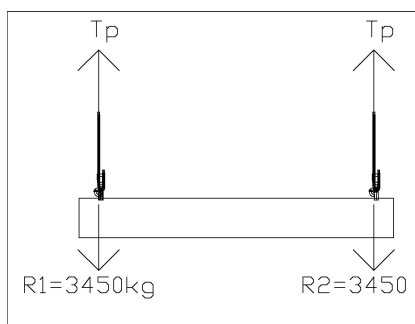
Para cable principal se utilizará el cable de 6x17. El máximo diámetro disponible es de 19 mm, probablemente no es suficiente para la carga de un puente de paso vehicular por lo que se utilizará dos cables por poste.

Para la flecha del cable se propone un 2.5% del largo del puente. Por lo tanto, Flecha= $2.5\% \times 20 = 0,5$ metros. El espaciamiento entre cada torre secundaria es de 3.5 metros, por lo tanto éste será el distanciamiento entre los cables.

4) Análisis estructural de la péndola

$$R = (3/2)P_u = (1.5) \times 2300 \text{ Kg.} = 3450 \text{ Kg.}$$

Figura 165: Carga de tensión en las péndolas,



Fuente (Anleu, 2011)

$$T_p = R$$

Donde

T_p es la tensión que soporta la péndola

$$\text{Si } \sigma = T_p/A = 3450 \text{ kg} / (1.25^2 \text{ cm}^2 * 3.14159) = 1408 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } \sigma_{tu} = 0.6 * \sigma_t = 0.6 * 15000 = 10000 \text{ kg/cm}^2$$

Donde

σ_{tu} es el esfuerzo último a tensión de la madera

A el area para 2 péndolas de 2.5 cm de diámetro

$$\sigma_{tu} > \sigma_t \quad \text{Si chequea}$$

Cable principal

Según la fórmula de tensión utilizada por la DGC

$$T_c =$$

$$[(w * L) / 2] / \sqrt{[(1 + L^2) / (16 * f^2)]} = [(2300 \text{ kg/m} * 20 \text{ m}) / 2] / \sqrt{[(1 + 20 \text{ m}^2) / (16 * (0.025 * 20 \text{ m} + .9)^2)]} = 6400 \text{ Kg.}$$

Donde,

L es la luz del puente

w es la carga última

$$f \text{ es } 0.90 + 0.025 * L$$

$$\text{Si } \sigma = T_p/A = 6400 \text{ kg} / (1.4^2 \text{ cm}^2 * 3.14159) / 2 = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } \sigma_{tu} = 0.6 \cdot \sigma_t = 0.6 \cdot 15000 = 10000 \text{ kg/cm}^2$$

Donde

σ_{tu} es el esfuerzo último a tensión de la madera

A el área para cables de 3.8 cm de diámetro

$\sigma_{tu} > \sigma_t$ Si chequea

f. Análisis y diseño de torres principales

1) **Columna.** Por lo general, las torres son construidas de acero. También existen torres de mampostería, concreto reforzado e incluso madera. Las torres, por lo general, están constituidas por dos partes: subestructura y las torres.

Las torres son de donde sale la rodadura, la cual es soportada por el sistema de suspensión. La subestructura es prácticamente la misma a la de puentes de otro tipo.

Para luces cortas es más recomendado utilizar concreto reforzado. Es importante que las torres sean lo suficientemente altas como para permitir el paso de vehículos altos.

En la parte superior de las torres se colocan monturas para los cables. Estas son colocadas para que la carga vertical sea transmitida a las columnas de manera axial. Por lo general, estas monturas son de acero fundido. Las monturas pueden ser fijas o móviles. Para las monturas fijas, se debe tomar en cuenta la variación en la tensión horizontal del cable para la transmisión de esfuerzos a la columna (en algunas condiciones de carga). En cambio en las monturas móviles causan un excentricidad en la carga vertical, muy importante para el diseño de la torre.

Al usar monturas móviles se elimina casi en su totalidad la variación de tensión horizontal en los cables. Sin embargo, esta solución tiene desventajas ya que es más complicada su erección, de complicado mantenimiento y provoca excentricidades en las cargas de las columnas de las torres.

Para este tipo de puentes, el diseño suele ser un marco rígido de dos niveles. Las columnas son las que soportan el sistema de suspensión. Las torres, como se mencionó

con anterioridad están sometidas a las fuerzas axiales de compresión. Además, por ser columnas también tienen esfuerzos flexionantes.

La altura de las torres dependerá de la topografía del terreno y de la creciente máxima del río (si aplicara). Las torres deben ser colocadas en un mismo plano horizontal.

Las torres también pueden realizarse de acero estructural. Para esto habría que seguir las recomendaciones del manual de construcción de acero. Estas columnas de acero se construirían sobre bases de mampostería que sería parte de la subestructura del puente.

También como se mencionó se puede realizar de concreto reforzado, formando así una sola subestructura que estaría conformado por la base y las columnas de las torres. Estas tendrían que seguir las especificaciones del manual de construcción de concreto reforzado.

Es importante que las torres estén construidas correctamente y tenga los accesorios adecuados para poder transmitir eficientemente las fuerzas axiales.

Tabla 34: Distancias de empotramiento de un poste

LONGITUD DE POSTE	DISTANCIA DE LA BASE A LA LINEA DE TIERRA
6.00 MTS. (20 PIES)	1.22 MTS. (4 PIES)
7.63 MTS. (25 PIES)	1.53 MTS. (5 PIES)
9.00 MTS. (30 PIES)	1.68 MTS. (5.5 PIES)
10.67 MTS. (35 PIES)	1.83 MTS. (6 PIES)
12.20 MTS. (40 PIES)	1.83 MTS. (6 PIES)
13.73 MTS. (45 PIES)	1.98 MTS. (6.5 PIES)
15.25 MTS. (50 PIES)	2.14 MTS. (7 PIES)
16.78 MTS. (55 PIES)	2.29 MTS. (7.5 PIES)
18.30 MTS. (60 PIES)	2.44 MTS. (8.0 PIES)

Fuente: (Lignum, 2011)

Los postes que principalmente se encuentran en Guatemala son postes de electrificación. El diámetro máximo a encontrar en éstos es de 0.17 m en la punta. Se pueden encontrar en alturas que varían desde 10 a 18 metros. Se propone el uso entonces de un poste de 18 metros de alto

con .17 m de diámetro en la punta por lo que se pasa a utilizar las columnas cuadradas que se puede encontrar de hasta .25 metros.

La separación entre postes será de 3.5 metros y con configuración cuadrada. Elementos simétricos tienen mejor comportamiento. La altura total de la torre es de 15.25 metros (5 pies).

Los postes tendrán unas breizas de madera para proporcionar mayor estabilidad. Las vigas transversales proporcionaran también una mayor rigidez. Estas tendrá una cimentación de 6x6 metros con una profundidad de 2 metros

2) **Análisis estructural.** Según lo estudiado en la teoría, las torres actúan principalmente a compresión. Por esta razón se realiza únicamente un análisis de la resistencia a compresión.

$$T_c = 2200 \text{ kg}$$

$$C_c = T \text{ sen } (\beta) = (2200 \text{ kg.}) * \text{sen } 2,85 = 192 \text{ kg}$$

Donde,

C_c es la compresión de la columnas

β es el ángulo general por una pendiente de 2.5 %

Si existen dos columnas de .25x.25 m, el esfuerzo creado por el cable se reparte por igual.

$$\sigma = C/A = (192 \text{ kg}) / (.25 \text{ m} * .25 \text{ m}) = 3300 \text{ kg/m}^2$$

Donde,

σ es el esfuerzo a compresión de las columnas.

C es la compresión que actúa en la columna

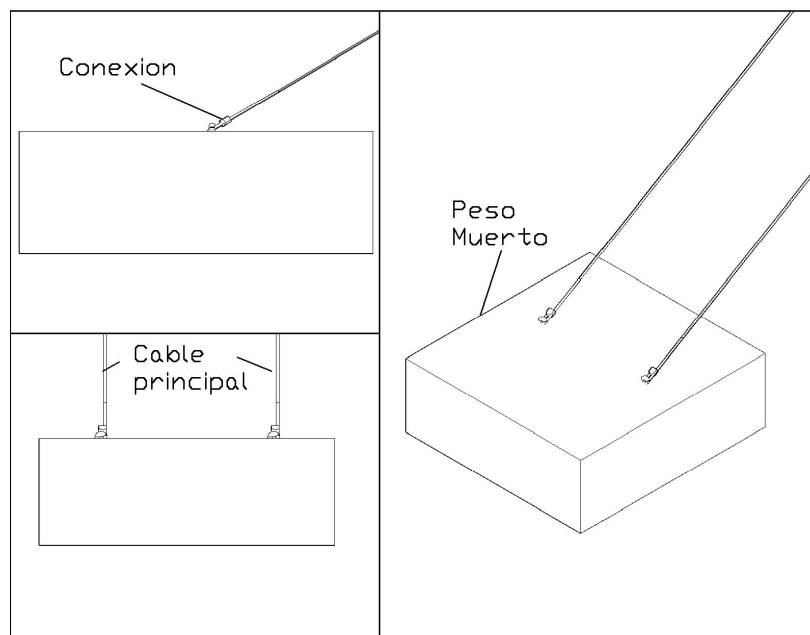
A es el área de las columnas

$$\sigma_c = 100000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma < \sigma_c \quad \text{Si chequea}$$

g. Análisis y diseño de anclajes

Figura 166: Propuesta de anclaje



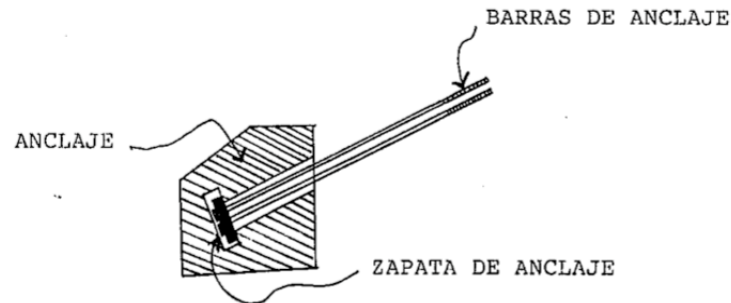
1) **Peso muerto.** Los anclajes suelen ser construidos de mampostería. También pueden ser construidos de concreto. Si el caso lo permite, se puede llegar a anclar los cables en la roca natural del suelo. Para estos casos se debe estudiar que sólida y pertenezca a una capa grande de roca.

Los anclajes de concreto reforzados requieren de consideraciones especiales en el diseño y la elaboración tiende a ser mas trabajosa. Usualmente se hacen en forma de cajón donde se agregan rocas para proporcionar más masa al anclaje.

El diseño y construcción de anclajes de mampostería es relativamente más fácil que el de concreto reforzado. Los materiales para realizarlo son también más fáciles de conseguir.

2) **Diseño, predimensionamiento y propuesta.** Los anclajes son muy importantes ya que de estos depende la seguridad completa del puente. Por esta razón, su diseño y construcción deben ser realizados con extremo cuidado. Es importante poder realizar el correcto mantenimiento por lo que a la hora de diseñar es importante tomar la accesibilidad para esta tarea.

Figura 167: Ejemplos de anclaje.



Fuente (de Leon, 1996)

El anclaje debe estar diseñado para poder resistir los esfuerzos tensionantes ocasionados por los tirantes del puente. Además debe poder resistir el empuje del suelo contra el mismo anclaje.

Los componentes que resiste a tensión deben ser anulados. Horizontalmente, la tensión es anulada por el empuje y fricción del anclaje contra el suelo. Verticalmente, el peso del anclaje anula la componente vertical.

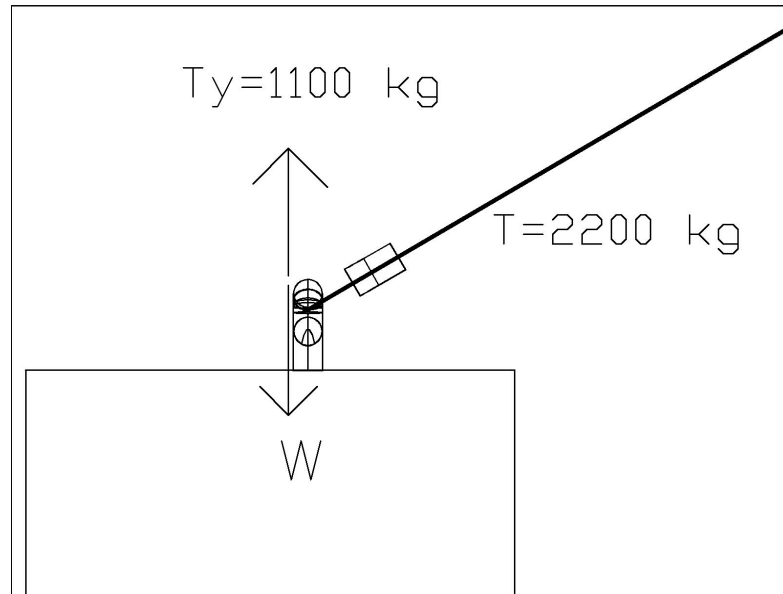
Para el proceso de construcción no se requiere mayor conocimiento, solo especial cuidado en la colocación. Las barras y la zapata de anclaje debe quedar alineado con las torres y cables principales. El diseñador decide que método utilizar para las conexiones.

Un ejemplo de sistema de conexión es el siguiente: Dos barras de acero que se conectan al cable y que su vez se conectan a una zapata de anclaje de plancha de acero. Esta transmite la tensión al anclaje. Estas barras no deben tener restringido el movimiento para así evitar esfuerzos flexionantes. Las barras deben sobresalir para poder así conectarlas con los cables. Además estas deben tener en los extremos roscas para poder conectar con los cables.

Para cada cable se propone una dimensión de 3 metros de altura, 2.4 metros de largo y $L/12$ de ancho (1.67 metros).

3) **Análisis estructural.** Se asume que la tensión en los dos postes es igual.

Figura 168: Carga de peso de anclaje y tensión en y



$$T_y = T \cos(\Omega) = (2200 \text{ Kg.}) \cdot \cos 30 = 1100 \text{ Kg.}$$

Donde,

T_y es la tensión ocasionada en el componente y del cable.

Ω es el ángulo del cable entre la torre y el peso muerto

El peso muerto debe contrarrestar la tensión,

$$W = V \cdot \gamma = 1.66 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 6 \cdot 2200 \text{ kg/m}^3 = 44000 \text{ Kg.}$$

donde

W es el peso del bloque

V es el volumen

γ es la densidad del concreto (2200 Kg./m^3)

$T_y < W$ Si chequea

4) Propuesta final de anclaje

Figura 169: Dimensiones de anclaje (Sección 1)

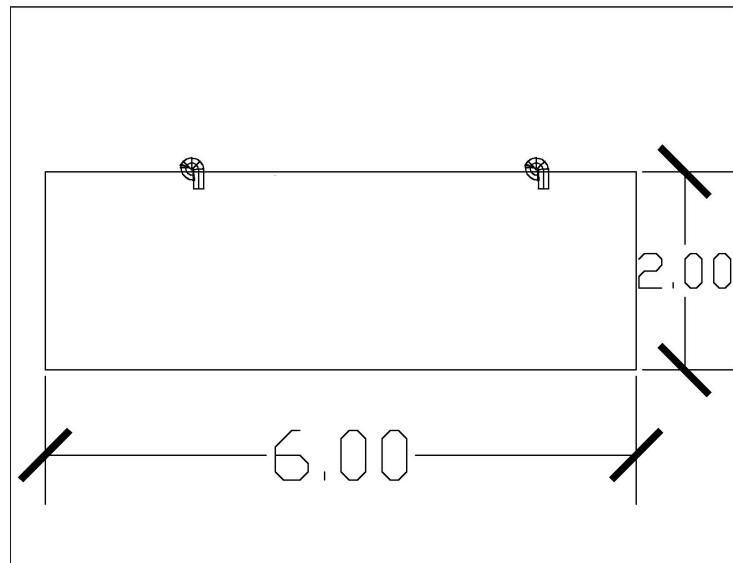
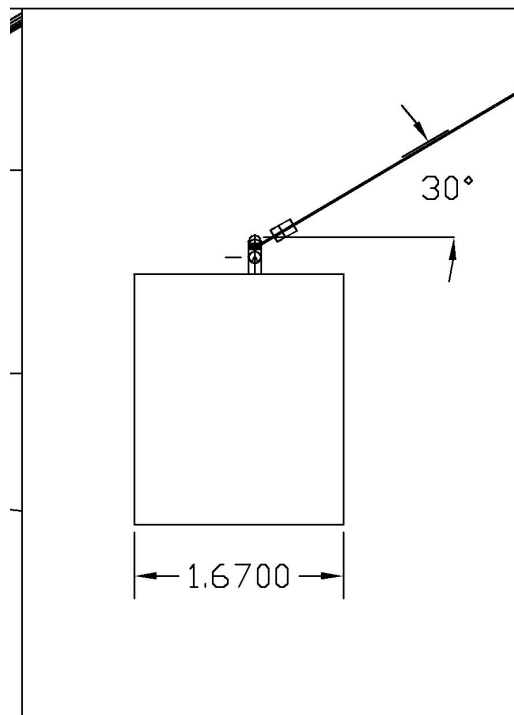


Figura 170: Dimensiones de anclaje (Sección 2)



F. DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO DE MADERA COMO PUENTE DE EMERGENCIA

1. **Consideraciones preliminares.** Las normas a seguir serán las de AGIES Y AASHTO tomando la filosofía de diseño de ASD.

2. **Tipo de puente.** Se tomó en consideración el puente atirantado como una opción debido a:

- Que la estructura es sostenida por los cables-que transmiten la carga al pilón y eventualmente al suelo-, no es necesario grandes anclajes en los extremos ni que el suelo sea el óptimo en los aproches.
- Las dimensiones de la viga principal disminuyen debido a que no es el elemento estructural principal que carga.

3. Material de construcción

a. **Madera.** Se escogió la madera como material principal de construcción por:

- Su livianeza en comparación del concreto y metal. Esto último no sólo reduce las cargas muertas, sino también hace más sencillo el transporte y manejo del material
- La disponibilidad de la madera, pues Guatemala cuenta con una abundancia de bosques.
- Las propiedades mecánicas a utilizar de la madera son:
 - Módulo de elasticidad: Se utilizará el promedio, 10800 N/mm^2 ó $1.568 \times 10^6 \text{ lbs/pulg}^2$
 - Módulo de corte: Se utilizará 2 N/mm^2 ó $290.33 \text{ lbs/pulg}^2$
 - Módulo de flexión: Se utilizará 25 N/mm^2 ó $3.629 \times 10^3 \text{ lbs/pulg}^2$

b. **Acero.** Se escogió el acero como material para los tirantes debido a que el acero se comporta mucho mejor que la madera a tensión. Las propiedades a utilizar son:

- Esfuerzo de Cedencia: 250 N/mm² ó 36000 lbs/pulg²
- Esfuerzo Último: 250 N/mm² ó 58000 lbs/pulg²
- Módulo de Elasticidad: 200000 N/mm² ó 29000000 lbs/pulg²

4. **Otras consideraciones.** Para hacer el análisis estructural se está tomando en cuenta que éste puente está destinado a lugares donde el acceso es un poco más restringido. Por esta razón se consideró el mercado maderero guatemalteco, ya que mientras menos herramientas o elementos estructurales se tenga que llevar mejor. Considerando lo anterior-y que únicamente es un diseño preliminar-, de acuerdo al capítulo 2.1.3 de la norma NR-5 del AGIES...

“Se consideran en esta clasificación los pequeños puentes en caminos vecinales o privados usados solo por vehículos livianos”

...este tipo de puente se tomará como utilitario.

Tabla 35: Nivel de Protección Sísmica. Fuente: NR5: Requisito para Diseño de Obras de Infraestructura y Obras Especiales

ÍNDICE DE SISMICIDAD	CLASIFICACIÓN DE LA OBRA					
	Crítica		Esencial		Importante	Utilitaria
	Irregular	Regular	Irregular	Regular		
I _o						
4	IV	IV	IV	III	II	I
3	IV	III	III	II	II	I
2	IV	III	III	II	II	I

Fuente: (AGIES, 2001)

De acuerdo a la tabla anterior, el nivel de protección de la obra es I, tomando en cuenta que la estructura es tipo utilitaria y que para todos los índices de sismicidad es el mismo nivel.

5. Cargas

a. **Cargas muertas.** Para las cargas muertas no hay que hacer consideraciones especiales. Según el Capítulo 2.1.1 del NR-5 del AGIES, las cargas muertas están conformadas por...

“...todas las cargas permanentes de la construcción.”

...por lo que únicamente se deben de considerar el peso de la madera y de acero. Las densidades de las anteriores son las siguientes:

- Densidad Madera: 35 lbs/ft³
- Densidad Acero: 490 lbs/ft³

b. **Cargas vivas.** Para evaluar el efecto de las cargas que transmiten los vehículos al puente, se considerarán los siguientes vehículos-tipo: Camión C3 de 2 ejes para casos de Protección I...

1) **Cargas sísmicas.** Un puente de emergencia es una estructura temporal. Tomando en cuenta lo anterior, se establece que la probabilidad de que un sismo ocurra mientras la estructura está levantada es mínima y no debe de tomarse en consideración en el diseño.

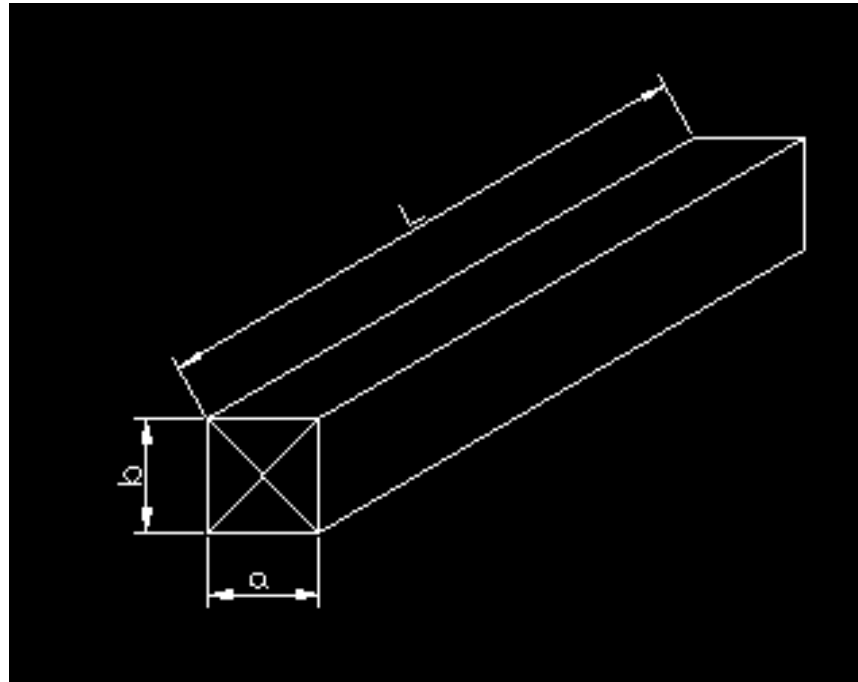
2) **Carga de viento.** El viento suele ser una carga crítica en estructuras considerablemente grandes, al igual que en espacios abiertos donde el viento suele ser algo frecuente. Sin embargo, este tipo de puente de emergencia será una estructura relativamente pequeña. Por esta razón, no se tomará en cuenta la carga de viento.

3) **Carga de fatiga.** Las cargas de fatiga son aquellas que se deben de considerar en estructuras que serán sometidas a cargas cíclicas. Debido a que esta estructura es un puente temporal, no se tomará en cuenta. Se deberá de tomar en cuenta si se desea reutilizar los elementos estructurales.

6. **Análisis y diseño estructural.** Para los cálculos, se utilizó MathCad14.

a. **Diseño de la viga principal**

Figura 171: Dimensiones de viga principal



$a=12$ pulgadas

Módulo de elast.= 1.568×10^6
lbs/pulg²

$b=12$ pulgadas

$L=120$ pulgadas

Módulo de flexión= 2.177×10^3
lbs/pulg²

Área= 144 pulgadas²

Módulo de corte= 246.77 lbs/pulg²

Inercia= $ab^3/12=1.728 \times 10^3$ pulgadas⁴

Módulo de sección= $I/y=288$
pulgadas³

Densidad= 35 lbs/pies³

Distancia del centroide a fibra exterior= $y=6$ pulgadas.

1) **Integración de cargas.** Para las cargas muertas se debe considerar el peso de la rodadura y la viga.

Para los cálculos preliminares se asume que el deck de rodadura será de un grosor 6 pulgadas, el área tributaria es de 60 pulgadas (espaciamiento entre vigas propuesto) x 120 pulgadas (ancho del carril).

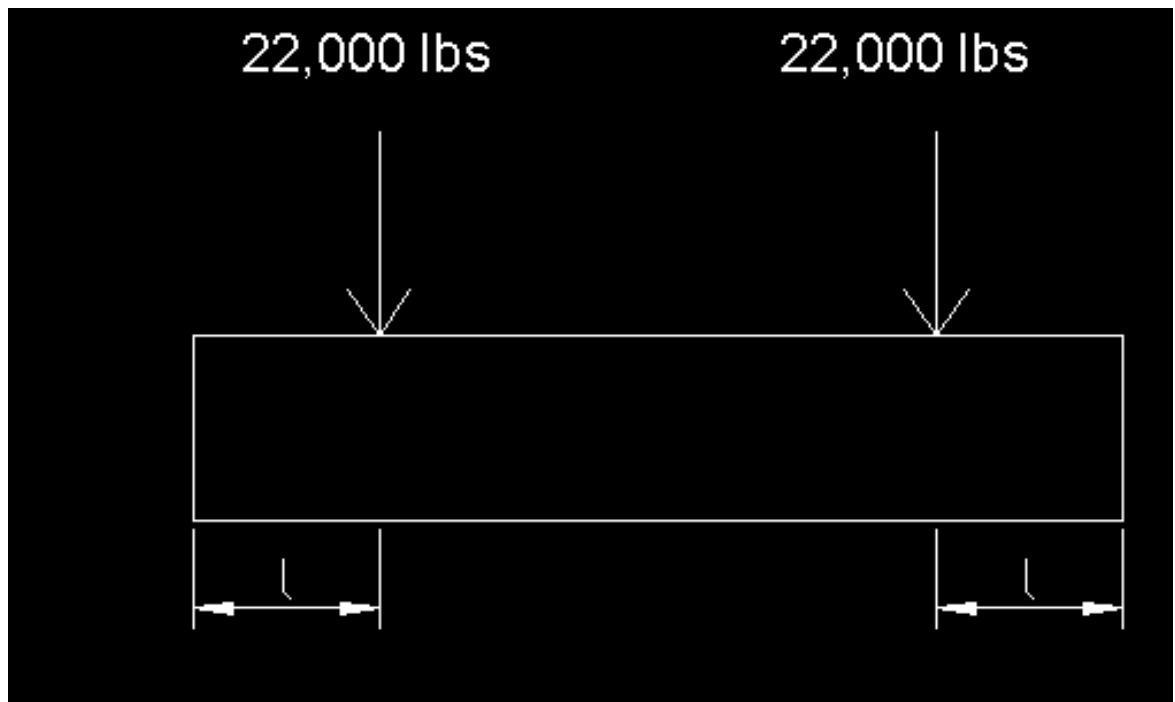
Carga muerta deck=grosor*espaciamiento entre vigas*densidad=7.292 lbs/pulg

Carga muerta viga=a*b*densidad=2.917 lbs/pulg

Carga muerta total=Carga Muerta viga + carga Muerta deck=10.208 lbs/pulg

La carga viva para un C3 es de 12000 lbs en el eje de la cabina y 22000 lbs para el eje trasero. La carga crítica será la del eje trasero, por lo que es la que se utilizará.

Figura 172: Carga viva sobre viga principal

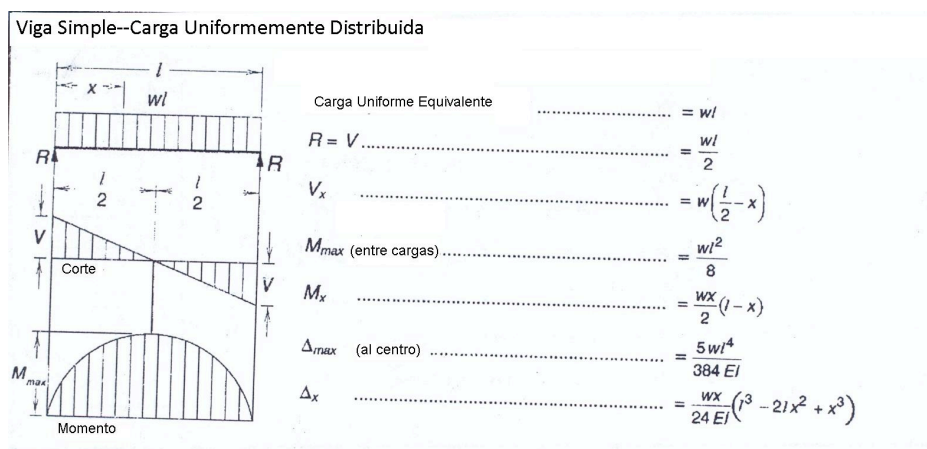


Las reacciones de una viga así son igual a la carga puntual aplicada, por lo que:

Carga Viva=22,000 lbs.

2) Cálculo de momento, corte y deflexión última

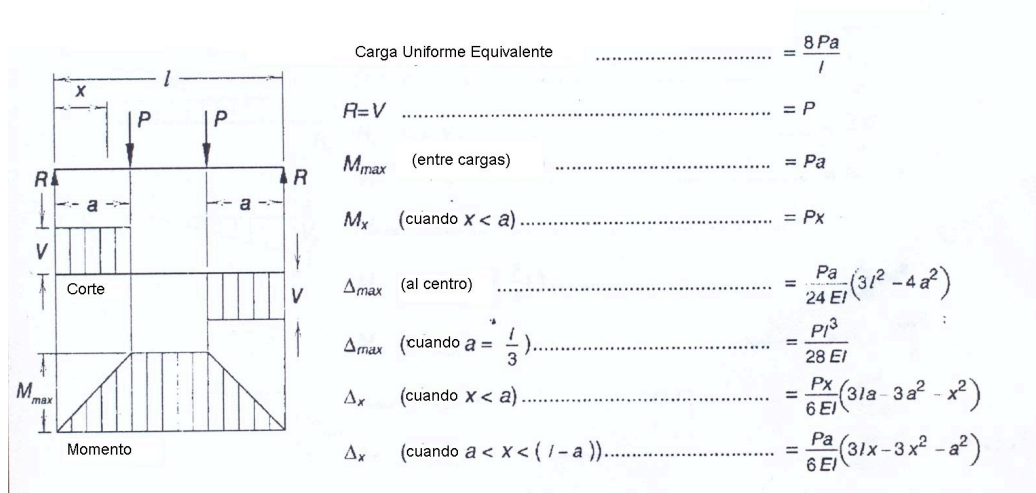
Figura 173: Carga uniformemente distribuida



Fuente: (AISC, 2005)

Figura 174: Dos cargas puntuales colocadas simétricamente.

Viga Simple--Dos Cargas Puntuales Colocadas Simétricamente



Fuente: (AISC, 2005)

Tomando en cuenta lo anterior, se puede sacar que

$$V_u = \text{Carga viva} + \text{carga muerta} \cdot L/2 = 2.254 \times 10^4 \text{ lbs}$$

$$M_u = (\text{Carga viva} \cdot l) + (\text{Carga muerta} \cdot L^2)/8 = 5.442 \times 10^5 \text{ lbs}$$

$$\text{Deflexión máxima} = L/360 = 0.333 \text{ pulgadas}$$

3) Cálculo de momento, corte y deflexión admisible

Tomando en cuenta que

$$V_{adm} = A * \text{Módulo de corte} / \Omega$$

$$\text{Deflexión} = Pa / 24EI * (3l^2 - 4a^2)$$

$$M_{adm} = S * \text{Módulo de flexión} / \Omega$$

Se obtiene

$$V_{adm} = \text{Área} * \text{módulo de corte} / \Omega = 2.503 \times 10^4 \text{ lbs}$$

$$M_{adm} = \text{Módulo de sección} * \text{módulo de flexión} / \Omega = 6.258 \times 10^5 \text{ lbs}$$

$$\text{Deflexión} = Pa / 24EI * (3l^2 - 4a^2) = .332 \text{ pulgadas}$$

4) Conclusiones

$$V_{adm} > V_u$$

$$M_{adm} > M_u$$

Deflexión máxima > Deflexión cargas vivas

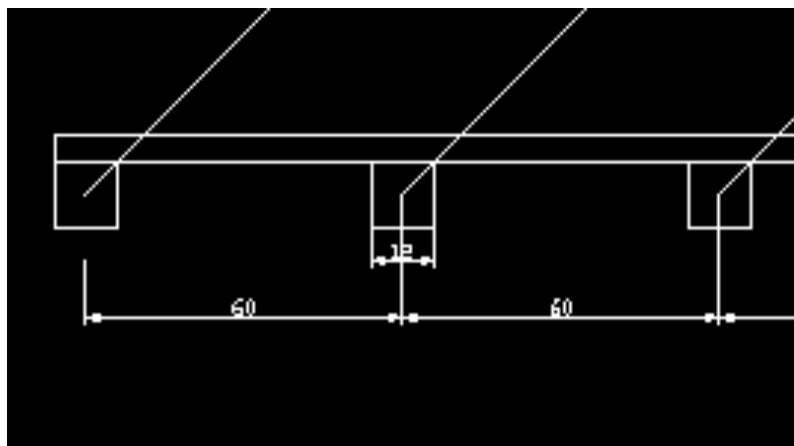
Chequea los criterios. Se utilizará una viga principal de 12pulg.*12pulg. Para vigas de este tamaño se sugiere vigas transversales de 4pulg*4 pulg para rigidizar.

b. **Diseño del deck.** De acuerdo a la sección 562.10 (i) de las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes

“Los tablonc para pisos de puentes pueden ser de madera estructural o de madera laminada estructural de las calidades indicadas en 562.03 (b) y (c)... Los tablonc en las vías de transito vehícular, deben de ser de un rucso nominal no menor de 75mm...”

Se toma en cuenta también que la separación de las vigas es la siguiente:

Figura 175: Separación de vigas principales



Para el diseño del deck, se seguirá el procedimiento que propone la sección 7.5 para el diseño de decks de Glulam la cual a su vez esta basada en la AASHTO.

- 1) **Determinando un grosor preliminar.** Longitud efectiva=60-12=48 pulgadas

Tabla 36: Longitud máxima aproximada para diferentes grosores.

F_{by} (lb/in ²)	Luz máxima Aproximada		
	$t = 5$ in. or $t = 5-1/8$ in.	$t = 6-3/4$ in.	$t = 8-1/2$ in. or $t = 8-3/4$ in.
1,450	62	91	>120
1,750	61	107	>120
1,800	65	109	>120
2,000	68	120	>120
2,100	74	>120	>120

Fuente: Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance (Ritter, 1990)

c. Determinando luz libre para el deck. Según el capítulo ya mencionado la luz libre efectiva, s , es la distancia libre entre vigas más un medio del ancho de una de las vigas, pero no mayor a la distancia libre mas el grosor del deck.

$$S_1 = \text{Longitud Efectiva} + \text{Ancho Viga}/2 = 54 \text{ pulgadas}$$

$$S_2 = \text{Longitud Efectiva} + \text{Grosor Deck} = 53 \text{ pulgadas}$$

Se utiliza S_2 .

1) **Determinando carga viva.** Según la AASHTO, para el diseño de decks de madera, provisiones especiales aplican. Estas se refiere a que una carga de 12, 000 lbs debe de tomarse como la de diseño para toda clase de vehículo.

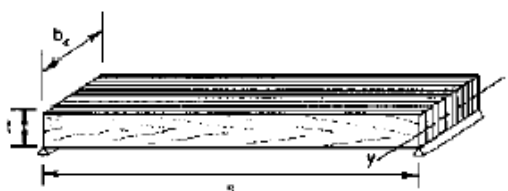
2) **Determinando el ancho de distribución de la llanta.** Según la ecuación

$$b_t = (.025 * P)^5 \quad \text{donde P es la carga aplicada.}$$

$$b_t = 17.321 \text{ pulgadas}$$

3) **Determinando las propiedades de la sección del deck**

Figura 176: Propiedades de la sección del deck.



t (in.)	b _y (in.)	A (in ²)	S _y (in ³)	I _y (in ⁴)
5	20	100.00	83.33	208.33
5-1/8	20.13	103.17	88.01	225.75
6-3/4	21.75	146.81	165.16	557.43
8-1/2	23.50	199.75	282.98	1,202.66
8-3/4	23.75	207.81	303.06	1,325.89

Fuente: Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance (Ritter, 1990)

Según la tabla anterior,

$$A = 100 \text{ pulgadas}^2$$

$$S_y = 83.33 \text{ pulgadas}^3$$

$$I_y = 208.33 \text{ pulgadas}^4$$

g. *Determinando el Momento Último y Admisible*

Para el momento último de carga muerta se debe de calcular primero el peso muerto.

$$\text{Densidad} = 35 \text{ lbs/pies}^3$$

$$\text{Peso Muerto Deck} = t * b_d * \text{Densidad} = 2.025 \text{ lbs/pulg}$$

Momento Último Carga Muerta= Peso Muerto Deck*s₂/8=711 lbs*pulg

Momento Último Carga Viva=3000*s₂-25983=1.33x10⁵

M_U=1.337x10⁵

f_b=.8*M_U/S=1.284x10³

Tabla 37: Esfuerzo de flexión permisible de acuerdo al grosor.

Deck t (in.)	Esfuerzo de Flexión Permisible, F _b ' (lb/in ²) ^a				
	F _b '=1,450	F _b '=1,750	F _b '=1,800	F _b '=2,000	F _b '=2,100
5-10 ^b	1,276.0	1,540.0	1,584.0	1,760.0	1,848.0
6-24	1,241.2	1,498.0	1,540.6	1,712.0	1,797.6

^a F_b' = F_b C_b C_t
^b También aplica a 11.5 pulgadas de Pino Sureño

Fuente: Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance (Ritter, 1990)

De la tabla anterior, se sabe que el valor que más se aproxima es el de F_{by}=1750 lbs/in². Por esta razón, se elige una combinación inicial, símbolo 47. Del AITC 177 de Diseño se sabe lo siguiente

$$F_{by}=1750 \text{ lbs/pulg}^2 \quad C_m=.8$$

$$F_{vy}=175 \text{ lbs/pulg}^2 \quad C_m=.875$$

$$E_y=1400000 \text{ lbs/pulg}^2 \quad C_m=.833$$

De la misma tabla se sabe

$$F_b'=1540 \text{ lbs/pulg}^2$$

4) Determinando deflexión última y admisible

$$E'=E_y * C_m=1.166x10^6$$

$$\text{Deflexión} = 1.8 * (138.8s_2^3 - 20780s_2 + 90000) / E' * I = .146$$

Como la losa será continua, se toma el 80 por ciento de la deflexión.

$$\text{Deflexión} = .80 * \text{Deflexión} = .116$$

Se establece que la deflexión admisible es de .1

5) Conclusiones

$F_b' > f_b$, Chequea

Deflexión > 0.10 pulgadas. Aunque la deflexión es 0.014 pulgadas mayor, se considera que no es significativa. Por otro lado, es una sugerencia del autor del libro y al final queda al criterio del diseñador.

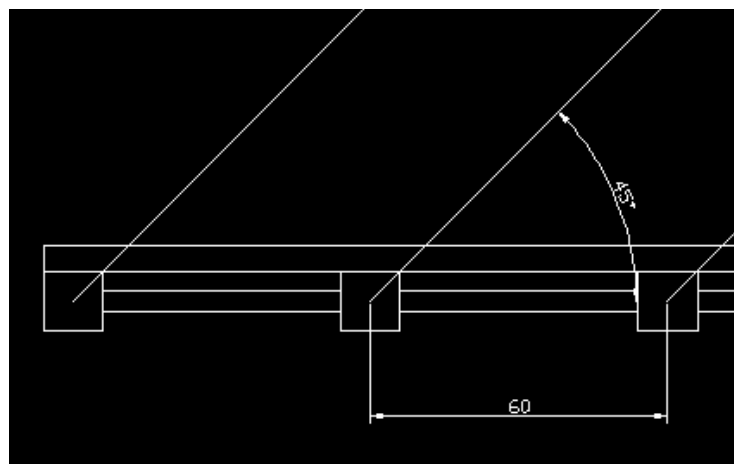
d. Diseño de cables. Para evitar una flexión muy grande, se propone que los cables sean configurados de forma simétrica. También para que el momento no sea tan grande, se propone que los cables sean en forma de arpa. Para calcular las dimensiones de los cables, se hará referencia a la sección anterior que trata el cálculo preliminar de los cables.

1) **Integración de cargas.** Se sabe que las reacciones en las vigas principales serán transmitidas axialmente a los cables. El peso de los cables es despreciables.

Carga Distribuida Total = Carga Muerta + Carga Viva * 2 / 120 = 375 lbs/pulg

2) Cálculo de área requerida

Figura 177: Espaciamiento de vigas y ángulo deck-cable



Espaciamiento = 60 pulgadas

Esfuerzo Último del Acero=58000*.40 lbs/pulg² Mult. *.4 según recomendaciones.

Ángulo Cable-Deck=45 grados

Área req.=Carga Axial*Espaciamiento/(Esfuerzo Último*Sin(ángulo entre cable y deck))

=1.374 pulgadas²

Se requiere de 1.37 pulgadas², por lo que se sugiere el uso de 2 barras número 8. Esto da un área total de 1.57 pulgadas².

3) Conclusiones preliminares

Área>Área Requerida

Chequea

El área requerida sí chequea. Sin embargo, esta el problema que las barras tienen un largo limitado por lo que se toma en consideración los cables acerados que están disponibles en Guatemala.

La carga axial equivalente es de 14.5 toneladas métricas. Por lo que se puede utilizar un cable de esel 6x19 que resiste 23 toneladas.

4) Conclusiones finales. El cable escogido pudiera aguantar la carga por si solo. Sin embargo, como ya se mencionó la resistencia de los cables debe de ser facturada por 0.4. Por esta razón se escoge poner dos cables, los cuales tendrán una resistencia final de 18.4 toneladas.

e. **Diseño de postes.** Como pilón se estará escogiendo uno de los postes que se encuentra en la tabla de "Medidas de Postes para Electrificación y Cableado". Se escoge el de 35 pies, C4. Esto significa que tendrá un diámetro de 10 pulgadas en la parte baja y en la parte alta 6.7. Para simplificar los cálculos, se considera el promedio, 8.35.

Diámetro=8.35 pulgadas

Área= 54.84 pulgadas²

Radio=4.175 pulgadas

Inercia= $\pi r^4/4=238$ pulgadas⁴

Módulo de Sección= $I/y=57.15$ pulgadas³ Módulo de Flexión= 2.177×10^3 lbs/pulg²

Densidad= 35 lbs/pies³

Módulo de Corte= 246.77 lbs/pulg²

Módulo de Elasticidad= 1.568×10^6 lbs/pulg²

Módulo de Compresión= 3194 lbs/pulg²

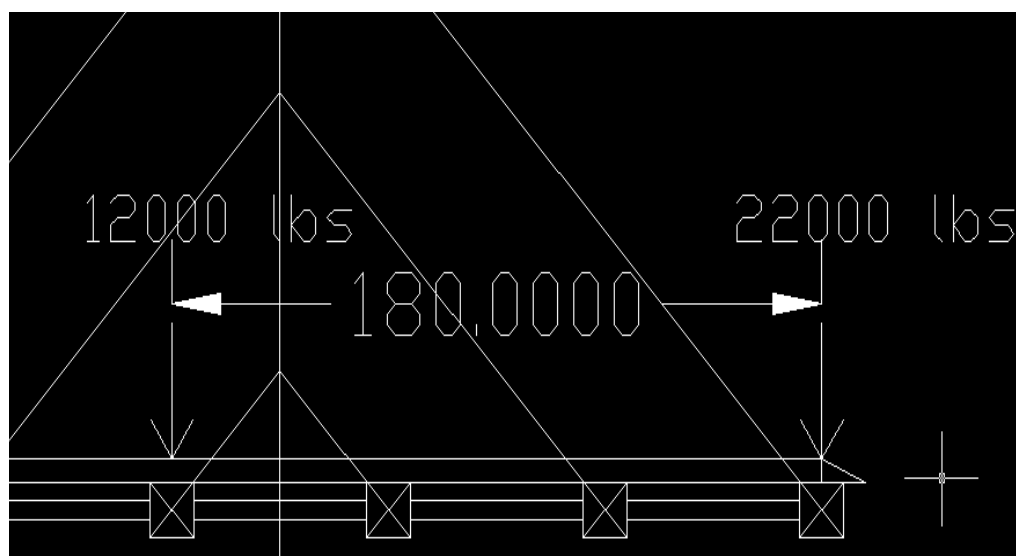
Distancia del centroide a fibra exterior= $y=4$ pulgadas

1) Integración de cargas para flexión, corte y compresión

La carga axial muerta se estará contrarrestando debido a la simetría por lo que, esta no producirá flexión.

Por lo tanto, se debe de tomar en cuenta únicamente las cargas vivas. Para simplificar cálculos se propone una separación de ejes de 15 pies o 180 pulgadas.

Figura 178: Carga crítica para flexión en el pilón.

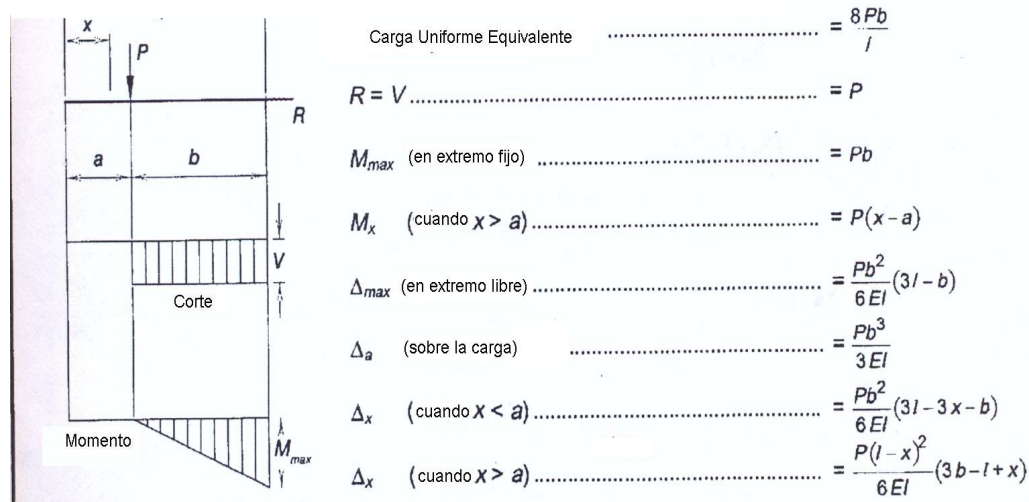


La figura anterior muestra la posición que generara más momento, puesto que la carga mayor estará más lejos del empotramiento.

2) Cálculo de momento y corte último

Figura 179: Viga en voladizo-carga concentrada en cualquier punto

Viga en Voladizo- Carga Concentrada en Cualquier Punto



Debido a que las fuerzas quedarán de diferentes lados del poste, estas únicamente se deben de restar para calcular el momento. Las de la carga muerta no influyen puesto que se cancelan.

$$V_u = 22000 - 12000 = 10,000 \text{ lbs}$$

Para el momento flector también se debe de restar, pero tomando en cuenta a cuanto está el empotramiento. Las de la carga muerta no influyen, puesto que se cancelan.

$$M_u = 22,000 * 29 - 12,000 * 19 = 410000 \text{ lbs} * \text{pulg}$$

Para el corte, únicamente se deben de sumar las cargas axiales. En cuanto a las cargas del peso muerto son despreciables con relación a las cargas vivas debido al poco peso de la madera.

$$C_u = 22000 + 12000 = 34000 \text{ lbs}$$

3) **Cálculo de momento y corte admisible.** El hecho de que asumir que la carga está siendo transmitida totalmente nos da un factor de seguridad, por lo que no se dividirá dentro Ω .

$$M_a = \text{Mód de Flexión} * I/y = 207400 \text{ lbs} * \text{pulg}$$

$$V_a = \text{Módulo de Corte} * A = 15920 \text{ lbs}$$

$$C_u = \text{Módulo de Comp.} * A = 175100 \text{ lbs}$$

4) Conclusiones preliminares

$$V_u > V_a \quad \text{y} \quad C_a > C_u \quad \text{Chequea} \quad M_u > M_a \quad \text{No Chequea}$$

No chequea ni para ni flexión. El más crítico es la flexión, por lo que se necesita aumentar el módulo de Sección. Para ello se propone poner 6 postes en total, en forma rectangular de manera que el eje fuerte recibiendo los momentos y cortes de los cables. Para facilitar los cálculos se toma como si fuera rectangular. Las nuevas características son:

$$b = 2 * \text{Diámetro poste} = 16.7 \text{ pulgadas}$$

$$h = 3 * \text{Diámetro poste} = 25.05 \text{ pulgadas}$$

$$\text{Área Total} = \text{Área anterior} * 6 = 329.01 \text{ pulgadas}^2$$

$$\text{Inercia} = bh^3/12 = 238 \text{ pulgadas}^4$$

$$\text{Distancia Centroide a Eje} = 12.53$$

$$\text{Módulo de Sección} = I/y = 57.15 \text{ pulgadas}^3$$

5) **Conclusiones finales.** Al poner 6 postes, $M_a = 760600 \text{ lbs} * \text{in}$. Por lo que ahora si chequea la flexión. Se utilizará seis postes de los mencionados anteriormente para cada pilón. Las características de los postes anteriores son:

- 35 pies de largo
- C4
- Esto significa que tendrá un diámetro de 10 pulgadas en la parte baja y en la parte alta 6.7.

7. Diseño final

a. Medidas

1) Planta

Figura 180: Planta

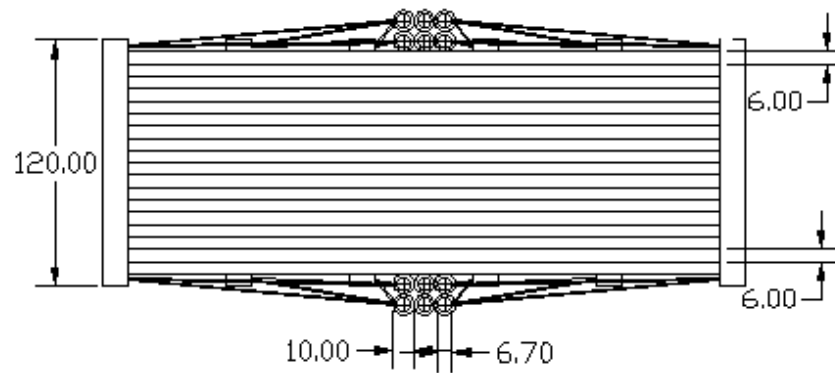
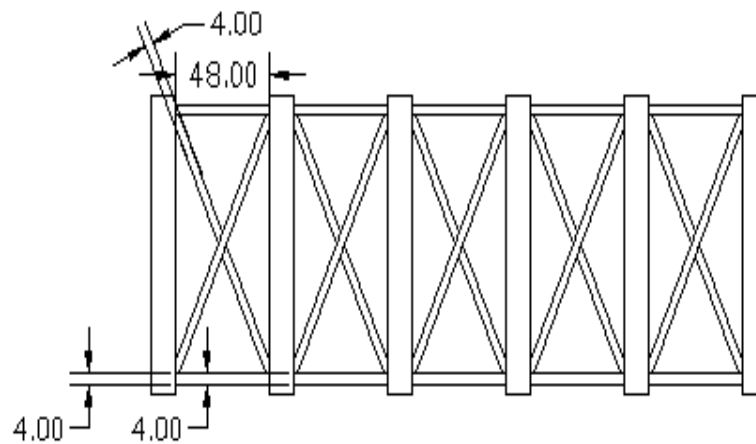
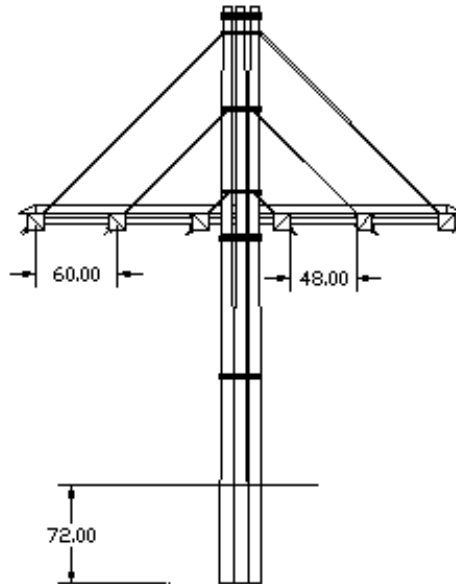


Figura 181: Armazón de vigas en planta.



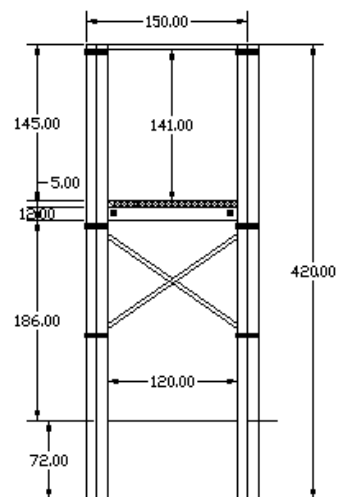
2) Elevación

Figura 182: Elevación



b. Sección

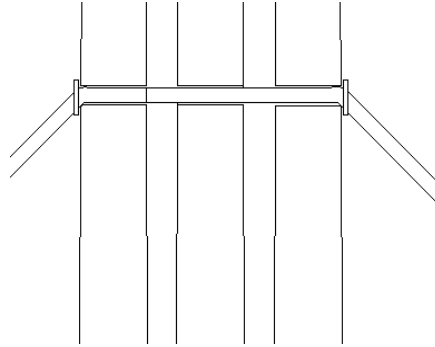
Figura 183: Sección transversal.



8. Propuesta de conexiones

a. Cable-poste

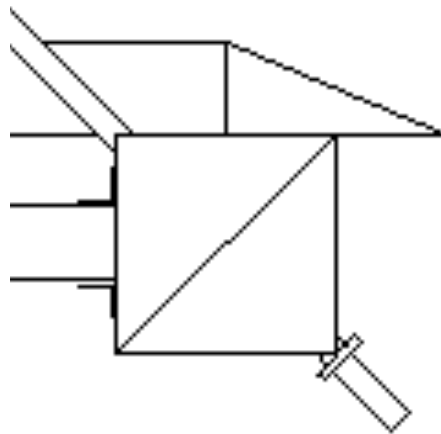
Figura 184: Conexión cable-poste en elevación



Se sugiere barrenar 1 pulgada para que entren los cables. Estos deberán ser confinados con tuercas para evitar su movimiento y así el daño de los postes.

b. Viga-cable

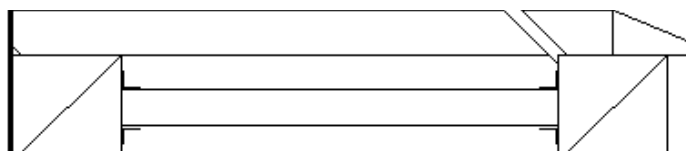
Figura 185: Conexión cable-viga



Se sugiere barrenar 2 pulgadas como se muestra para que entren los cables. También deberá de estar confinado por una tuerca.

c. Viga principal-viga secundaria

Figura 187: Conexión viga principal-viga secundaria



Se sugiere conectar con platinas de metal.

d. Poste-suelo

Tabla 38: Distancia de embotamiento.

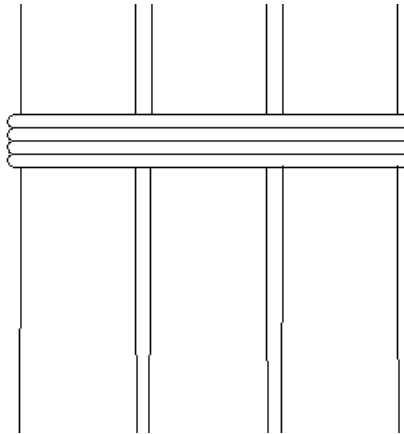
DISTANCIAS DE EMPOTRAMIENTO	
LONGITUD DE POSTE	DISTANCIA DE LA BASE A LA LINEA DE TIERRA
6.00 MTS. (20 PIES)	1.22 MTS. (4 PIES)
7.63 MTS. (25 PIES)	1.53 MTS. (5 PIES)
9.00 MTS. (30 PIES)	1.68 MTS. (5.5 PIES)
10.67 MTS. (35 PIES)	1.83 MTS. (6 PIES)
12.20 MTS. (40 PIES)	1.83 MTS. (6 PIES)
13.73 MTS. (45 PIES)	1.98 MTS. (6.5 PIES)
15.25 MTS. (50 PIES)	2.14 MTS. (7 PIES)
16.78 MTS. (55 PIES)	2.29 MTS. (7.5 PIES)
18.30 MTS. (60 PIES)	2.44 MTS. (8.0 PIES)

Fuente: (Lignum, 2011)

La distancia de empotramiento mínimo es de 6 pies o 1.83 para el poste elegido. No habrá problema si se empotra más, pues los momentos flectores disminuirán únicamente.

e. **Poste-poste.** Los postes serán confinados para crear un solo elemento por lazo. También podrían confinarse por el mismo cable utilizado para atirantar el puente. Para que actúe monolíticamente, se sugiere

Figura 188: Conexión poste-poste



9. Geometría final del puente. Como en la geometría final, el poste queda en medio de la estructura-y por ende el río pasaría por él. Se ha dispuesto duplicar la estructura y únicamente ponerlas contiguas. Como se estableció anteriormente en el capítulo de Puentes Atirantados, en la sección de Puentes Multi-Luz, los puentes atirantados pueden estar conectados únicamente en la rodadura, por lo que no habría ningún problema.

A continuación, diferentes vista de cómo quedaría el puente armado:

Figura 189: Vista uno

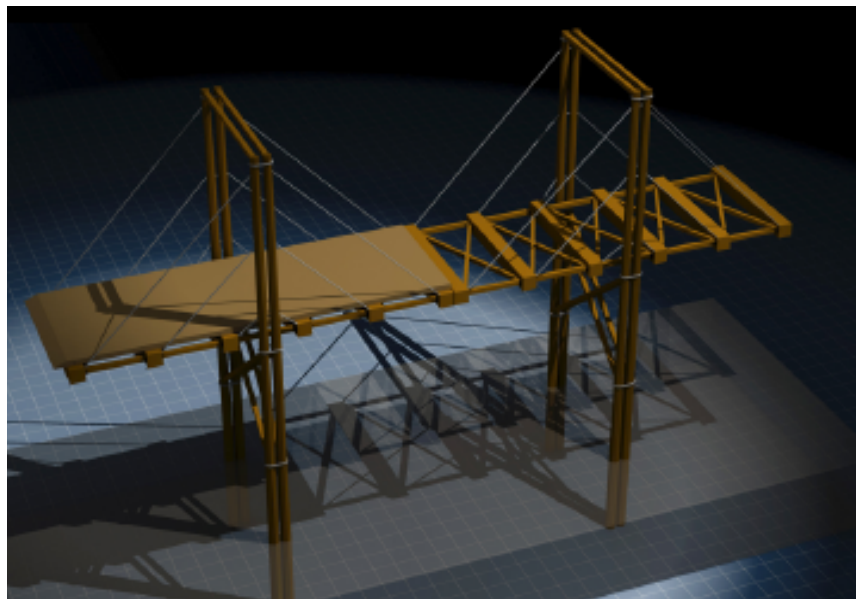


Figura 190: Vista dos

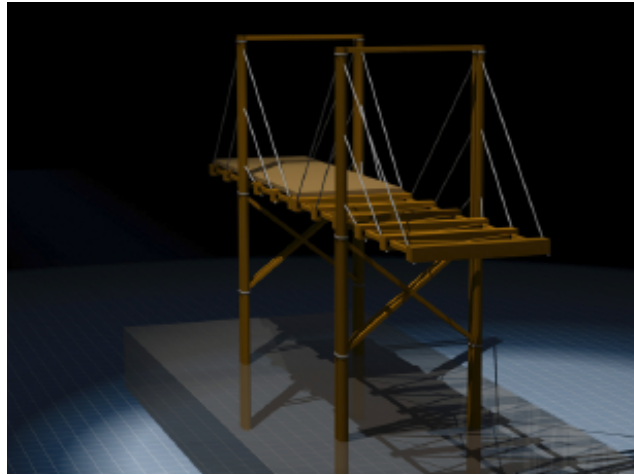


Figura 191: Vista tres

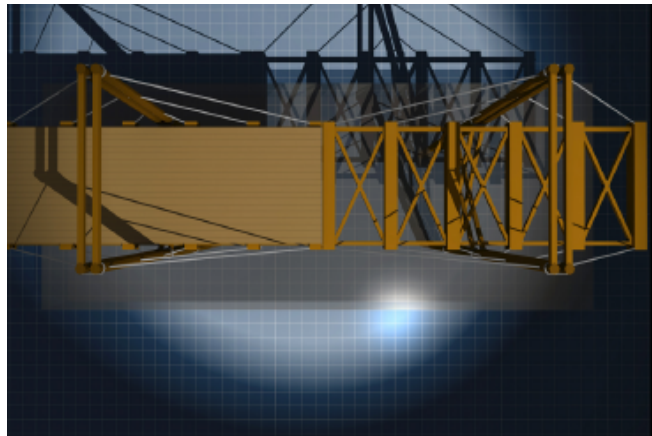


Figura 192: Vista cuatro

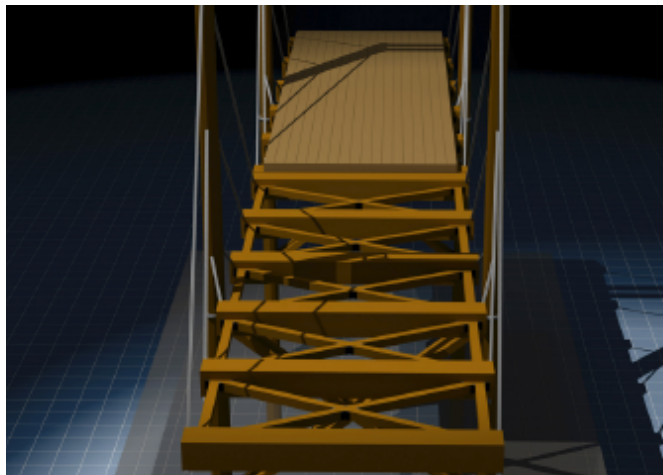


Figura 193: Vista cinco



Figura 194: Vista seis

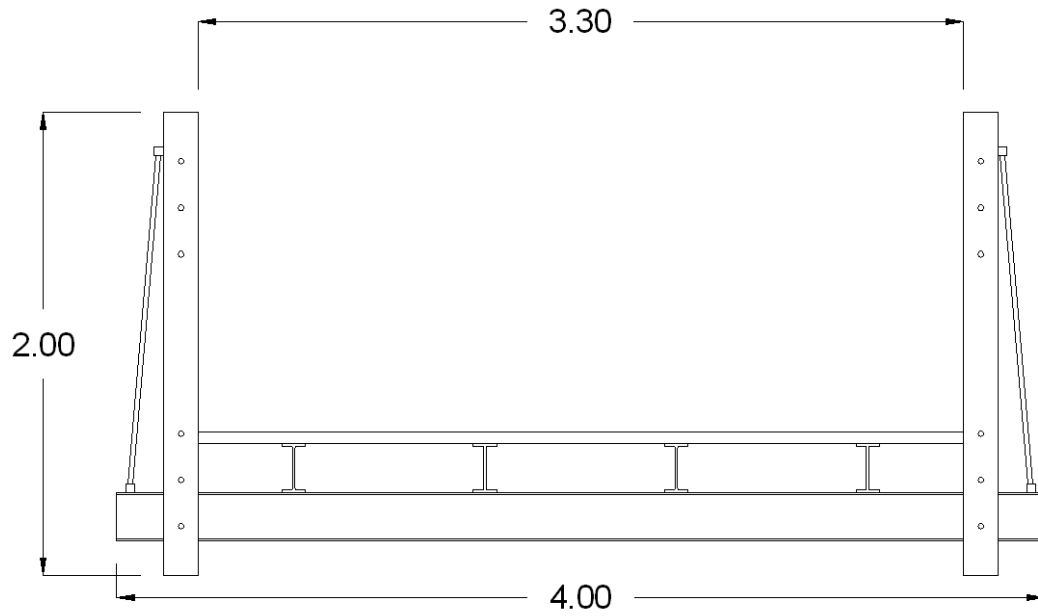


G. Propuesta de puente de emergencia en acero

1. Generalidades. La propuesta de puente de emergencia está basada en un puente de 20 metros de luz hecho completamente de acero. Para hacer este puente factible en nuestro medio se decidió utilizar perfiles de acero y componentes hechos de acero que se encuentran en nuestro país, para que este se pueda hacer en Guatemala y no recurrir a la importación de productos al extranjero. El puente está hecho con: perfiles WF, perfiles de tubo cuadrado, platinas, superficie de rodadura y pernos de alta resistencia.

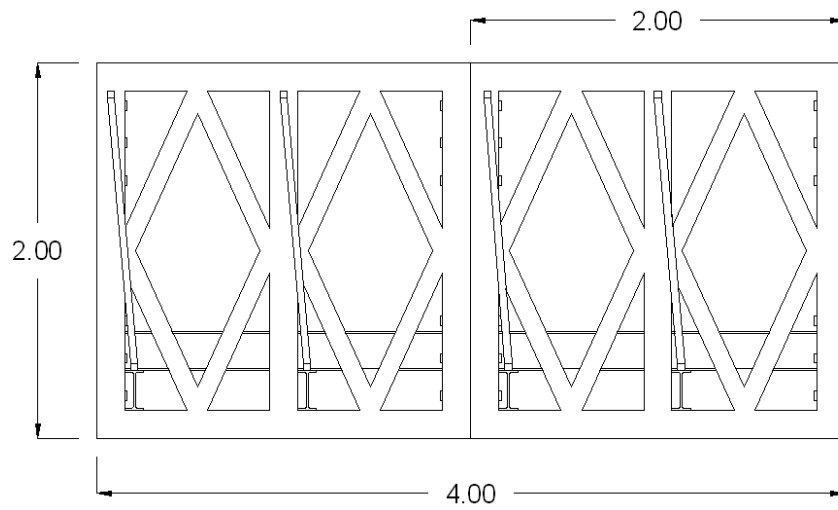
2. Vista de sección

Figura 195: Vista de sección puente de emergencia de acero.



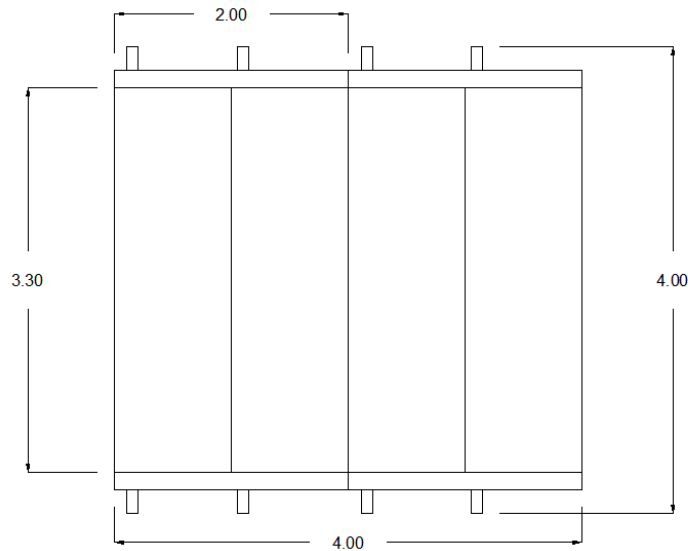
3. Vista de elevación

Figura 196: Vista de elevación de un puente de emergencia en acero



4. Vista de planta

Figura 197: Vista de planta puente de emergencia de acero

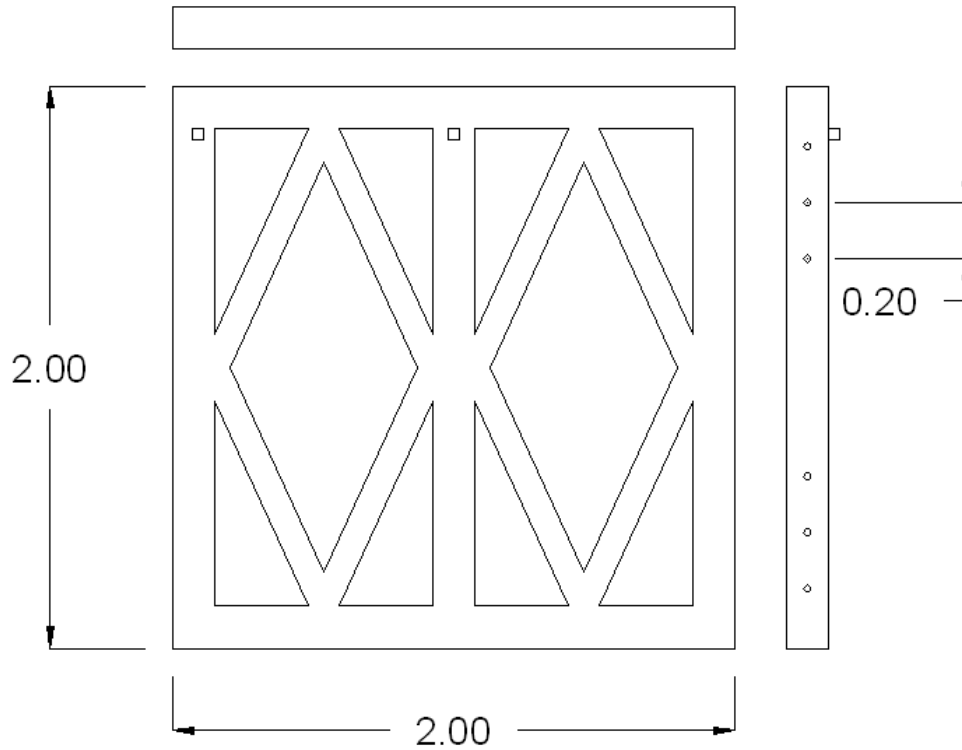


5. Partes y detalles de la propuesta de puente de emergencia

a. **Panel.** El panel es el elemento principal del puente. Está hecho de perfiles de acero de tubo cuadrado y mide 2 metros de largo y 2 metros de alto, teniendo un espacio de 0.2 metros entre los seis pernos con los cuales se conectan los paneles.

Dentro del cuadrado que se forma se encuentran dos formas de rombos y un perfil vertical para mayor resistencia. Estos paneles se conectan con pernos de alta resistencia, los cuales trabajan a corte para soportar los vehículos que transitan sobre el puente y dependiendo de la longitud que se quiera abarcar así será el número de paneles que serán conectados. Estos paneles funcionan como las vigas principales de la estructura del puente, los cuales se colocaran como dos vigas principales, paralelas, donde en medio de las dos filas de paneles transitarán los vehículos. A estos paneles se le conectan las vigas secundarias A. En la parte superior izquierda y central aparece un cubo pequeño con un agujero en el centro, el cual conecta el panel con el bastón, del cual se mencionará más abajo.

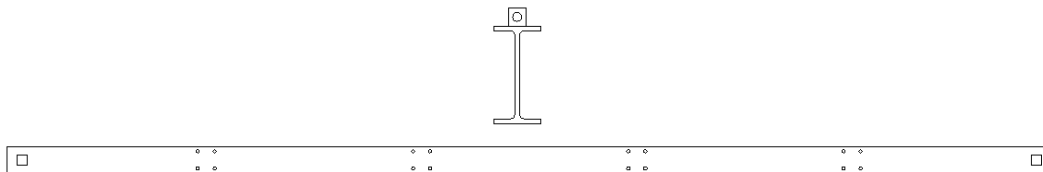
Figura 198 Panel de acero



b. Vigas secundarias

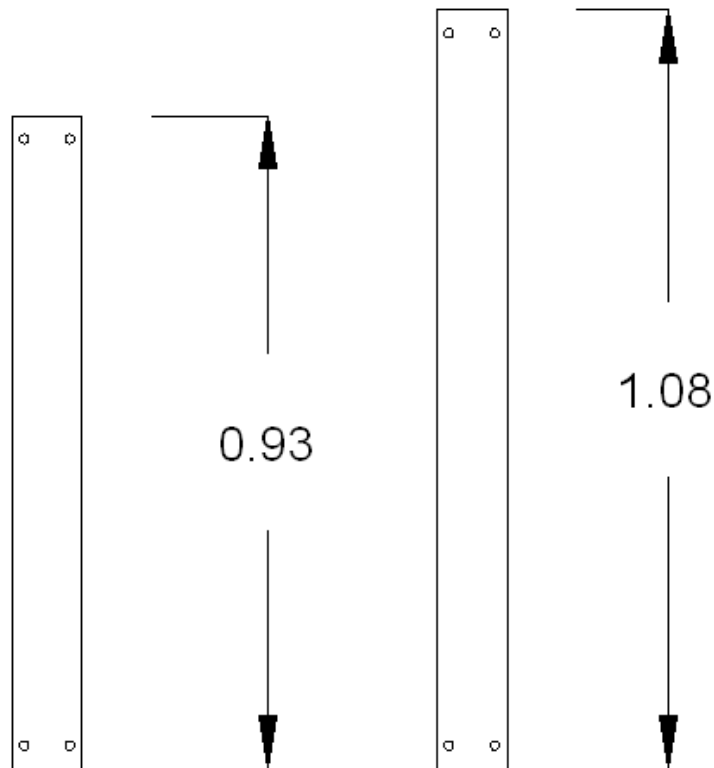
1) **Vigas secundarias A.** Este tipo de vigas son perfiles WF y son conectadas directamente a las dos filas de paneles por medio de pernos. Poseen dos cubos de acero en sus extremos que sirven para conectar estas vigas con los paneles en la parte superior, como se explicará más abajo, y tiene hoyos en su patín superior que sirven para conectar, por medio de pernos, con las vigas secundarias B.

Figura 199: Viga secundaria A



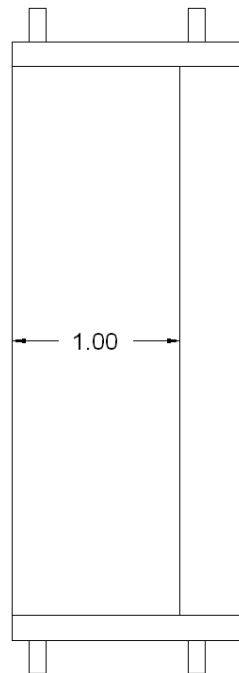
2) **Vigas secundarias B.** Este tipo de vigas se conectan, por medio de pernos de alta resistencia, a las vigas secundarias A, y son el último soporte antes de la superficie de rodadura de acero. Son vigas WF y poseen hoyos en los patines para ser conectadas. Hay 2 largos de vigas secundarias B diferentes, esto se debe a que las distancias no son las mismas debido a que los paneles cuando se conectan tienen dos perfiles de tubo cuadrado juntos, lo cual aumenta la distancia, lo que nos quiere decir que uno será exactamente 0.15 metros más largo que el otro.

Figura 200: Vigas secundarias B



c. Superficie de rodadura. Consiste en planchas de acero de alta resistencia, las cuales son fijadas a las vigas secundarias B y son estas sobre las cuales transitan los vehículos. Estas planchas son de 3.30 metros de largo y de 1 metro de ancho y poseen hoyos para pernos que se fijan para que queden las planchas. Estos hoyos son 8 por plancha y sirven solo para fijar la misma con la viga secundaria B.

Figura 201: Superficie de rodadura



d. Bastón. Es un pequeño perfil de tubo cuadrado el cual conecta el extremo de una viga secundaria A con la parte superior del panel sobre la cual está colocada la viga antes mencionada.

Cuando el puente se construya y entre en servicio, las vigas principales del puente, que son los paneles conectados entre sí, trabajarán a flexión, lo cual quiere decir que la parte superior de estos paneles estarán a compresión y por ende está sujeto a pandeo lateral. Este fenómeno de inestabilidad puede ocurrir antes que la armadura falle por flexión o corte. Por lo que el objetivo de estos bastones es estabilizar lateralmente el miembro comprimido con estos elementos intermedios. La fuerza para diseñar estos bastones es muy pequeña ya que es alrededor de 4% de la fuerza total de compresión.

e. Platinas y pernos. Las platinas sirven para conectar las vigas secundarias B a lo largo del puente. Debido a que cada viga empieza, termina y se conecta en medio patín de la viga secundaria A se decidió colocar esta platina para tratar de que estas vigas trabajen monolíticamente a lo largo del puente y así no transmitir las cargas solamente hacia medio patín.

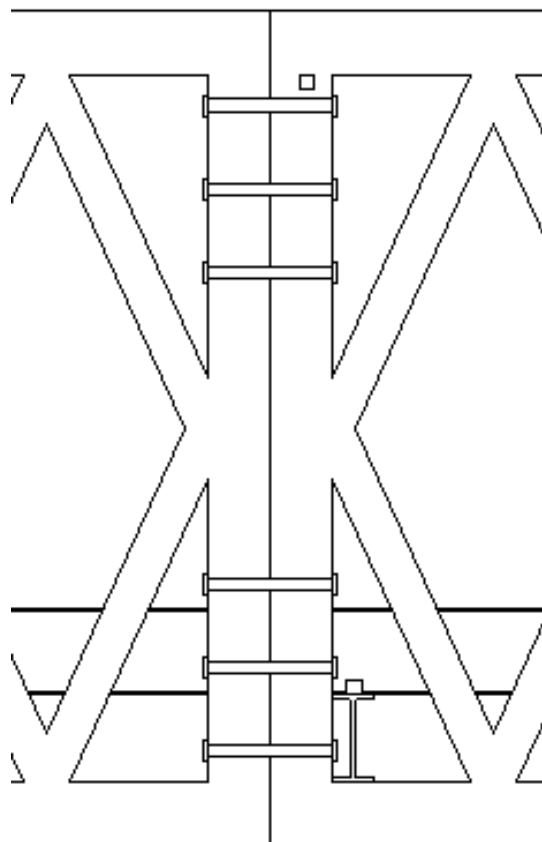
Los pernos son utilizados para conectar todas las piezas del puente y son de alta resistencia.

Se eligieron pernos ya que como es un puente de emergencia y se tiene que armar lo más rápido posible en el lugar donde este se va a colocar, los pernos representan la mejor forma de conexión ya que es la más resistente combinada con la más eficiente en su armado.

6. Detalles específicos de la propuesta de puente de emergencia

a. Conexión entre paneles

Figura 202: Conexión entre paneles

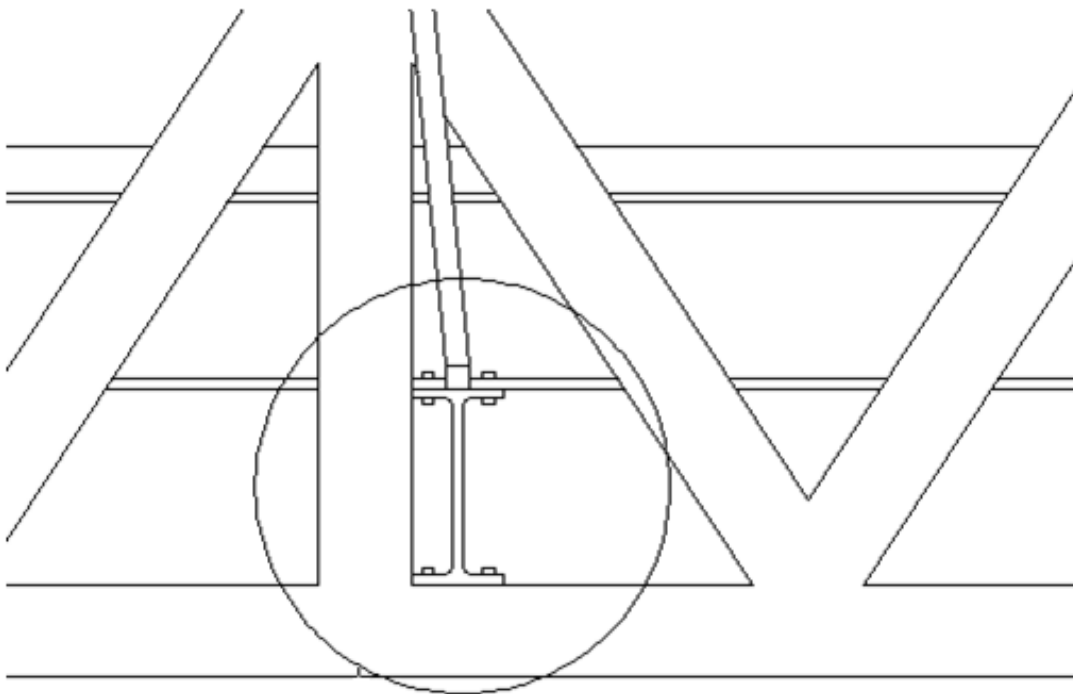


La figura muestra cómo sería una vista “transparente” viendo los 6 pernos conectados entre cada panel. Debido a que los paneles están sometidos a flexión, la parte inferior de

cada panel se separará haciendo que los pernos de la parte inferior no trabajen adecuadamente. Debido a esto se debe colocar una platina en la parte inferior de cada conexión entre paneles, fijada con pernos, para obligar a la estructura a trabajar siempre unida. También se debería de colocar platinas entre el perfil de tubo cuadrado y los pernos. Esto es debido a que como los pernos unen tubos cuadrados y estos están huecos por dentro, todo el esfuerzo recae en el espesor de los tubos cuadrados, entonces las platinas sirven para aumentar el área para la transmisión de esfuerzos.

b. Conexión entre vigas secundarias A y B

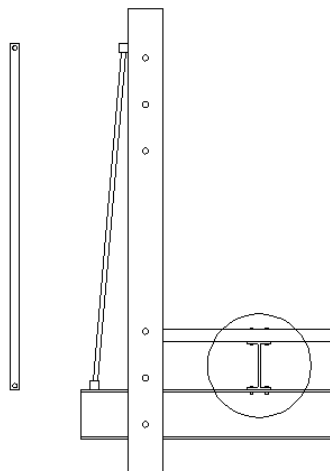
Figura 203: Conexión entre vigas secundarias A y B



Esta conexión consiste en dos pernos entre el panel y la viga secundaria A; y 4 pernos, 2 en cada lado del patín, entre vigas secundarias A y B

c. Conexión entre viga secundaria B y superficie de rodadura y conexión de bastón

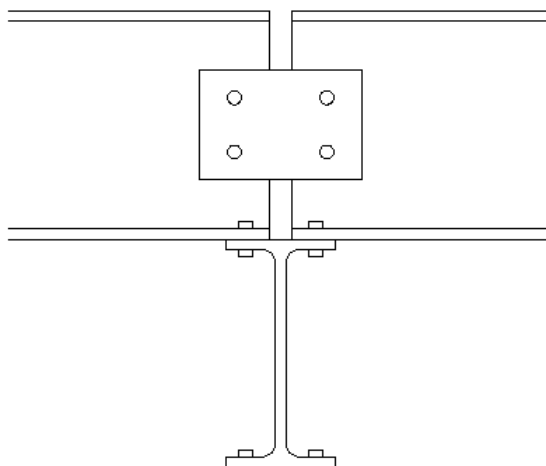
Figura 204: Conexión entre viga secundaria B y superficie de rodadura y conexión de bastón



La conexión entre vigas consta de 4 pernos, dos en cada patín, igual que la conexión de la viga con la superficie de rodadura. Se puede observar también el bastón y su conexión por medio de pernos del extremo de la viga secundaria A y la parte superior del panel.

d. Conexión entre vigas secundarias B

Figura 205: Conexión entre vigas secundarias B



Esta conexión se da por medio de una platina con 4 pernos, conectando cada alma de cada perfil, como se puede observar en la figura.

7. Análisis estructural

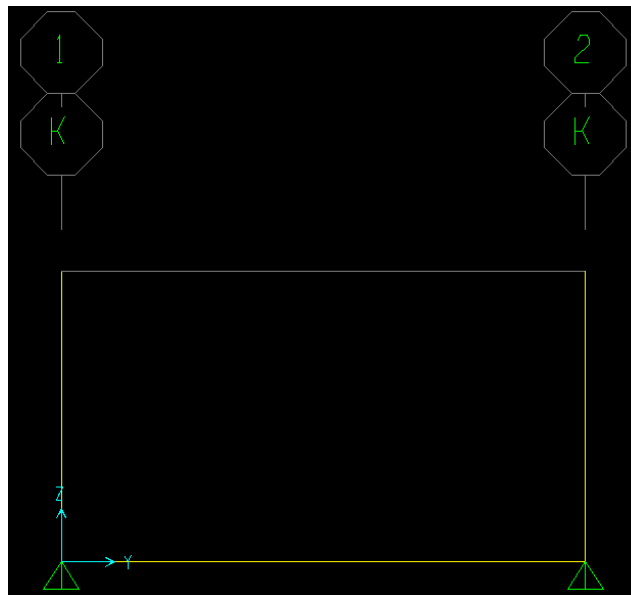
a. Generalidades. Para hacer el análisis estructural se utilizó un software especializado en estructuras para correr el modelo y poder diseñarlo.

Se procedió a construir el modelo simulando la misma geometría mencionada anteriormente, incluso se utilizaron perfiles de acero empezando y terminando donde debieran, es decir, por ejemplo en un panel en la parte superior se colocó un perfil de 2 metros, no un perfil de 20 metros de apoyo a apoyo. Se asumió un puente modular de 20 metros de largo con apoyos articulados en cada una de sus cuatro esquinas. Como se puede observar en la siguiente imagen, se configuró el puente con sus paneles modulares en cada lado y unidos por medio de las vigas secundarias A y éstas a su vez con las vigas secundarias B.

8. Vistas del puente en software de estructuras

a. Vista frontal

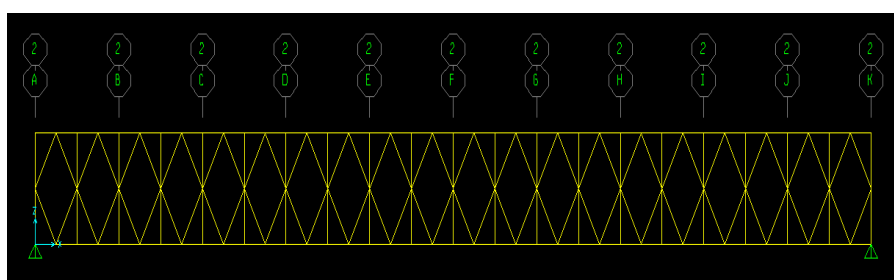
Figura 206: Vista frontal en software de estructuras



En esta vista podemos apreciar los apoyos articulados de la estructura, modelados en la parte inferior de color verde, así como también los ejes globales de la estructura en el parte inferior izquierda. Las líneas amarillas representan perfiles de la estructura y las líneas grises representan las líneas de la grilla utilizada para dibujar la estructura en el software. También podemos ver que del lado superior aparecen números y letras, los cuales nos indican los ejes de esta vista de la estructura.

b. Vista lateral

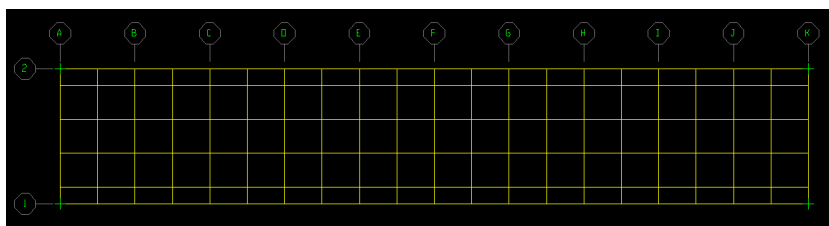
Figura 207: Vista lateral en software de estructuras



En esta vista podemos apreciar los apoyos articulados de la estructura, modelados en la parte inferior de color verde, así como también los ejes globales de la estructura en el parte inferior izquierda. Las líneas amarillas representan perfiles de la estructura. También podemos ver que del lado superior aparecen números y letras, los cuales nos indican los ejes de esta vista de la estructura.

c. Vista en planta

Figura 208: Vista en planta en software de estructuras

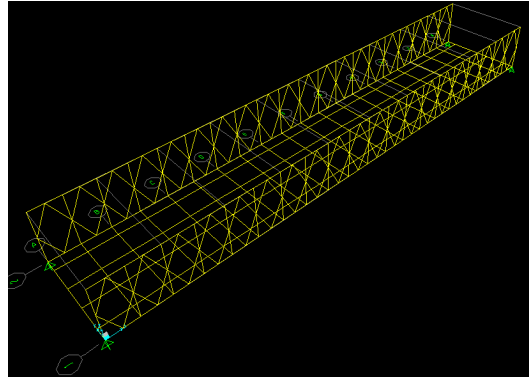


En esta figura podemos apreciar los ejes globales de la estructura en el parte inferior izquierda. Las líneas amarillas representan perfiles de la estructura. También podemos

ver que del lado superior e izquierdo aparecen números y letras, los cuales nos indican los ejes de esta vista de la estructura.

d. Vista en tercera dimensión

Figura 209: Vista en tercera dimensión en software de estructuras



9. Cargas. Para el proceso de diseño se utilizó el camión de diseño de AASHTO, mencionando en el primer capítulo del presente trabajo. Este camión posee tres ejes, los cuales aplican cargas al pavimento de 35 kN, 145 kN y 145 kN respectivamente.

Se colocaron las cargas del camión de diseño de modo que el segundo eje del camión estuviera al centro del puente, esto debido a que se trato de diseñar buscando el momento máximo de las vigas del puente. Como las vigas secundarias B son las que sostienen a la superficie de rodadura se dividió en 4 la carga puntual para colocar cada cuarta parte en cada viga secundaria B en ese tramo. Cabe mencionar que se utilizó la filosofía de diseño LRFD multiplicando la carga muerta y viva por sus respectivos factores (1.2 y 1.6 respectivamente), esta multiplicación se colocaba como una combinación de carga en el software y este lo hacía automáticamente.

a. **Carga muerta.** Para la carga muerta del puente el programa se configuró para tomar en cuenta el peso propio de cada perfil, para tener el peso propio de toda la estructura.

La única carga que se le añadió fue la carga de la losa de acero inmediatamente arriba de las vigas secundarias B. Se asumió una plancha de acero de media pulgada

(0.0127 metros). Las dimensiones de cada plancha de acero son de 1 metro de largo y 3.3 metros de ancho.

$$\text{Volumen de Plancha} = 1\text{m} * 3.3\text{m} * 0.0127\text{m} = 0.04\text{m}^3$$

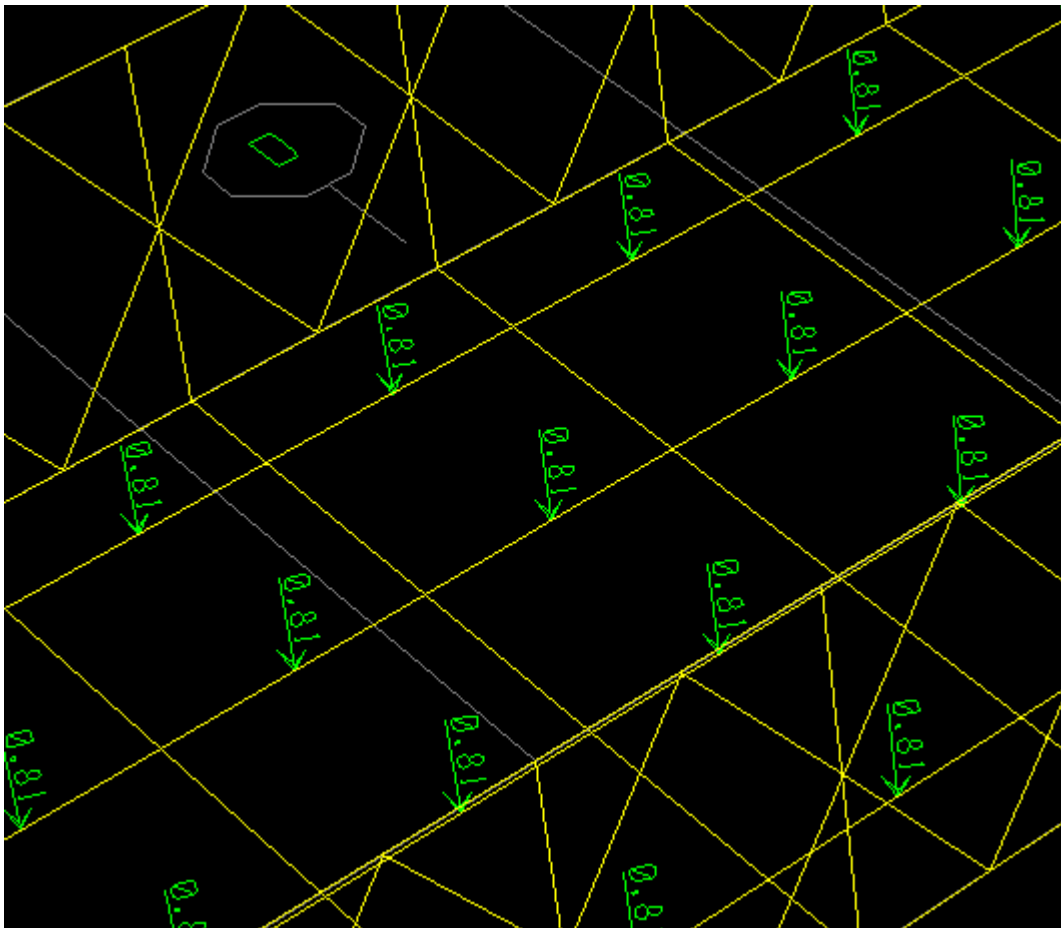
$$\text{Masa de Plancha} = \text{Volumen} * \text{Densidad de Acero} = 0.04\text{m}^3 * 7,850\text{kg/m}^3 = 329\text{kg}$$

$$\text{Peso de Plancha} = 329\text{kg} * 9.81\text{m/s}^2 = 3.23\text{kN}$$

$$\text{Peso en cada Viga} = \frac{3.23\text{kN}}{4} = 0.81\text{kN}$$

Por lo que se utilizó una carga de 0.81 kN en cada tramo de la viga para simular el peso de las planchas de acero que forman la superficie de rodadura.

Figura 210: Vista en tercera dimensión de la carga de la plancha de acero de la superficie de rodadura



b. **Carga viva.** Para la carga viva del camión se utilizó, como se mencionó anteriormente, el camión de diseño de la AASHTO. Cabe mencionar que se utilizó la filosofía de diseño LRFD multiplicando la carga muerta y viva por sus respectivos factores (1.2 y 1.6 respectivamente), esta multiplicación se colocaba como una combinación de carga en el software y éste lo hacía automáticamente. Por lo que las cargas quedaron de la siguiente forma:

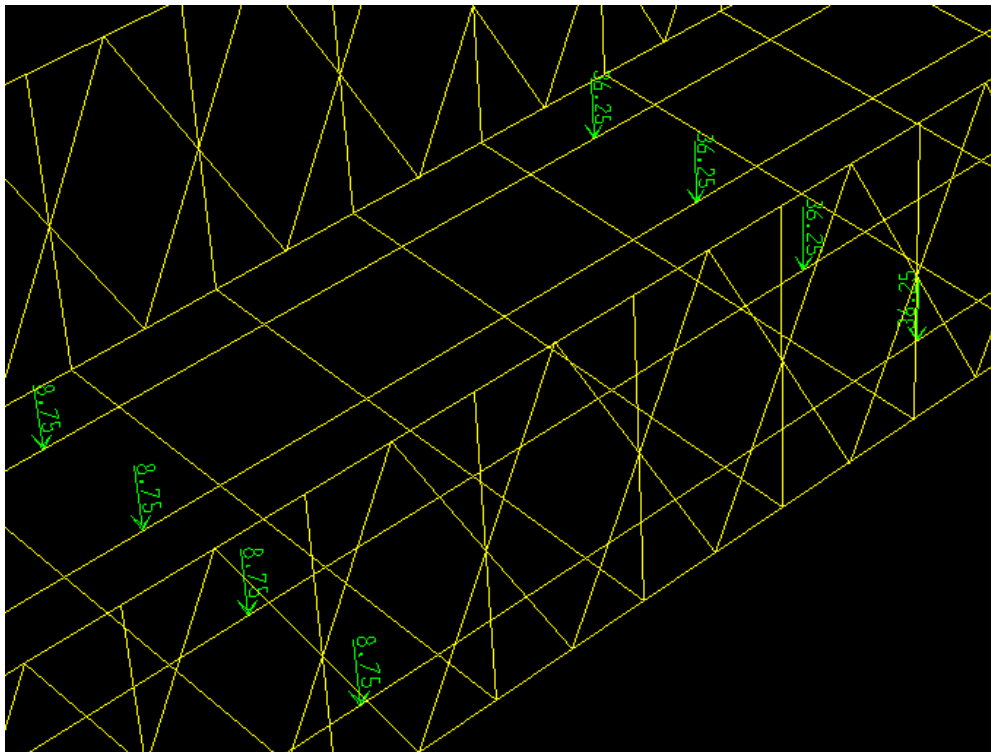
Carga 35kN:

$$Carga\ por\ Viga = \frac{Carga}{4} = \frac{35kN}{4} = 8.75kN$$

Carga 145kN:

$$Carga\ por\ Viga = \frac{Carga}{4} = \frac{145kN}{4} = 36.25kN$$

Figura 211: Vista en tercera dimensión de la carga viva del camión de AASHTO.



10. Diseño de elementos estructurales

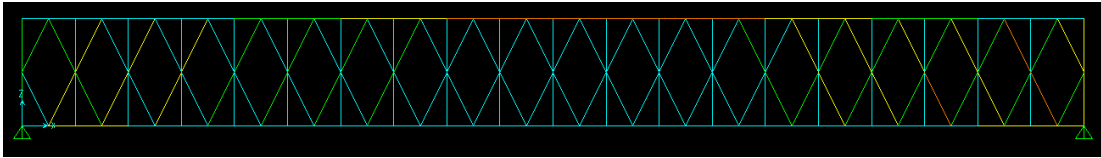
Para facilitar el diseño se dispuso, antes de diseñar, que el panel sería un perfil de tubo cuadrado y las vigas secundarias serían perfiles WF, por lo que se procedió de esta forma al empezar el diseño. El diseño fue básicamente a base de ensayo y error, quiere decir que se probó con un perfil de cada tipo y se empezó a tratar de optimizar la estructura hasta lograr obtener un perfil eficiente.

a. Diseño del panel. Se dispuso hacer el panel de perfil de tubo cuadrado, por lo que se procedió a encontrar un panel que pudiera resistir los esfuerzos requeridos por las cargas de diseño.

El diseño del panel es muy particular debido a que, como el puente es modular, tiene que tener las cualidades necesarias para poder resistir los esfuerzos soportados no importando en donde se colocara el panel. Esto quiere decir que, como es un puente modular, puede ser que alguna vez que se arme un panel esté en el centro del claro del puente, pero la siguiente vez que se arme este mismo panel sea el primer panel colocado arriba del apoyo. Así que se tuvo que diseñar para estos propósitos.

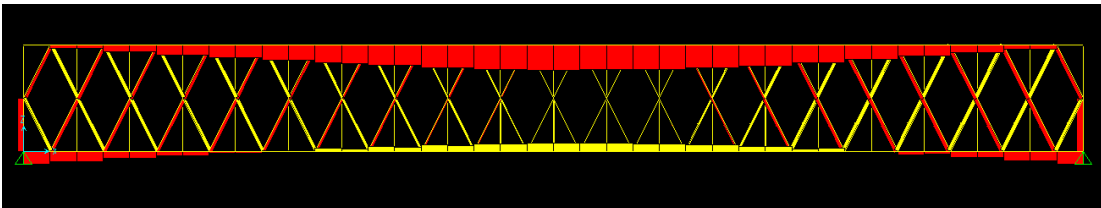
Después de hacer el análisis estructural en el software se llegó al primer problema del análisis. En los paneles del centro, el perfil que soporta más esfuerzos es el perfil superior, mientras que los demás no soportan mucho esfuerzo. En los paneles de los extremos (sobre los apoyos) la situación cambia, siendo los perfiles de los rombos de en medio, el perfil inferior (el único panel que tiene grandes esfuerzos en este perfil) y el perfil vertical inmediatamente arriba del apoyo los que soportan más esfuerzos, y los demás perfiles se mantienen sin soportar grandes esfuerzos. En los paneles entre los extremos y el centro podemos encontrar grandes esfuerzos en el perfil superior, así como también en dos perfiles de los rombos interiores. En la siguiente figura se puede apreciar mejor este párrafo. En donde el color celeste significa que se está utilizando entre 0% a 50% la capacidad de este perfil, verde entre el 50% y el 70%, amarillo entre el 70% y el 90% y rojo por arriba del 90%.

Figura 212: Vista lateral de esfuerzos en los paneles.



Por lo que en resumen se tuvo que diseñar para grandes esfuerzos en casi todos los perfiles. Cabe mencionar que el perfil vertical en medio de cada panel es el elemento que menos esfuerzos soportaba, por lo que nunca fue un elemento crítico. En la siguiente ilustración podemos ver las fuerzas axiales de los paneles, siendo las zonas rojas de compresión y las zonas amarillas de tensión. Como se puede apreciar en el diagrama el perfil de arriba se comporta netamente a compresión, mientras que la parte central del perfil inferior se comporta a tensión. Esto ocurre debido a que este sistema se comporta como una viga a flexión, donde la parte superior se comprime y la parte inferior se tensa. También podemos ver que cerca de los apoyos, el perfil de abajo se comprime. Cabe mencionar que los perfiles críticos a la hora de diseñar fueron los que están de rojo y por ende a compresión.

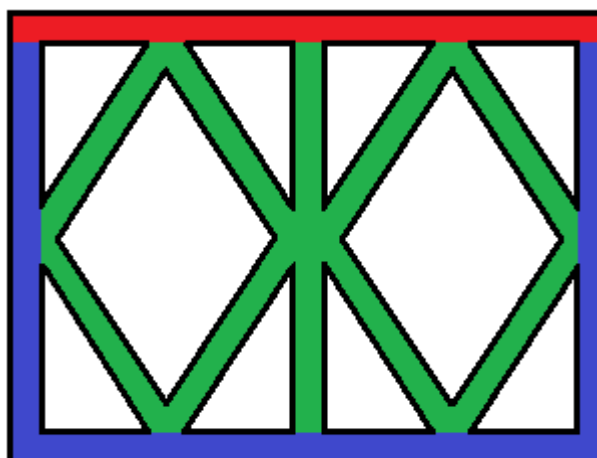
Figura 213: Diagrama de fuerzas axiales en los paneles



Después de hacer el análisis estructural del panel y probar diferentes perfiles para llegar a una solución eficiente se llegó a la conclusión de usar los siguientes perfiles:

- El perfil superior, en rojo: HSS 5 x 5 x 1/4
- El perfil inferior, derecho e izquierdo, en azul: HSS 5 x 5 x 3/16
- Perfiles interiores, de color verde: HSS 2 x 2 x 1/8

Figura 214: Diagrama de perfiles del panel



b. Diseño de vigas secundarias. Para el diseño de las vigas secundarias A y B se trató de encontrar un perfil WF el cual fuera el mismo para las dos vigas.

La razón de esto fue debido a que se buscó tratar de depender, a la hora de la construcción, de un solo perfil y no diseñar con varios perfiles a la vez, lo cual disminuiría la rapidez de construcción. Las cargas de diseño (cargas vivas y muertas) se aplicaron a las vigas secundarias B, para simular que estas son las que transmiten las cargas hacia las vigas secundarias A y estas, a su vez, a los paneles. Después del respectivo análisis estructural se llegó a la conclusión de la utilización del siguiente perfil:

- Vigas secundarias A y B: WF 6 x 9

c. Diseño de bastón. El bastón es una pieza que no representa una pieza que esté sujeta a grandes esfuerzos, por lo que se decidió utilizar un perfil igual a los perfiles utilizados en el interior del panel:

- Bastón: HSS 2 x 2 x 1/8

d. Diseño de pernos. Para diseñar los pernos de los paneles se utilizará la ilustración 30, concretamente en la sección de cortante permisible y conexión tipo aplastamiento.

Ya que los pernos que unen los paneles trabajan netamente a corte se deben diseñar para este fin. Se utilizan los pernos A325, y estos resisten esfuerzos de hasta 15,000 psi y

como se utilizan 6 pernos, estos tienen la responsabilidad de soportar todo el corte transmitido entre paneles. Para obtener el corte real soportado se utilizó el software de estructuras, en el cual se buscó en el área de fuerza axial. Debido a que los paneles están sujetos por pernos unos con otros, y en el software no se indicó esta unión se buscó la mayor fuerza axial entre paneles, que será el corte máximo, el cual dio como resultado 581.8 kN. Así que se prosiguió de la siguiente forma:

$$\frac{581.8 \text{ kN}}{6 \text{ pernos}} = \frac{96.96 \text{ kN}}{\text{perno}}$$

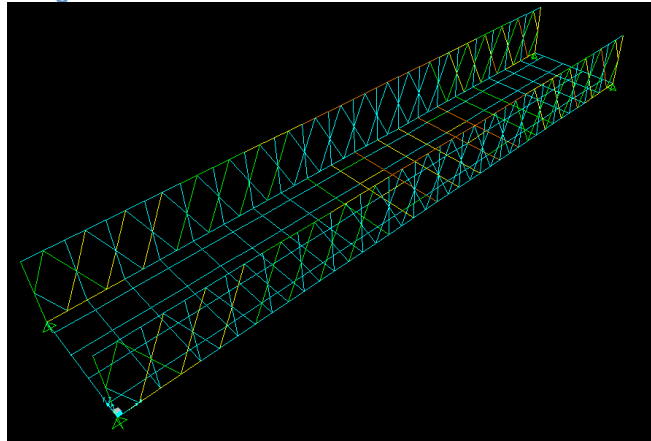
Tabla 39: Fuerza soportada por pernos

Diámetro (pulg)	Area (pulg²)	Fuerza soportada (lb)	Fuerza soportada (kN)
1/8	0.01	184.08	0.82
1/4	0.05	736.31	3.28
3/8	0.11	1,656.70	7.37
1/2	0.20	2,945.24	13.10
5/8	0.31	4,601.94	20.47
3/4	0.44	6,626.80	29.48
7/8	0.60	9,019.81	40.12
Continuación Tabla #19			
1	0.79	11,780.97	52.40
9/8	0.99	14,910.29	66.32

10/8	1.23	18,407.77	81.88
11/8	1.48	22,273.40	99.08
12/8	1.77	26,507.19	117.91
13/8	2.07	31,109.13	138.38

Por lo que si se necesita resistir una fuerza de 96.96 kN por cada perno entonces se tomó la opción de pernos de 11/8 pulg (1.375 pulg) de diámetro. Debido a que los demás pernos solo están colocados para fijar los elementos que unen se tomó la decisión de colocar pernos de 1/2 pulg (0.5 pulg) de diámetro.

Figura 215: Vista de esfuerzos en tercera dimensión



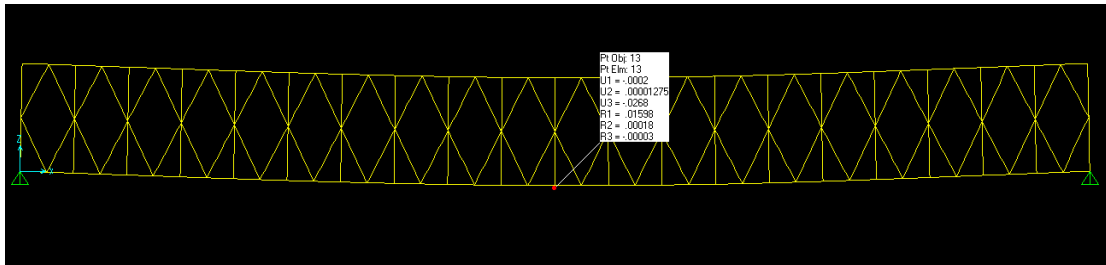
e. **Deformaciones.** Como cualquier otra estructura, esta tiene que cumplir con los requerimientos de la deflexión. Existen dos requerimientos los cuales hay que cumplir, el primero es que la deflexión real por carga muerta y viva no debe ser mayor a L dividido entre 260 y segundo, la deflexión por solamente la carga viva no debe ser mayor a L dividido entre 360.

$$\delta_{max1} = \delta_{M+V} = \frac{L}{260} = \frac{20\text{ m}}{260} = 0.08\text{ m}$$

$$\delta_{max2} = \delta_V = \frac{L}{360} = \frac{20\text{ m}}{360} = 0.06\text{ m}$$

Para poder obtener las deflexiones por este tipo de cargas se opta por utilizar el software otra vez. Primero tomamos en cuenta solo carga viva y muerta.

Figura 216: Deflexión máxima por carga muerta y viva



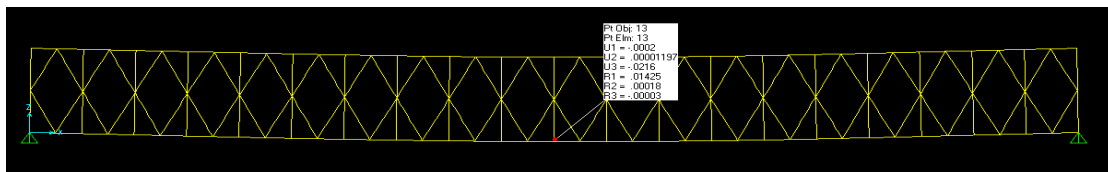
El análisis estructural del software nos indica que la deformación por carga viva y muerta es de 0.0268 metros.

$$\delta_{M+V} > \delta_{Real}$$

$$0.08 > 0.0268 \text{ OK}$$

Después de haber obtenido una deflexión por carga viva y muerta satisfactoria, se procede a obtener la deflexión solo por carga viva.

Figura 217: Deflexión máxima por carga viva

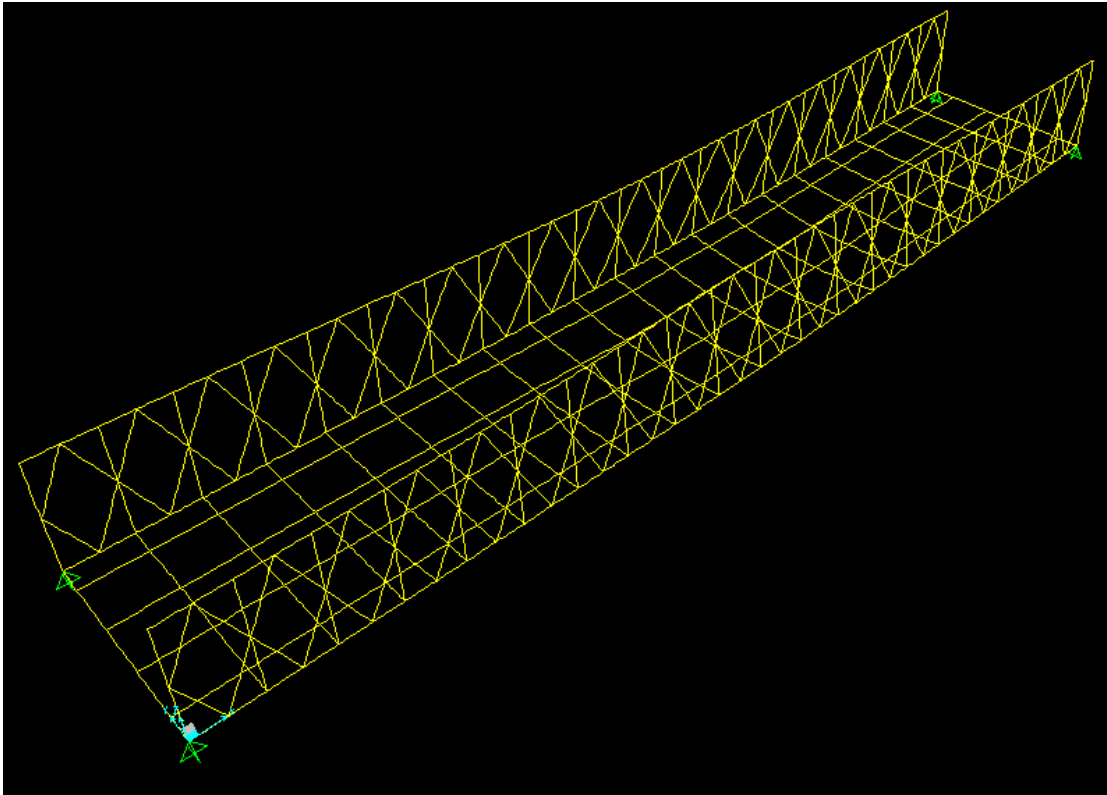


El análisis estructural del software nos indica que la deformación por carga viva es de 0.0216 metros.

$$\delta_V > \delta_{Real}$$

$$0.06 > 0.0216 \text{ OK}$$

Figura 218: Deflexión máxima por combinación de cargas en tercera dimensión



11. Apoyos. Para modelar la estructura se utilizaron apoyos articulados en las cuatro esquinas del puente. Hay que recordar que la estructura del puente esta soportada por los paneles, los cuales son los únicos elementos de la estructura que tocan el suelo. Se asumió que la estructura está colocada sobre un suelo que tiene una buena capacidad de soporte para soportar este puente y que también en el suelo donde el puente es apoyado no tiene riesgo de derrumbes, deslaves, etc.

Se podría aconsejar dos cosas: la primera sería fundir una especie de grada de concreto para poder apoyar el puente en la esquina que esta formaría, y la segunda sería colocar algunos tramos de puente antes de llegar al tramo “aéreo” del puente, logrando así un mejor desempeño, por ejemplo un panel en cada extremo del puente por cada 6 metros de tramo “aéreo” del puente. Debido a que este trabajo fue hecho exclusivamente desde el punto de vista de la superestructura no se trato el tema de apoyos.

12. Rampas de acceso. Las rampas de acceso pueden ser construidas con las planchas de acero de la superficie de rodadura siendo estas soportadas por algún perfil de acero.

También se podría llegar a fundir pequeñas rampas de concreto temporales, mientras esté colocado el puente de emergencia. Otra solución, vista en nuestro país, es colocar tierra y compactarla de un modo que quede una rampa que pueda soportar el paso de los vehículos. Todas las soluciones tienen que tomar en cuenta el ángulo de las rampas para no dañar los vehículos. Debido a que este trabajo fue hecho exclusivamente desde el punto de vista de la superestructura no se trató el tema de rampas de acceso.

13. Proceso constructivo. El proceso constructivo de la propuesta de este puente de emergencia es muy sencillo, lográndose armar en muy poco tiempo y sin mucha experiencia en construcción, logrando así los objetivos de los puentes de emergencia, siendo construido de una forma fácil y rápida para perder el menor tiempo posible. Se puede construir siguiendo los siguientes pasos para armar cada panel modular:

- Primero, se toman dos paneles y se colocan paralelos a una distancia entre ellos de 3.30 metros. Se colocan dos vigas secundarias A en su posición dentro de los paneles y se utilizan 2 pernos y 2 tuercas (8 pernos y 16 tuercas en total) y estos sirven para unir las vigas principales A con los paneles en los dos extremos de las vigas. Posteriormente se utiliza el bastón (4 bastones en total) para conectar el extremo de la viga secundaria A con la parte superior del panel, conectándolos con 2 pernos y 4 tuercas (8 pernos y 16 tuercas en total)

- Segundo, se procede a la colocación de las vigas secundarias B encima de las vigas secundarias A por medio de pernos y tuercas. Se colocan las 4 vigas secundarias B de 0.94 metros y las 4 vigas secundarias B de 1.05 metros encima, en sus posiciones. Recordar que las vigas de menor longitud se colocan a lo largo de entre el panel, mientras que las vigas de mayor longitud se colocan a lo largo de las conexiones entre paneles (la longitud es mayor debido a que como se conectan dos paneles estos tienen en la conexión dos tubos cuadrados, aumentando la longitud), colocando en total 16 pernos y 32 tuercas. Posteriormente se colocan las platinas entre cada viga secundaria B, utilizando en total 8 platinas, 32 pernos y 64 tuercas.

- Tercero, se procede a colocar las planchas de acero encima de las vigas secundarias B, colocándolas paralelamente al eje de las vigas secundarias B y utilizando

pernos para fijarlas a las mismas. Se utilizan 2 planchas por módulo en total y 8 pernos con 16 tuercas.

Tabla 40: Piezas del puente por módulo

	Fase constructiva				Total de Piezas por Módulo
	Primera	Segunda	Tercera	Cuarta	
Panel	2	-	-	-	2
Viga secundaria A	2	-	-	-	2
Bastón	4	-	-	-	4
Pernos	16	48	8	6	78
Tuercas	32	96	16	12	156
Viga secundaria B (0.925 m)	-	4	-	-	4
Viga secundaria B (1.075 m)	-	4	-	-	4
Plancha	-	-	2	-	2

- Cuarto, se procede a colocar el siguiente panel con el panel del modulo ya armado y se conectan con pernos. Cabe mencionar que los pernos de cerca de en medio de los paneles hay que colocarlos de diferente manera debido a que se tiene menor espacio disponible para maniobrar por la forma de rombo en el interior del panel. Aquí se tendría

que colocar primero el perno y después el siguiente panel, para después solamente colocar las tuercas y apretar las mismas.

14. Proceso de colocación. Existen varias formas de colocar un puente de emergencia, pero aquí se mencionará uno, el cual es bastante eficiente y simple. Básicamente consiste en la utilización de una grúa convencional, la cual puede llegar al sitio de colocación por sus propios medios, ya que el tipo de grúa que se utilizaría en este caso sería una grúa que pueda circular por las calles y carreteras del país y llegue al lugar de la colocación del puente.

Primero, para poder lograr esto, se necesita saber el masa del puente. El puente sería armado muy cerca del sitio de colocación y se utilizarían solo los paneles y las vigas secundarias A, ya que con esto se logra tener el menor peso para que sea cargado por la grúa, y después de su colocación, ya colocar manualmente otra vez las vigas secundarias B y la superficie de rodadura.

Tabla 41: Masa del panel

Panel	Alto y ancho (cm)	Área (cm ²)	Longitud (m)	Densidad del acero (kg/m ³)	Masa (kg)
HSS 5 x 5 x 1/4	12.70	28.66	2.00	7,850.00	45.00
HSS 5 x 5 x 3/16	12.70	21.67	6.00	7,850.00	102.08
HSS 2 x 2 x 1/8	5.08	5.64	5.66	7,850.00	25.04
				TOTAL	172.12

Tabla 42: Masa de vigas secundarias A

Vigas	Peso Lineal (lb/m)	Longitud (m)	Masa (kg)
W 6 x 9 (Viga secundaria A)	93.28	8.00	338.58

Por lo que la masa total unitaria por cada dos metros quedaría de la siguiente forma:

$$\text{Masa total} = 2 * 172.12 \text{ kg} + 338.58 = 682.82 \text{ kg} = 0.75 \text{ ton}$$

La masa unitaria de colocación del puente por cada dos metros es 0.75, esto quiere decir que para levantar todo el puente y colocarlo sería necesario encontrar una grúa la cual pudiera levantar 15 toneladas y conseguir este tipo de grúa en nuestro medio es muy factible. Por si la longitud del puente fuera excesivo se podría utilizar dos grúas, una en cada extremo del puente, y lo único que faltaría sería utilizar pernos para unir los paneles.

El segundo factor a considerar es el radio de operación de la grúa. Si se utiliza una grúa ésta cargaría en el centro de masa del puente, que sería a los 10 metros del mismo, mas unos 5 metros de terreno donde se ubicaría la grúa, esto nos daría un radio de operación de unos 15 metros, lo cual puede ser cubierto por una grúa convencional. Y si se diera el caso de dos grúas cargando 10 metros de puente, el radio de operación de la grúa se disminuiría 5 metros, llegando a un total de 10 metros, que sigue siendo una opción muy factible.

X. CONCLUSIONES

- Al diseñar, es importante mantener un balance entre lo creativo y lo práctico para lograr el diseño más eficiente con respecto al costo-efectividad de estructura.
- Las filosofías de diseño predominantes son las ASD y LRFD.
- El diseño preliminar de puentes debe incluir tanto factores de diseño como también factores geológicos, hidrológicos, condiciones del entorno, porque un puente puede fallar no solo por el diseño estructural sino también por factores externos que afecten la estructura.
- Es importante elaborar esquemas de diseño de puentes al tener que escoger entre varias opciones, pues al final, esto representa un ahorro ya que se utilizara el tipo de puente adecuado para cada situación.
- En Guatemala el tema de puentes de emergencia es de suma importancia debido a que el país es constantemente azotado por tormentas y afectada por una débil infraestructura vial. En el momento de perder conexión entre las redes viales el país queda completamente parado ya que esto interrumpe el transporte de bienes perecederos cultivados en Guatemala para exportación o consumo local, turismo del país y transporte de alimentos para comunidades y pueblos en general.
- En Guatemala el puente de emergencia más utilizado es el de tipo Bailey ya que es un modelo muy eficiente y el costo es razonable. El tipo de puente es extremadamente versátil por lo que se puede utilizar para luces largas y cortas mientras que en el caso de una luz corta puede resultar mejor utilizar un puente portátil de emergencia. En el país contamos con los materiales necesarios para la elaboración de la estructura por lo que puede resultar ser una estructura muy funcional.

- Existen una diversidad de puentes portátiles de emergencia con variaciones desde los materiales utilizados y sistemas de diseño, por ejemplo puentes Bailey, puentes de madera laminada, los puentes en tijera y los puentes modulares de acero.
- Un puente de emergencia es un puente temporal, por lo que no necesita estudios hidrológicos o geotécnicos. Las cargas laterales por lo tanto también son despreciables.
- Los puentes de emergencia suelen ser de medidas estandarizadas, modulares y fáciles de instalar.
- Guatemala cuenta con una enorme riqueza forestal, por lo que conseguir madera es relativamente fácil.
- Con la diversidad de materiales que tenemos a nuestra disposición en Guatemala se podrían utilizar varios tipos de puentes de emergencia como se hace alrededor del mundo.
- Según la norma NR-5 del AGIES, el tipo de estructura es utilitario y el nivel de Protección es I. También se establece que la carga muerta está compuesta por elementos estructurales permanentes y la para la carga viva se debe de utilizar el camión C3-esto debido al nivel de protección.
- Los puentes de emergencia portátiles como el diseñado en el caso de este trabajo de investigación son útiles para luces cortas donde se debe recuperar el paso de la forma más pronta. Este puede ser transportado con el uso de un cabezal con plataforma al sitio de uso y ser instalado simplemente apoyándolo sobre las bases existentes. En algunos casos podría ser útil en caso de tener un puente de mayores capacidades en camino. En el caso de un Bailey donde las estructuras deben de ser fabricadas y transportadas puede tardarse entre 2 y 10 días dependiendo del caso. Por el otro lado en el caso de los puentes portátiles de emergencia pueden estar contruidos para solamente transportarlos y habilitar el paso aun que sea con capacidad de un carril de forma temporal.
- Un material como la madera laminada proporciona a los ingenieros, arquitectos y a todos aquellos profesionales que estén involucrados en la construcción, una nueva y extensa gama de posibilidad en el desarrollo de soluciones. Debido que

las demandas actuales de carga van en aumento nuevas tecnologías deben de seguir surgiendo para lograr cumplir con los requisitos actuales de las normas.

- Debido a propiedades de la madera laminada (material liviano, alta resistencia y uso de elementos prefabricados), se pueden lograr proyectos económicos y fáciles de desarrollar desde el punto de vista constructivo. Compitiendo con materiales como el concreto y el acero.
- Los puentes de emergencia de madera laminada son viables y funcionales con luces de hasta 40'. Al exceder este valor, los perfiles resultantes son muy grandes y por consecuencia difíciles de manipular al momento del transporte y del montaje, perdiendo esta manera el concepto de portátil.
- El puente atirantado tiene la ventaja de que no necesita peso muerto ni anclaje, por lo que los apoyos no tienen que tener suelos tan buenos. Otra ventaja es que ya que los tirantes son los que terminan cargando, las secciones de la viga principales son menores a que si fuera simplemente apoyada.
- En un puente atirantado se necesitan pilones grandes.
- El acero trabaja mejor a tensión, por lo que se implementa para los cables.
- La geometría propuesta para un puente atirantado de 25 pies será de 6 vigas principales es de 12 pulgadas x 12 pulgadas x 10 pies. El grosor final del deck de glulam es de 5 pulgadas. Se utilizarán 18 paneles de 6 pulgadas para cubrir 9 pies de ancho-se deja 1/2 pie libre de cada lado para los cables. Además para los tirantes el uso de 2 cables acerados esel 6x19. El mínimo de empotramiento es de 6 pies, utilizando 6 postes confinados por lazo.
- Los puentes de suspensión se usan generalmente en luces largas.
- En los puentes de suspensión, los cables trabajan a tensión y las torres principales a compresión. Las fuerzas las absorbe el anclaje-y a su vez la tierra-y también los cimientos de las torres principales.
- Al estar limitado el diámetro de los cables en Guatemala, se proponen sistemas con múltiples cables.
- Para el puente de una luz de 20 metros se puede utilizar un puente colgante con sección de la viga longitudinal de 0.175 metros x 0.175 metros, vigas transversales de 0.30 metros x 0.30 metros, carpeta de rodadura de .075 metros de espesor, 4 cables de 0.038 metros de diámetro, péndolas de .0254 metros de diámetro y torres de cuatro columnas de 0.25 metros x 0.25 metros con módulos de 2 metros para su fácil instalación.

- Con un poco más de desarrollo, los puentes de madera laminada (apoyados, colgantes o atirantados) pueden llegar a convertirse en un puente permanente.
- Los puentes de madera laminada (apoyados, colgantes o atirantados) pueden competir con puentes de concreto y acero.
- Los puentes de madera laminada son estructuras livianas ya que el peso por cada dos metros de puente es, según un ejemplo desarrollado, de 0.75 toneladas.
- Los puentes de madera laminada son estructuras hechas a base de productos que se pueden adquirir en el mercado local, logrando que las piezas se puedan construir local y rápidamente.

XI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la opción de tener una serie de puentes portátiles de emergencia disponible para uso en caso de emergencia. Es una opción con precios justificables que sería de ayuda para la comunicación en el país. Puede ser utilizada como una estructura simplemente apoyada en el momento de ser necesaria.
- La vulnerabilidad de los puentes en Guatemala y el riesgo a los que están expuestos constantemente estas estructuras son claramente altos en el país por lo que se recomienda hacer a toda estructura de la red vial el análisis recomendado por SIECA para conocer las detalladamente los puentes del país. Por el otro lado, al conocer esta información, es posible brindar mantenimiento a la estructura, las pilas, aproximaciones de puentes y en algunos casos hasta a los cauces por medio del dragado con el fin de evitar que las fallas de los puentes se den en un principio.
- Se recomienda que para futuras investigación se realice un análisis mas exhaustivo de la propuesta de diseño que se desarrolla en este proyecto. Aplicándolo a una necesidad real y como esta propuesta puede variar dependiendo de las necesidades de una situación especifica.
- Para explotar la madera laminada en Guatemala, se deben desarrollar normas para que los ingenieros estructurales utilicen este material.
- En el diseño de puente ya sea de emergencia o fijos se deben de tomar en cuenta estudios de sitio y tomar en cuenta parámetros tanto hidrológicos y geológicos para prolongar la vida útil de la estructura.
- Para los postes, pilones y vigas principales, se puede utilizar distintos materiales para disminuir costos, tiempo de construcción o incluso peso y desempeño del puente. Se sugiere investigar el proceso optimo para construir.
- Investigar el diseño de conexiones y aplicarlo al diseño.
- De ser aplicado como puente de emergencia y se llegara a reutilizar, se deberían de considerar cargas de fatiga en el diseño

XII. BIBLIOGRAFÍA

1. AGIES (2001) *“NR5: Requisito para Diseño de Obras de Infraestructura y Obras Especiales”*. AGIES. Guatemala
2. AGIES (2010), *normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de guatemala, asociacion guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica*
3. AGIES. 2000. *NR1: Bases generales de diseño y construcción*. Guatemala. 8 páginas.
4. AGIES. 2000. *NR2: Demandas estructurales, condiciones del sitio y niveles de protección*. Guatemala. 42 páginas.
5. AGIES. 2001. *NR3: Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala. 61 páginas.
6. AGIES. 2001. *NR5: Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales*. 94 páginas.
7. AISC (2005) *“Specification for Structural Steel Buildings”* American Institute of Steel Construction, Inc. Illinois, EEUU.
8. AITC (1996) *STANDARD SPECIFICATIONS FOR STRUCTURAL GLUED LAMINATED TIMBER OF HARDWOOD SPECIES*, Retrieved July 4, 2011, de, http://www.aitc-glulam.org/shopcart/Pdf/aitc_119-96.pdf
9. AITC (2002) *“Laminated Timber Architecture”*. American Institute of Timber Construcción. EEUU.
10. AITC (2004) *“Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber of Softwood Species”*. American Institute of TimberConstruction. EEUU.
11. AITC. (2003). *TYPICAL CONSTRUCTION DETAILS*. AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1, 27. Retrieved July 4, 2011, de http://www.aitc-glulam.org/shopcart/Pdf/aitc_10

12. AITC. (2010). *Standard for Proof-graded lumber for glued laminated timber*, 1, 27. Retrieved July 4, 2011, from http://www.aitc-glulam.org/shopcart/Pdf/aitc_113-2010.pdf
13. AITIM (2011) "*Propiedades Mecánicas de la Madera Estructural*" Asociación de Investigación Técnica de Industrias de Madera. Madrid, España.
14. AITIM (2011) *Propiedades Mecánicas de la Madera Estructural*. Asociación de Investigación Técnica de Industrias de Madera. Madrid, España
15. Albura Parquet (2007)*Instalación de Pisos de Madera, Albura Parquet*. España <http://alburaparquet.com/> Visitada abril de 2011
16. Ananias, Rubén "*Física de la Madera*" Departamento Ingeniería en Maderas. Universidad de Biobio. Chile
17. Bailey Bridge inc (2011), *Bailey Bridge*, Agosto 15, 2011, de <http://www.baileybridge.com/index.html>
18. Beer, Ferdinand P.; Johnston Jr., E. Russell y Eisinger, Elliot R. 2007. *Mecánica Vectorial para Ingenieros: Estática*. 8ª ed. Ciudad de México. McGraw-Hill Interamericana. 619 págs.
19. BigR (2011) "*The Right Bridge. Built Right*" BigR. Manufacturing LLC. Canadá
20. Brinker, Richard W.; Taylor, Steven E. (1997) "*Portable Bridges for Forest Road Stream Crossing*" Auburn University. Alabama, EEUU.
21. Bureau BBR Ltd. (1997) "*Cable Stayed Structures*". Bureau BBR Ltd. Suiza.
22. Bureau BBR Ltd. 2010. *Cable - Stayed Structures*. Switzerland.
23. CABRERA CORTEZ, José Ricardo (1994).*Investigación respecto de puentes colgantes recomendables en el área rural, diseño y construcción de un puente colgante de 35 metros de luz en el caserío ChimchalumChiantla*. Universidad de San Carlos de Guatemala – Facultad de Ingeniería. Consultado en internet el 15 de junio de 2011.

24. CAMACHO RIOJA, Percy F. (2010). *Puentes de Grandes Luces, Puentes Colgantes*. Universidad de Bolivia: Revista Tecnociencia Universitaria, Vol 7, No 7. Consultado en internet el 19 de agosto de 2011.
25. Camacho, Percy. 2011. *Puentes de grandes luces: Los puentes colgantes*. Bolivia. Disponible en línea en:
<http://ojs.revistasbolivianas.org.bo/index.php/rtu/article/viewArticle/129/79>.
26. Cámbara, Misael; Rubio, Rodrigo; Tejada, Juan P. (2010) "*Propiedades y Usos de la Madera*" Universidad del Valle de Guatemala. Guatemala.
27. CAMINOS (2002) "*Especificaciones Generales para Construcciones de Carreteras y Puentes*" Dirección General de Caminos. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. Guatemala.
28. Cardona, Oswaldo. 2010. *Luego de la tormenta*. Prensa Libre (Guatemala), 2 de junio de 2010. Disponible en línea en:
<http://fernandoreyespalencia.wordpress.com/category/tormenta-agatha/>.
29. Castillo, Abel. 2011. *Peso específico de materiales de construcción*. República Dominicana. Documento disponible en línea en: <http://www.arqhys.com/peso-materiales.html>.
30. Castillo, Giovanni; Marroquín, Marlon; Martínez, Luis Alfonso (2010) "*Propuesta de Puentes de Madera De Emergencia para Regiones Vulnerables a Desastres Naturales en Guatemala*" Universidad del Valle de Guatemala. Guatemala.
31. Chen, W.F.; Lui, E.M. (2004) "*Handbook of Structural Engineering*". Segunda Edición. CRC Press. Nueva York, EEUU.
32. Coeficientes de fricción. 2011. *Fuerza de fricción o rozamiento*. Documento disponible en línea en: <http://www.monografias.com/trabajos15/coeficiente-friccion/coeficiente-friccion.shtml>.

33. Contreras, Geovanni. 2010. *Ágatha causó daños por Q1 mil millones*. Prensa Libre (Guatemala), 11 de junio de 2010. Disponible en línea en: http://www.prensalibre.com/noticias/Agatha-causo-danos-Q1-illones_0_278372191.html.
34. Coronado Iturbide, Jorge. 2002. *Manual Centroamericano para diseño de pavimentos*. Guatemala. SIECA. 289 páginas.
35. CoronadoBrolo, Jorge. 2009. *La infraestructura vial y el transporte, caso ruta del Atlántico*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. 183 páginas.
36. DE LEON, Laura Marina (1996) *Propuesta del diseño, ejecución y mantenimiento del puente peatonal colgante, sobre el río Pampoch, uniendo la aldea Pasau con el municipio de Cubulco, departamento de Baja Verapaz*. Universidad del Valle de Guatemala – Facultad de Ingeniería. Consultado en internet el 15 de septiembre de 2011.
37. Departamento del Ejército (1986) *“Bailey Bridge”* Departamento del Ejército. Washington, EEUU.
38. Empresas de Madera en Guatemala. (2010, January 1). In *Gremial Forestal de Guatemala*. Retrieved August 18, 2011, de: http://www.gremialforestal.com/empresas_maderap.php.
39. GLUED LAMINATED TIMBER ASSOCIATION (2010) *Glued Laminated Timber*. Consultado en internet el 1 de agosto de 2011. <http://www.glulam.co.uk/>
40. Guatemala (2010), *Multiperfiles*, <http://www.multiperfiles.com>
41. Headquarters Department of the Army. 1986. FM 5-277 *Bailey Bridge Field Manual*. Washinton, D.C. 322 páginas.
42. Herzeg, Thomas; Schweizer, Michael; et. alt. (2008) *TimberConstruction Manual*. Birkhauser. Alemania
43. Inglaterra (2011), *Mabey Bridge Limited International Division*,

44. JDAC (1984) "*Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*". Junta Directiva del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú
45. JORDAN VÁSQUEZ, Sergio Eduardo (2003) *Diseño de un puente peatonal colgante de 220 metros de largo y 2 metros de ancho, en la aldea el Manguito, Municipio de Morales, Departamento de Izabal*. Universidad de San Carlos de Guatemala – Facultad de Ingeniería. Consultado en internet el 1 de mayo de 2011
46. *July American Institute Timber Construction*. (2007, January 1). AITC. Retrieved 4, 2011, from www.aitc-glulam.org/index.asp
47. Leet, Kenneth M. y Uang, Chia-Ming. 2002. *Fundamentos de análisis estructural*. Ciudad de México, McGraw-Hill Interamericana. 756 págs.
48. LIGNUM (2011) "*Guía de Venta de Maderas*" Lignum, Guatemala.
49. McCormac, Jack C. 1975. *Diseño de Estructuras Metálicas*. Ciudad de México, Representaciones y Servicios de Ingeniería. 789 págs.
50. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (1992) "*Acuerdo Gubernativo Número 1084-92*" Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. Guatemala
51. Monroy, Cristóbal. 2003. *La Soldadura*. Monterrey. Tecnología Industrial. 11 págs.
52. MULTIMATERIALES (2011) "*Materiales disponibles*" Multimateriales, Guatemala.
53. Porteous, Jack; Kermani, Abdy (2007) "*Structural Timber Design to Eurocode 5*". Blackwell Publishing. Reino Unido.
54. *Propiedades de la madera*. (2010, May). In Asociación de Investigación Técnica de la Industria de la Madera. Retrieved August 18, 2011. <http://www.infomadera.net/modulos/index.php>
55. QUIJADA BARRERA, Jose Manuel (2007) *Diseño de puente colgante aldea pueblo nuevo y red de alcantarillado sanitario para la aldea Tizubin, San Jacinto, Chiquimula*. Universidad de San Carlos de Guatemala – Facultad de Ingeniería. Consultado internet el 1 de mayo de 2011.

56. Revolorio, Ángel. 2010. *Tormenta Agatha causa inundaciones en diversos puntos del país*. Prensa Libre (Guatemala), 29 de mayo de 2010. Disponible en línea en: http://www.prensalibre.com/noticias/Tormenta-Agatha-inundaciones-diversos-puntos_0_270573144.html.
57. Rigalt, C y Girón, W. 2010. *Ríos furiosos, inundaciones y derrumbes: "Agatha" llegó*. El Periódico (Guatemala), 30 de mayo de 2011. Disponible en línea en: <http://www.elperiodico.com.gt/es/20100530/pais/154527>.
58. Ritter, Michael A. (1990) "*Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance*" EEUU
59. TAYLOR, S. (1995). *Portable Glulam Timber Bridge Design for Low-Volume Forest Roads*. Auburn University - Department of Biosystems Engineering USDA Forest Service - Forest Products Laboratory, 1, 40. Retrieved April 10, 2011, from the AUBURN UNIVERSITY database.
60. TAYLOR, S. (2001). *Portable T-Section Glulam Timber Bridge Modules: Modeling and Performance*. Auburn University - Department of Biosystems Engineering USDA Forest Service - Forest Products Laboratory, 1, 40. Retrieved April 10, 2011, from the AUBURN UNIVERSITY database.
61. Teng, T. 2003. *Distress identification manual*. Virginia. U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration. 169 páginas.
62. UMR. 2008. Bailey Bridge Manual. UMR. 2008. Missouri.
63. Unidad Ejecutora de Conservación Vial – COVIAL -. 2010. Fotografías disponibles en línea y descargadas de: www.covial.gob.gt.
64. VACIO-PRESION. (2010, January 7). In INSTITUTO FORESTAL DE CHILE. Retrieved August 25, 2011, from <http://www.infor.cl/vacio-presion>

65. Verantii, Fausti (1616) "*MachinaeNovae*" Venecia.
66. Walther, René (1999) "*Cable Stayed Bridges*" 2da. Edición. Thomas Telford Limited. Londres, Reino Unido.