

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

**CRITERIOS DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE  
PUENTES COLGANTES**

**PRESENTADO POR:**

**BACH. WILLIANS ARTEAGA LOPEZ**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**HUANCAYO-PERU**

**2016**

## HOJA DE CONFORMIDAD DEL JURADO

---

DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA  
Presidente

---

Jurado

---

Jurado

---

Jurado

---

MG. MIGUEL ANGEL CARLOS CANALES  
Secretario Docente

PH.D. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED  
ASESOR

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi Asesor, Ph.d. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed, por su invaluable apoyo y orientación, durante el desarrollo del trabajo, a la vez expresarle un profundo agradecimiento a los profesionales, que refiero en mi bibliografía, quienes formaron parte, en mi formación y la obtención de sólidos conocimientos en cada tema.

Al Ingeniero. Julio Tirso Arenas Urquiza, quien cuenta con amplia experiencia de más 30 años en la construcción de puentes colgantes en el Perú, quien en sus inicios como profesional estuvo en la ejecución de varios puentes colgantes en el Perú, en la década de los 80, en la llamada marginal de selva en ese entonces, se le agradece por sus consejos y brindarnos sus conocimientos que fueron direccionando la realización de esta Tesis.

## DEDICATORIA

Dedico este trabajo a las energías positivas, dentro del cosmos porque él es el equilibrio en el universo, por la energía positiva lo he conseguido todo, por sus dones, su amor y su misericordia.

A mis padres, Reyes A y Luisa L; por el don de la vida, su amor, entrega consejos, dedicación y trabajo incansable que hizo posible este triunfo, gracias por haberme enseñado a levantarme cuando he caído.

A mis hermanos, Wilmar A y Smith Leverth A, quienes supieron entenderme y darme su respaldo en los malos momentos que he pasado.

A mis Abuelos, Eusebia, Aplonio, a mis tíos, tías, primos, primas, por estar presentes y apoyarme en mis pequeños triunfos.

A la familia Landa, en especial a Marcial y Silvia, quienes también formaron parte en una etapa de mi vida, en la formación de mi primera carrera, agradezco sus consejos, su ejemplo para luchar en la vida, por su apoyo moral y profesional.

A todos mis verdaderos amigos, con quien he compartido alegrías y tristezas, sueños y metas. Gracias por su amistad y su cariño, por brindarme apoyo, compañía y esperanza.

A todos mis profesores y a todas aquellas personas que por motivo de espacio no menciono, pero que a lo largo de este camino se preocuparon y ayudaron en mi educación. Gracias!

# INDICE GENERAL

INDICE	
<b>INDICE GENERAL</b> .....	vi
<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	xiii
<b>INDICE DE DIBUJOS</b> .....	xiv
<b>INDICE DE FIGURAS</b> .....	xv
<b>SIGLAS</b> .....	xviii
<b>VOCABULARIO</b> .....	xix
<b>SIMBOLOGIA</b> .....	xx
<b>RESUMEN</b> .....	xxvi
<b>ABSTRACT</b> .....	xxvii
<b>INTRODUCCION</b> .....	xxviii
<b>CAPITULO I</b> .....	1
<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	1
<b>1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA</b> .....	1
<b>1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA</b> .....	5
1.2.1 PROBLEMA GENERAL.....	5
1.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS.....	6
<b>1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION</b> .....	6
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	6
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	6
<b>1.4 JUSTIFICACION</b> .....	7
1.4.1 Desde el punto de vista Social.....	7
1.4.2 Desde el punto de Vista Técnico.....	7
1.4.3 Desde el punto de vista económico.....	8
<b>1.5 HIPOTESIS</b> .....	8
1.5.1 HIPOTESIS GENERAL.....	8
1.5.2 HIPOTESIS ESPECÍFICA.....	8
<b>1.6 IDENTIFICACION DE VARIABLES</b> .....	9
1.6.1 Variable Independiente (X) y Variable Dependiente (Y).....	9
<b>1.7 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES E INDICADORES</b> .....	10
<b>1.8 MATRIZ DE CONSISTENCIA</b> .....	11
<b>CAPITULO II</b> .....	12
<b>MARCO TEORICO</b> .....	12

<b>2.1</b>	<b>REVISION BIBLIOGRAFICA</b> .....	12
<b>2.2</b>	<b>MARCO CONCEPTUAL</b> .....	45
<b>2.2.1</b>	<b>ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL PUENTE COLGANTE</b> .....	47
2.2.1.1	TABLERO.....	47
2.2.1.2	VIGA DE RIGIDEZ.....	47
2.2.1.3	CABLE PRINCIPAL .....	52
2.2.1.4	PENDOLAS.....	64
2.2.1.5	CAMARA DE ANCLAJE.....	66
2.2.1.6	PYLON O TORRES .....	66
2.2.1.8	CIMENTACION.....	69
<b>2.2.2</b>	<b>CONSIDERACIONES Y CRITERIOS BASICOS PARA EL ANALISIS</b> 69	
2.2.2.1	Ingeniería Básica.....	69
2.2.2.2	Criterios de diseño .....	69
2.2.2.3	Consideraciones para el análisis.....	72
2.2.2.4	Relaciones de fuerzas en el cable.....	73
2.2.2.5	Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal.....	77
2.2.2.6	Cable con apoyos a distinto nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal.....	80
2.2.2.7	Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable .....	81
2.2.2.8	Análisis preliminar en base a la teoría de la flexión.....	85
<b>CAPITULO III</b>	.....	99
<b>METODOLOGIA DE INVESTIGACION</b>	.....	99
<b>3.1</b>	<b>METODO CON QUE SE RESUELVE EL PROBLEMA</b> .....	99
3.3.1	METODO DE INVESTIGACION .....	99
3.3.2	TIPO DE INVESTIGACION .....	100
3.3.3	NIVEL DE INVESTIGACION .....	100
3.3.2	TECNICAS DE RECOPIACION DE DATOS .....	100
3.3.3	MUESTREO Y UNIVERSO .....	101
3.3.4	DISEÑO DE LA PRUEBA DE LA HIPOTESIS .....	102
<b>CAPITULO IV</b>	.....	105
<b>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	.....	105
<b>1.-</b>	<b>CARACTERISTICAS DEL PUENTE A DISEÑAR</b> .....	105
<b>2.-</b>	<b>FILOSOFIA DE DISEÑO</b> .....	110
<b>3.-</b>	<b>ESTADOS LÍMITES</b> .....	110
3.1	Estado límite de Servicio .....	111

3.2 Estado límite de Fatiga y Fractura .....	111
3.3 Estado límite de Resistencia.....	111
3.4 Estados límites correspondientes a Eventos extremos .....	111
<b>4.- DUCTILIDAD.....</b>	<b>112</b>
<b>5.- CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA .....</b>	<b>112</b>
5.1 Combinaciones de carga y factores de carga.....	112
5.2 Cargas .....	113
5.3 Carga de Carril de Diseño .....	115
<b>6.- FUERZA DE VIENTO .....</b>	<b>115</b>
<b>7.- DEFORMACIONES.....</b>	<b>116</b>
<b>8.- DIMENSIONAMIENTO .....</b>	<b>117</b>
<b>DETERMINACION DE LA SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....</b>	<b>117</b>
8.1 ANCHO DEL CARRIL DE TRÁFICO DEL PUENTE.....	117
8.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ACERA.....	117
<b>8.3 DISEÑO DE LA LOSA.....</b>	<b>118</b>
8.3.1 SEPARACION DE LOS DIAFRAGMAS DE ACERO ESTRUCTURAL .....	119
8.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA .....	119
8.3.3 JUNTA DE DILATACION .....	120
8.3.4 METRADO DE CARGAS POR PESO PROPIO (MD).....	121
8.3.5 CALCULO DE MOMENTOS DEBIDO A LA CARGA VIVA (ML).....	122
8.3.6 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD .....	127
<b>8.4 ACCION DEL VIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA.....</b>	<b>130</b>
<b>8.5 DISEÑO DE LA VIGA DE RIGIDEZ.....</b>	<b>134</b>
8.5.1 NÚMERO Y SEPARACION DE VIGAS LONGITUDINAL.....	134
8.5.2 METRADO DE CARGAS .....	135
8.5.3 TENSION MAXIMA POR TEMPERATURA (Pte).....	139
8.5.4 FUERZA ACTUANTE SOBRE EL ELEMENTO VERTICAL DE LA VIGA DE RIGIDEZ.....	140
8.5.5 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD .....	140
8.5.6 DILATACION LINEAL EN LA VIGA DE RIGIDEZ.....	141
<b>8.6 DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL .....</b>	<b>142</b>
8.6.1 TENSION MAXIMA HORIZONTAL (Hm).....	142
8.6.2 VERIFICACION DE LA FLECHA EN EL CABLE .....	147
8.6.3 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD .....	150



8.6.4 TENSION AXIMA EN EL CABLE PRINCIPAL $T_m$ .....	150
8.6.5 TENSION DE ROTURA EN CADA CABLE ( $TC$ ).....	151
8.6.6 DIAMETRO DEL CABLE.....	151
8.7 LONGITUD DEL CABLE PRINCIPAL .....	152
8.7.1 LONGITUD DE LA CURVA DEL CABLE (S) .....	152
<b>8.8 DISEÑO DE LAS PENDOLAS</b> .....	153
8.8.1 TENSION EN LA PENDOLA $T_P$ .....	153
8.8.2 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD.....	154
8.8.3 DETERMINACION DEL DIAMETRO DEL CABLE EN LA PENDOLA.....	154
<b>8.9 LONGITUD DE FIADORES</b> .....	155
<b>8.10 DISEÑO DE LA CAMARA DE ANCLAJE</b> .....	156
8.10.1 ESFUERZOS QUE ACTUAN .....	157
8.10.2 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO .....	158
8.10.3 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO .....	158
8.10.4 VERIFICACION DE LA EXENTRICIDAD.....	159
8.10.5 PRESIONES SOBRE EL TERRENO.....	160
8.10.6 UBICACIÓN DE LA CAMARA DE ANCLAJE .....	161
8.10.7 UBICACIÓN DE LA CAMARA DE ANCLAJE A 55m .....	161
8.10.8 VERIFICACION DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO .....	162
8.10.9 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO .....	162
8.10.10 VERIFICACION DE LA EXENTRICIDAD.....	163
8.10.11 PRESIONES SOBRE E TERRENO.....	163
8.10.12 TENSION DE ROTURA EN CADA CABLE A DISTANCIA 55M ( $TC$ ).....	165
8.10.13 DIAMETRO DEL CABLE A DISTANCIA 55M .....	165
<b>8.11 FLECHA DE MONTAJE</b> .....	166
<b>8.12 CONTROL DE DEFLEXIONES</b> .....	172
8.12.1 DEFORMACIONES POR CARGA VIVA $D_0$ .....	172
8.12.2 CONTRAFLECHA ( $\Delta PI$ ) .....	172
<b>8.13 DISEÑO DE LAS TORRES</b> .....	173
8.13.1 ALTURA DE LA TORRE .....	173
8.13. 2 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD.....	175
8.13.3 DISEÑO POR RESISTENCIA I.....	176
8.13.4 VERIFICAMOS A COMPRESION .....	177
8.13.5 FACTORES DE RIGIDEZ.....	177

8.13.6 VERIFICAMOS LA RELACION LIMITANTE ANCHO-ESPESOR.....	179
8.13.7 VERIFICAMOS LONGITUD EFECTIVA.....	179
8.13.8 VERIFICAMOS EL PANDEO POR FLEXION.....	180
8.13.8.1 Pandeo Elástico .....	180
8.13.8.2 Pandeo Inelástico.....	181
8.13.9 RESISTENCIA DISPONIBLES A JUNTAS SOLDADAS .....	182
<b>8.14 DISEÑO DE LA CIMENTACION .....</b>	<b>184</b>
1. Calculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ):.....	184
2. Calculo de la fuerza de empuje del suelo ( $P_A$ ):.....	186
3. Cálculo de ( $K_{AE}$ ): .....	186
4. Calculo de Fuerza sísmica ( $PEQ$ ).....	186
5. Calculo de la fuerza de frenado ( $BR_1$ ).....	187
6. Calculo de cargas producidas por presión lateral del terreno ( $EH_1$ ) .....	188
7. Calculo de ( $LS_1$ ).....	189
8. Calculo de ( $LS_2$ ).....	190
9. Calculo de Fuerza sísmica( $PEQ_X$ ) .....	191
10. Metrado de cargas.....	191
11. Verificación del estribo.....	193
12. Verificación de la excentricidad.....	194
13. Verificación por cortante de la Pantalla.....	194
14. Presiones sobre el terreno .....	195
15. Verificación por cortante del talón.....	197
16. Calculo del acero de refuerzo en la pantalla .....	198
17. Calculo de acero de refuerzo en el talón .....	202
18. Calculo del acero de refuerzo en la punta .....	205
<b>9.- SISMICIDAD .....</b>	<b>209</b>
<b>10.- MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>209</b>
<b>10.1 SUPERESTRUCTURA.....</b>	<b>209</b>
1. ELEMENTOS SOLICITADOS A CORTANTE .....	209
2. ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESION .....	210
3. ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION Y FLEXO COMPRESION .....	210
4. SOFTWARE DE DISEÑO CSI BRIDGE 2015 V 17.2 .....	211
5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	212
6. ELEMENTOS A UTILIZAR EN EL MODELAMIENTO.....	212
7. NUDOS DE CONECTIVIDAD .....	213
8. GRADOS DE LIBERTAD .....	213

9. SISTEMA DE COORDENADAS .....	214
10.1.1 Modelo Geométrico.....	214
10.1.2 Materiales .....	215
10.1.3 Elementos tipo frame en la Súper estructura.....	216
<b>10.2. ASIGNACION DE CARGAS SEGUN ASSTHO-LRFD .....</b>	<b>221</b>
10.2.1. Tándem HL-93M.....	221
10.2.3. Camión HL-93K.....	221
<b>10.3 ANALISIS DE RESULTADOS SEGUN EL SOFTWARE CSI BRIDGE 2015 V 17.2 .....</b>	<b>222</b>
10.3.1 Deformación por combinación de carga vehicular.....	222
10.3.2 Cargas axiales en elementos .....	223
10.3.3 Momentos en los elementos.....	224
10.3.4 Reacciones sobre los apoyos .....	226
10.3.5 Diseño de elementos según LRFD.....	227
10.3.6 Verificación del Periodo y la frecuencia.....	229
10.3.7 Verificación de resistencia .....	230
<b>10.4 VERIFICACIONES SISMICAS.....</b>	<b>230</b>
10.4.1 Vista 3D de la Viga de rigidez y Torre.....	232
<b>10.5 CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACION.....</b>	<b>233</b>
1.- PARAMETROS DE SITIO.....	233
2.- CONDICIONES GEOTECNICAS.....	233
3.- FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA .....	235
4.- CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES .....	235
5.- SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	236
6.- ACELERACION ESPECTRAL.....	237
7.- CALCULO DEL ESPECTRO .....	238
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>240</b>
<b>INTERPRETACION DE RESULTADOS.....</b>	<b>240</b>
5.1 FUERZA DE VIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA.....	240
5.2 VIGA DE RIGIDEZ.....	241
5.3 CABLE PRINCIPAL.....	242
5.4 PENDOLAS .....	243
5.5 CAMARA DE ANCLAJE .....	244
5.6 TORRES .....	245
5.7 CIMENTACION .....	247
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>249</b>

<b>RECOMENDACIONES</b> .....	250
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	252
<b>ANEXOS</b> .....	254

#### **ANEXO A**

PLANOS, EG-01, E-01, E-02

#### **ANEXO B**

CUADRO DE RESULTADOS DE LA CIMENTACION

#### **ANEXO C**

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA VIGA DE RIGIDEZ

#### **ANEXO D**

REPORTE CSI BRIDGE 2015 V 17.2

#### **ANEXO E**

NORMA ASTM PARA CABLES

#### **ANEXO F**

LISTA DE PERFILES DE DIFERENTES MEDIDAS

## INDICE DE TABLAS

- TABLA N° 01: Características de puentes colgantes, de fabricación y diseño de la empresa Wagner Biro, instalados en el Perú (Recopilación propia de datos)
- TABLA N° 02: Cuadro N° 2-4, Dimensiones características de puentes colgantes en el Perú (Fuente: Tesis 2012, Everth Jhon Ampuero Alata)
- TABLA N° 03: Resistencia a la rotura (Fuente ASTM A416).
- TABLA N° 04: Mínimo módulo de elasticidad pre estirado de hebra estructural (Fuente ASTM A586)
- TABLA N° 05: Propiedades de cincado, del acero de hebra estructural, resistencia a la rotura mínima en toneladas.
- TABLA N° 06: Propiedades de cincado, en acero de hebra estructural, resistencia a la rotura mínima en kilonewton.
- TABLA N° 07: Mínimo módulo de elasticidad de la cuerda de alambre pre-estirado estructural (Fuente ASTM A603).
- TABLA N° 08: Propiedades de cincadas Individual Clase cuerda de alambre, resistencia a la rotura mínima en toneladas.
- TABLA N° 09: Propiedades de cincadas Multi –Class cuerda de alambre de acero estructural, resistencia a la rotura mínima en toneladas.
- TABLA N° 10: Ecuaciones para la viga con tensión axial (adaptación de Pateasen (1993) y Rubión. Vogel (1982)). Fuente: Preliminary Análisis of Suspensión Bridges)
- TABLA N° 11: Combinaciones de Carga y factores de carga, Fuente AASHTO LRFD, Tabla 3.4.1-1
- TABLA N° 12: Factores de carga para cargas permanentes ( $\gamma_p$ ), Fuente AASTHO LRFD, Tabla 3.4.1-2
- TABLA N° 13: Factor de presencia múltiple (m). Fuente AASHTO LRFD, Tabla 3.6.1.1.2-1
- TABLA N° 14: Resultados de cálculo de la Ordenada Y, a distancia X
- TABLA N° 15: Determinación de los Factores de Rigidez del Pórtico.
- TABLA N° 16: Factores de Rigidez de las Torres.
- TABLA N° 17: Resultados de los valores de K.
- TABLA N° 18: Resumen de Fuerzas actuantes, Verticales en el estribo.
- TABLA N° 19: Resumen de Fuerzas actuantes, horizontales en el estribo.

## INDICE DE DIBUJOS

- DIBUJO N°01: Representación de Viga equivalente.
- DIBUJO N° 02: Detalle de la distribución de los diafragmas.
- DIBUJO N° 03: Detalle de la Junta de dilatación.
- DIBUJO N° 04: Detalle de la losa de Concreto.
- DIBUJO N° 05: Momentos máximos producidos por el camión HL-93
- DIBUJO N° 06: Momentos máximos producidos por el Tándem
- DIBUJO N° 07: Distribución del acero en la losa.
- DIBUJO N° 08: Fuerza de viento en el sentido del eje Y
- DIBUJO N° 09: Vista lateral de la viga de rigidez paralelo al eje X
- DIBUJO N° 10: Vista frontal paralelo al eje Y
- DIBUJO N° 11: Distribución de diafragmas que soportan a la losa
- DIBUJO N° 12: Torre y cable principal.
- DIBUJO N° 13: Longitud del cable fiador.
- DIBUJO N° 14: Isométrico de la cámara de anclaje.
- DIBUJO N° 15: Vista lateral de la cámara de anclaje
- DIBUJO N° 16: Ubicación de la cámara de anclaje a 55m
- DIBUJO N° 17: Alargamiento del Cable entre Torres.
- DIBUJO N° 18: Aumento de flecha
- DIBUJO N° 19: Esfuerzos en la Torre.
- DIBUJO N° 20: Modelo estructural de la Torre.
- DIBUJO N° 21: Geometría del estribo.
- DIBUJO N° 22 Simbología para el empuje activo de coulomb
- DIBUJO N° 23: Fuerza de frenado
- DIBUJO N°24: Presiones actuantes sobre el estribo
- DIBUJO N°25: Acción de la fuerza sísmica
- DIBUJO N°26: Fuerza cortante en la pantalla
- DIBUJO N°27: Presión en la zona de cortante máxima del talón.
- DIBUJO N°28: Distribución del acero en la pantalla.
- DIBUJO N°29: Fuerza cortante en el talón.
- DIBUJO N°30: Distribución de presiones en la base.
- DIBUJO N°31: Momento máximo en la punta.
- DIBUJO N°32: Resultado de la distribución del acero.

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 1.1: Tramo principal del puente colgante Ölfusá

FIGURA N° 1.2: Suspensión vista lateral del puente (Åkesson, 2008).

FIGURA N° 1.3: Componentes de un puente colgante (Mayrbaurl y Camo 2004).

FIGURA N° 1.4: Modelo de elementos finitos del Puente Ölfusá.

FIGURA N° 1.5: Efectos P - delta de una viga en voladizo (Computers and Structures, 2011).

FIGURA N° 1.6: Marco cizalla dos pisos y que actúan fuerzas (Chopra, 2007)

FIGURA N° 1.7: Típica Inspección Acero Checklist Sketch. Tomado de Manual 70, p. 5-44.

FIGURA N° 1.8: Vista lateral de la parte central de un puente colgante.

FIGURA N° 1.9: Sección transversal de la parte central de un puente colgante.

FIGURA N° 1.10: Extremos simplemente apoyados.

FIGURA N° 1.11: Puente del Gran Belt Oriental, Dinamarca.

FIGURA N° 2: Secciones en aletas con puentes Integrados a la sección.

FIGURA N° 3: Active control System.

FIGURA N° 4: El efecto teórico de Flaps.

FIGURA N° 5: Wind túnel Model.

FIGURA N° 6: Torsional motion for flap configuration 0 and wind speed 6.1m/s

(Movimiento de torsión para la configuración a la velocidad de viento 6.1m/s)

FIGURA N° 7: Torsional motion for flap configuration 2 and wind speed 6.1m/s.

(Movimiento de torsión para la configuración de la aleta 2 y velocidad del viento 6.1m /s).

FIGURA N° 8: (líneas continuas) teóricos y factor de amortiguamiento experimental para el movimiento de torsión con el viento para la configuración de aleta 0-4. El número al final de una línea continua indica la configuración real solapa.

FIGURA N° 9: Carga de viento inducida por movimiento de la viga y las aletas, Huynh [3].

FIGURA N° 2.1: Puente Colgante Queswachaca sobre el Rio Apurímac-Perú

FIGURA N° 2.2: Puente Colgante Tocache, Sobre el rio Huallaga, procedente de Austria fabricado por la empresa Waagner Biro.

FIGURA N° 2.3: Puente Akashi Kaiko, ubicado en Japón, con luz de torre a torre de 1991m.

- FIGURA N° 2.4: Sección transversal de la viga de rigidez reticulada, del puente Akashi Kaiko, ubicado en Japón, con luz de torre a torre 1991m.
- FIGURA N° 2.5: Viga de rigidez del puente continental, ubicado en Puerto Maldonado, que une Perú-Brasil, Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, de luz central de torre a torre 320m.
- FIGURA N° 2.6: Sección transversal de la viga de rigidez reticulada, del puente continental, ubicado en Puerto Maldonado, que une Perú y Brasil, Fabricado por la empresa Austriaca Waagner Biro.
- FIGURA N° 2.7: Puente Xihoumen, ubicado en la provincia de Zhejiang China, con luz de torre a torre 1650m.
- FIGURA N° 2.8: Sección transversal, viga de rigidez de sección aerodinámica, del puente Xihoumen, ubicado en la provincia de Zhejiang China, con luz de torre a torre 1650m.
- FIGURA N° 2.9: Componentes del cable.
- FIGURA N° 2.10: Cable A
- FIGURA N° 2.11: Cable B
- FIGURA N° 2.12: Péndola formado por un cable, puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, sobre el rio Huallaga en la provincia de Tocache, región San Martin.
- FIGURA N° 2.13: Separación de péndolas, puente punta arenas, puente colgante, Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, sobre el rio Huallaga en la provincia de Mariscal Cáceres, región San Martin.
- FIGURA N° 2.14: Torre con riostra en X, puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca Waagner Biro, Ubicado en Puerto Maldonado, que une Perú-Brasil.
- FIGURA N° 2.15: Torre con riostra en X, fuente: puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, Punta arenas, ubicado en la provincia mariscal Cáceres, Región san Martin.
- FIGURA N° 3.1: Relación entre fuerzas en el cable. Fuente: Joseph E. Bowles pág. 278.
- FIGURA N° 3.2: Relaciones entre fuerzas en el cable.
- FIGURA N° 3.3: Cable con apoyo al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable.
- FIGURA N° 3.4: Geometría del cable. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 3.5: Cargas en el cable y en la viga. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.



- FIGURA N° 3.6: Analogía de una viga a Tensión. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 3.7: Ecuación de compatibilidad para el cable. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 3.8: Ecuación de compatibilidad para el cable. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 3.9: Aproximación para  $du/dx$ . Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 3.10: Idealización de puentes suspendidos. Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.
- FIGURA N° 4.1: Camión de diseño. Figura 3.6.1.2.2-1. Fuente AASHTO LRFD, página 3.26.
- FIGURA N° 4.2: Tándem de diseño, figura 3.6.1.2.2-1. Fuente AASHTO LRFD, página 3-26.

## SIGLAS

AASHTO:	American Association of State Highways and Transportation Officials. (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte).
LRFD:	Load and Resistance factor design (Diseño por factores de carga y resistencia)
AISC:	American Institute of Steel Construction.
ASD:	Diseño en base a resistencia admisible
ASCE:	American Society of Civil Engineers. (Asociación, Americana de Ingenieros Civiles).
ASTM:	Sociedad Americana para pruebas y Materiales.
AWS:	American Welding Society.
FEA:	Finite Element Analysis.
MEF:	Metodo de los Elementos Finitos
FEM:	Finite Element Method.
WPI:	Worcester Polytechnic Institute, Universidad Privada Worcester Masachutes.
CZECH REPUBLIC:	Republica Checa.
MTC:	Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
USA:	Estados Unidos
UE:	Unión Europea

## VOCABULARIO

**Flutter** ≈ **Aleteo** ≈ **Flameo**: Fenómeno ocasionado por el viento.

**Flaps** ≈ **Solapa**: Aleta que cumple su función aerodinámica.

**Resonancia**: Fenómeno provocado por una fuerza externa, esta se produce por la aproximación de dos frecuencias, una es la frecuencia del agente externo y la otra de la estructura sobre el cual actúa dicha fuerza.

**Aerodinámica**: Conjunto de características que hacen que una estructura u objeto se aerodinámico, esto tiene que ver con la geometría del mismo.

**Frecuencia Natural**: Es aquella frecuencia que tiene una tendencia o facilidad para vibrar, Todo sistema o estructura, posee una o varias frecuencias naturales de forma que al ser excitadas se producirá un aumento importante de vibración.

**Periodo**: Es el tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de una onda, o tiempo que tarda una oscilación.

## SIMBOLOGIA

in = Pulgada.

lb = Libra.

ft = pie

m = metro

N = Newton.

T = Tonelada.

Tn = Tonelada.

E = Ancho de franja.

Fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Fu = Esfuerzo de Tension.

E's = Modulo de elasticidad del Acero estructural.

Es = Modulo de elasticidad del Acero A36.

Ec = Modulo de elasticidad del Cable.

E'c = Modulo de elasticidad del Concreto.

Fc = Resistencia del concreto a la compresion.

g = Aceleracion de la gravedad.

N = Coeficiente que depende de los elemento de puente (Valor que va de 1.6 a 2.2)

Q = Combinacion de cargas.

R<sub>n</sub> = Resistencia Nominal.

α = Angulo de inclinacion del cable con respecto al eje horizontal

Ksi = Kilolibra/pulg<sup>2</sup> ≈ Kip/pulg<sup>2</sup>

Pa = Pascal.

Mpa = Mega pascal.

Kpa = Kilo pascal.

S = Longitud del cable parabolico o longitud de la curva del cable.

S<sub>0</sub> = Longitud del cable parabolico

L = longitud de la proyeccion horizontal del cable parabolico.

T = Tension axial en el cable parabolico.

H = Tension horizontal en el cable parabolico.

h = Flecha en el cable parbolico.

f = Flecha en el cable parabolico.

$H_p$  = Componente Horizontal de la fuerza en el cable, debido a la carga viva y cambio de temperatura.

$g$  = Carga Viva

$s$  = Fuerza distribuida en las pendolas verticales debido a la carga viva.

$w$  = Deflexion del cable bajo carga viva, igual a la deflexion de la viga de acuerdo a la hipotesis iii (Pag. 85)

$w''$  = Curvatura de la viga de rigidez bajo la carga viva.

$DD$  = Friccion negativa.

$DC$  = Peso propio de los elementos estructurales y accesorios no estructurales.

$DW$  = Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para Servicios publicos

$EH$  = Empuje Horizontal del suelo.

$EL$  = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo Incluyendo las fuerzas secundarias del postesado

$ES$  = Sobrecarga del suelo.

$EV$  = Presion vertical del peso propio del suelo de relleno.

$BR$  = Fuerza de frenado de los vehiculos.

$CE$  = Fuerza centrifuga de los vehiculos.

$CR$  = Fluencia lenta.

$CT$  = Fuerza de colision de un vehiculo.

$CV$  = Fuerza de colision de una embracacion.

$EQ$  = Sismo

$FR$  = Friccion

$IC$  = Carga de hielo

$IM$  = Incremento por carga vehicular dinamica

$LL$  = Sobre carga vehicular

$LS$  = Sobre carga viva

$PL$  = Sobre carga peatonal

$SE$  = Asentamiento

$SH$  = Contraccion

$TG$  = Gradiente de temperatura

$TU$  = Temperatura Uniforme

$WA$  = Carga hidraulica y presion de flujo de agua  
 $WL$  = Viento sobre la sobre carga  
 $WS$  = Viento sobre la estructura  
 $E$  = Ancho de franja  
 $NL$  = Numero de carriles  
 $M_{max}$  = Momento maximo  
 $M_{u(S/C)}$  = Momento Ultimo por sobrecarga  
 $M'_{u(S/C)}$  = Momento Ultimo por sobrecarga entre ancho de franja.  
 $M_{Ultimo}$  = *Momento Ultimo.*  
 $HL - 93M$  = *Tandem de diseño.*  
 $HL - 93K$  = *Camion de diseño.*  
 $M_{Ppropio}$  = Momento por peso propio  
 $M_{Asfalto}$  = Momento por asfalto  
 $MI$  = Momento por impacto  
 $PD1$  = Peso de la losa de concreto mas veredas  
 $PD2$  = Peso propio de la viga de apoyo de tablero  
 $PD3$  = Peso propio de los elemento de la viga de rigidez  
 $PS$  = Peso propio de los elementos superior de la viga de rigidez  
 $PI$  = Peso propio de los elementos inferior de la viga de rigidez  
 $PD$  = Carga muerta que actua sobre una viga de rigidez sin *asfalto.*  
 $PPT$  = Carga repartida verdadera por peso propio (Considerando, losa del tablero mas los componentes de la viga de rigidez)  
 $PP_{Asfalto}$  = Carga de asfalto en un carril  
 $H_{S/C}$  = Carga por efecto del camion, Tomando el mayor entre ambos  
 $\Delta_1$  = Incremento de Longitud por variacion de temperatura.  
 $H_m$  = Tension maxima horizontal en el cable.  
 $V_m$  = Tension maxima vertical en el cable.  
 $T_m$  = Tension maxima en el cable.  
 $T_p$  = Tension en la Pendola.  
 $F_p$  = Carga repartida verdadera por peso propio para una via.  
 $T_U$  = Tension Ultima en la pendola.  
 $HPP$  = Tension maxima horizontal por cragas verdaderas o peso propio sin asfalto

PDW = Tension maxima horizontal producido por el asfalto.

$H_{S/C}$  = Tension maxima Horizontal por sobrecarga

$H_t$  = Tension maxima debido a la temperatura

A = Area

Cd = Coeficiente de resistencia de la superficie.

Cr = Coeficiente por efecto rafaga del viento.

hs = Altura de la superficie

Fv = Fuerza de viento (pag. 130)

Acv = Ancho de dos carriles mas veredas, vigas al eje de la viga.

FFv = Tension maxima horizontal por viento.

$\emptyset$  = Diametro

Ta = Tension actuante

Tr = Tension resistente

$T_C$  = Tension de rotura en cada cable.

$\Delta f_1$  = Aumento de flecha por alargamiento de cable entre torres.

$\Delta L$  = Aumento de longitud del cable entre torres.

$\Delta T$  = Variacion de temperatura.

Lm = Longitud del cable entre torres

$M_v$  = Momento resistente al volteo.

$M_h$  = Momento de volteo.

$C_v$  = Coeficiente de volteo.

$\sum F_v$  = Suma de fuerzas verticales.

$\sum F_h$  = Suma de fuerzas horizontales.

$C_d$  = Coeficiente de deslizamiento (pag. 158)

f = Coeficiente de friccion (pag. 158)

J = Junta de dilatacion.

$F_v$  = Peso propio de la camara de anclaje(pag. 158)

$H_t$  = Tension maxima horizontal por temperatura.

$L_1$  = Longitud de fiador

$l_1$  = Proyeccion horizontal de la Longitud de fiador

$L_{TC}$  = Longitud total del cable

$H_T$  = Altura de la torre (Pag. 173)  
 $f$  = Flecha en el cable (Pag. 173)  
 $\gamma_i$  = Factor de carga.  
 $n_i$  = Solicitaciones.  
 $f' = \Delta Pl$  = Contraflecha de la superestructura, (pag. 173)  
 $R_u$  = Resistencia Requerida (LRFD)  
 $R_n$  = Resistencia Nominal.  
 $R_r$  = Resistencia Mayorada.  
MEF o FEM = Metodo de los elementos finitos.  
 $\phi$  = Factor de resistencia.  
 $R_r = \phi \cdot R_n$  = Resistencia mayorada.  
 $V_{mT}$  = Esfuerzo actuante transmitido por el cable en Tn.  
 $P_u$  = Carga Ultima Mayorada.  
 $K$  = Factor de rigidez  
 $F_{ex}$  = Tension de pandeo elastico en el eje x o esfuerzo critico de Euler  
 $P_n$  = Reistencia nominals para el pandeo de flexion  
 $P_{nx}$  = Reistencia nominals para el pandeo de flexion al rededor del eje x  
 $F_{cr}$  = Resistencia al pandeo de Flexion  
 $F_u$  = Esfuerzo de tension  
 $F_{nBM}$  = Tension Nominal del metal Base  
 $A_{BM}$  = Area de la seccion transversal del metal base.  
 $R_n$  = Controlada por el metal Base.  
 $R_n$  = Reistencia nominal en juntas soldadas.  
 $F_{nw}$  = Tension Nominal del metal de soldadura  
 $A_{we}$  = Area efectiva de soldadura.  
 $F_{Exx}$  = Resistencia de clasificacion del metal de rrelleno.  
 $V_B$  = Velocidad de viento sobre la superestructura.  
 $q$  = Presion sobre el terreno  
 $a$  = Peralte de la viga de rigidez ( pag. 173)  
 $b$  = Separacion entre el fondo de la viga y la base de la torre, (pag. 173)



$c$  = Distancia entre el cable y cordón superior de la viga de rigidez en el eje.

$e$  = Excentricidad

$\delta_t$  = Capacidad portante del suelo

$\gamma_t$  = Peso unitario del suelo

$PA$  = Fuerza de empuje del suelo

$K_{AE}$  = Coeficiente de presión activa sísmica del terreno

$P_{EQ}$  = Fuerza sísmica

$B_{R1}$  = Fuerza de frenado

$E_{H1}$  = Presión lateral del terreno

$L_{S1}$  = Reacción vertical del terreno debido a la altura equivalente

$L_{S2}$  = Reacción lateral del terreno debido a la altura equivalente

$A_s$  = Área de acero

$h_z$  = Altura de la zapata de la cimentación (pag. 185)

$H$  = Altura del estribo (pag. 189)

$T$  = Período (pag. 229)

$f$  = Frecuencia natural de la estructura. (pag. 229)

$Z$  = Factor de zona (233)

$S$  = Factor de amplificación del suelo

$C$  = Factor de amplificación sísmica

$U$  = Coeficiente de uso e importancia

$R$  = Coeficiente de reducción

$g$  = Aceleración de la gravedad

## RESUMEN

Nuestro país cuenta con una variedad diversa en cuanto a sus recursos y condiciones geográficas en ella tenemos, la costa, la sierra y la selva, el cual dificulta a un más la elección a la hora de plantear el diseño y la construcción de un puente colgante, es por ello que la tesis lleva como título, Criterios de diseño y calculo estructural de puentes colgantes. En la presente tesis desarrollamos el cálculo de los elementos integrantes de un puente colgante, para ello mostramos los criterios de diseño y el cálculo siguiendo la norma AASTHO LRFD BRIDGE, AISC (American Institute of Steel Construction) y el Manual de diseño de puentes MTC. La tesis desarrolla el cálculo teniendo en cuenta los criterios de diseño por resistencia, en base a las combinaciones de carga y factores de carga AASHTO LRFD, Tabla 3.4.1-1. La tesis logro calcular las dimensiones del cable principal y péndolas; logra calcular la dimensiones de la torres, el cual cumple con las verificaciones relación limitante ancho espesor, verificación de longitud efectiva, verificación del pandeo por flexión, elástico e inelástico, logra calcular la cámara de anclaje sus verificaciones de la estabilidad al deslizamiento, estabilidad al volteo, presiones sobre el terreno, también la cimentación del puente con sus verificaciones de estabilidad al deslizamiento, volteo, verificación de la excentricidad, presiones sobre el terreno, logramos calcular el esfuerzo transmitido a la viga de rigidez a través de las péndolas, también calculamos la fuerza de viento en la superestructura. En este tipo de estructuras la fuerza de viento es la que predomina y es de importancia considerarlo en el análisis previo al modelamiento, Logramos mostrar los resultados de diseño manual y su comparación a los resultados obtenidos con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el método de elementos finitos, que comprueban los resultados producto de las verificaciones mostradas en el desarrollo de la tesis, así mismo en la verificación por resistencia el cual cumplen satisfactoriamente, los elementos del puente diseñado.

También mostramos un diseño dinámico en el punto 10.5, Calculando un espectro respuesta con los criterios de diseño sísmico que se considera en la norma E.030 del 2006, Diseño sismo resistente y el Manual de diseño de puentes MTC, en el artículo 2.12.

## ABSTRACT

Our country has a diverse variety in terms of its resources and geographical conditions in it have, the coast, highlands and jungle, which hinders a more choice when considering the design and construction of a suspension bridge it is why the thesis is titled, design criteria and structural calculation of suspension bridges. In this thesis we develop the calculation of the elements of a suspension bridge, for this show design criteria and calculation following the standard AASHTO LRFD BRIDGE, AISC (American Institute of Steel Construction) and Design Manual bridges MTC. The thesis develops the calculation taking into account the strength design criteria, based on the load combinations and load factors AASHTO LRFD, Table 3.4.1-1.

The thesis achievement calculate the dimensions of the main suspension cables and wire; manages to calculate the dimensions of the towers, which meets the verifications limiting thickness width, verification of effective length verification flexural buckling, elastic and inelastic, manages to calculate the camera anchor their verifications sliding stability, stability tumbling pressures on the ground, also the foundation of the bridge with their checks sliding stability, turning, verification of eccentricity, pressures on the ground, we calculate the force transmitted to the beam stiffness through the hangers, we also calculated wind force in the superstructure. In such structures the wind force is dominant and it is important to consider in the analysis prior to modeling, we managed to show the results of manual layout and comparing the results obtained with the Csi Bridge 2015 V 17.2 software, using the finite element method, which check the results of the verification product shown in the development of the thesis, also in verifying resistance which satisfactorily met, the bridge elements designed.

Also we show a dynamic design in section 10.5, Calculating a spectrum response to seismic design criteria is considered in the E.030 standard 2006, earthquake resistant design and bridge design Manual MTC, Article 2.2.

## INTRODUCCION

La Tesis, Criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes, se desarrolló con la finalidad de aportar con información para el desarrollo y construcción de proyectos similares. En la actualidad nos encontramos frente a la demanda de infraestructura como son, líneas de trenes, túneles, carreteras en el interior del país. La tesis contiene, especificaciones para el diseño de puentes, como la norma AASHTO LRFD BRIDGE para el diseño de puentes por el método LRFD, especificaciones técnicas del AISC y el manual de diseño de puentes MTC, de esta manera se hace de aporte valioso a la información del diseño y construcción de este tipo de estructuras especiales en nuestro país.

El objetivo principal es determinar los criterios de diseño y calculo estructural de puentes colgantes de luz central mayor a doscientos metros con dos carriles, para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país, que a su vez genere un aporte a reducir la falta de infraestructura en la conectividad entre pueblos en las zonas de mayores dificultades por la diversidad de condiciones encontradas en el interior. La tesis está compuesta de cinco capítulos como capítulo uno tenemos el planteamiento del problema en el cual se precisa el título de la tesis, el problema general y los problemas específicos, objetivo general, objetivos específicos, justificación e hipótesis, en el capítulo dos tenemos el marco teórico tenemos un marco conceptual bien elaborado con puntos referentes a lo que plantea la tesis, se apoya también en tres tesis internacionales, una tesis nacional y una conferencia científica sobre puentes llevado a cabo en Canadá el año 2000, denominado Investigación sobre el control activo de puentes muy largos, segunda conferencia europea para el control estructural. En el capítulo tres tenemos la metodología de la investigación en la cual se precisa el tipo de investigación, en nuestro caso es una investigación que corresponde al método científico y es del tipo cuantitativo, en el capítulo cuatro tenemos el análisis y diseño estructural de un puente colgante y el capítulo cinco, la interpretación de los resultados el cual muestra en forma precisa los resultados de diseño de los elementos componentes del puente colgante, También mostramos los resultados del diseño con el Software Csi Bridge 2015 V 17.2, que sirve de

herramienta para el modelamiento utilizando el método de elementos finitos, que siendo comparado a cálculos de forma manual de los componentes del puente hacen más confiables los resultados obtenidos, seguido de las conclusiones y recomendaciones.

La conclusión tres refiere a la cimentación indica que la reacción del suelo mayor a la capacidad portante producto del peso de la súper estructura y la infraestructura, planteemos como solución el pilotaje y en la conclusión cuatro vemos que los elementos cumplen la verificación por resistencia, y la recomendación es tener en cuenta las deformaciones para el control de deflexiones, indica considerar una contra flecha de 2.20m, en relación a deformación por carga viva indicado en la norma AASHTO LRFD en el artículo 2.5.2.6.2.

Para entender las ecuaciones indicadas y empleadas en la etapa de desarrollo de la tesis, se incluye suficiente teoría para mayor información y comprensión así como tablas, dibujos y figuras, para que se pueda entender aún más el diseño y cálculo estructural de puentes colgantes.

# **CAPITULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA**

Encontrándonos en la actualidad frente a la falta de infraestructura en nuestro país, que acompañe este crecimiento de estos últimos años, que a la fecha aún se sigue manteniéndose en cifras positivas, para ello consideraremos en nuestra lista, a las construcciones como son, carreteras, ferrocarriles, aeropuertos, canales, presas y puertos, que se encuentren conectadas entre sí, que facilite la salida de la producción y comercialización entre ciudades, desde la más lejana en donde se desarrollan actividades de agricultura, pequeña industrialización de algunos productos de estas zonas. Como son el descubrimiento de nuevos recursos que los grandes mercados reciben con buena aceptación, zonas turísticas que atraen a visitantes de distintos sitios de nuestro país y del mundo. Es por ello que nos encontramos a la hora de desarrollar un proyecto de integración con los obstáculos como son, el cruce de ríos, zonas inaccesibles, zonas inundables, mala calidad de los suelos, precipicios muy accidentados, siendo los puentes de luces diversas que hacen que las carreteras, líneas de trenes o ferrocarriles, túneles, tengan continuidad sin interrupciones, en los diversos escenarios de nuestro país, selva, sierra y costa.

En la actualidad la información para la construcción de puentes colgantes en el Perú es muy poca, más aún para la fabricación de la misma. Siendo este un inconveniente a la hora de plantear un diseño y la construcción de un puente colgante de luces significativas.

El autor de Tesis.

## **PERU**

**(Bloomberg).**- El déficit de infraestructura en el Perú es igual al 40%-50% del PBI, dijo el ministro de Economía y Finanzas Alonso Segura en un evento del FMI en Washington.

Diario Gestión 17 de abril del 2015.

<http://gestion.pe/economia/alonso-segura-cerrar-brecha-infraestructura-peru-llevara-decadas-2129321>

En el Perú, ¿cómo estamos en esta materia? Un primer tema es que si bien tenemos varios planes sectoriales, estos se encuentran desarticulados y no existe una mirada transversal al problema. El Plan Bicentenario 2010-2021, que tiene una sección de infraestructura y desarrollo regional; si bien es un esfuerzo importante, no ha sido tomado en cuenta ni posee el detalle que requiere un PNI.

Un segundo tema que se observa es que la inversión en infraestructura ha tenido un impulso interesante en los últimos años. Así, durante los 37 meses del actual gobierno, se han adjudicado 28 asociaciones público-privadas (APP) por US\$19.821 millones, de las cuales 10 han sido adjudicadas en el 2014 por US\$14.442 millones. Entre ellas destacan la línea 2 del metro de Lima -por US\$5.658 millones- y el Gasoducto Sur Peruano por US\$7.328 millones.

Fuente el comercio, 18 de setiembre del 2014.

<http://www.afin.org.pe/noticias/noticias/687-plan-nacional-de-infraestructura-urgente>

## **LATINO AMERICA**

El gran problema de Latinoamérica es la falta de infraestructura y el Perú no escapa de ello; sé que se está modernizando el puerto del Callao, pero eso no soluciona el problema, porque también se necesita trabajar las conexiones del puerto con Lima y el resto del país. También sé que tienen una línea de tren en la capital y están por construir otra, pero no basta, deberían construir más líneas de metro para mejorar su índice de competitividad logística y tienen que tomar medidas pronto.

El especialista estadounidense afirma que los gobiernos de Latinoamérica saben bien cuál es la solución a la falta de infraestructura de transporte, solo que por cálculos políticos no las adoptan.

**YOSSI SHEFFI** Director del Centro para Transporte y Logística del Massachusetts Institute of Technology (MIT). Publicado por el comercio el 29 de abril del 2015.

<http://www.adiperu.pe/noticias/el-problema-de-la-infraestructura-de-transporte-tiene-solucion-politica/>

## **MEXICO**

Todos los sectores de la economía requieren de determinados tipos de infraestructura para su funcionamiento y desarrollo. El PNI 2014-2018 aborda sectores estratégicos y contiene proyectos específicos que potencialmente representan una derrama económica o que contribuyen al desarrollo integral del país.

La infraestructura en sectores como comunicaciones y transportes, energía y turismo tienen impactos directos en el crecimiento de la economía. El sector comunicaciones y transportes promueve el desarrollo regional equilibrado, al



eficientar la movilidad, reducir los costos de traslado y permitir que los bienes lleguen a su destino oportunamente. De esta manera, la política en materia de inversión en comunicaciones y transportes, tiene como uno de sus objetivos promover una mayor vinculación e integración entre las distintas regiones del país y con los mercados internacionales.

Así mismo, el sector energético no sólo es el insumo principal para el funcionamiento de los distintos sectores de la economía, sino una de las principales fuentes de ingreso del Estado que, gracias a la reforma energética, propuesta por el Gobierno de la República y aprobada por el Congreso de la Unión, permitirá convertirse nuevamente en motor del crecimiento económico en nuestro país, al impulsar mayores inversiones, promoviendo el desarrollo del sector industrial, la generación de mayores y mejores empleos y la captación de mayores ingresos para el Estado mexicano, permitiendo con ello mejorar la oferta de bienes y servicios que se brindan a la población.

Diario oficial de la Federación.

PROGRAMA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA 2014-2018  
MARCO NORMATIVO, segunda edición página 2 y 4.

[http://www.dof.gob.mx/nota\\_detalle.php?codigo=5342547&fecha=29/04/2014](http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5342547&fecha=29/04/2014)

## **BRASIL**

Uno de los desafíos de Brasil y también de los países de latinoamericanos, es mejorar su infraestructura de carreteras. El incremento de las áreas sembradas en el caso de Brasil y Argentina, en los últimos años, ha aumentado fuertemente las TN de cereal colectado. Que debe ser sacado a los puertos para ser exportado. El mayor problema es que las carreteras siguen siendo las mismas desde hace más de 40 años. En este contexto, muchas de las áreas sembradas con soja en Brasil están en la región del Mato Grosso, una región sin carretas. Los camiones deben circulara por terrenos escabros y accidentados. Y como lo podrán ver en el vídeo, necesitan más de 2 hs. para hacer, no más de 50 kilómetros, una verdadera locura.

Esta situación afecta directamente el comercio exterior. Ya que la falta de infraestructura aumenta los costos y los tiempo de transporte. Así no se puede competir, con otros países del mundo. A esto se le debe sumar muchas veces que las tarifas de los fletes no acompañan, el incremento del precio de combustibles y del mantenimiento de la unidad. Otros de los factores negativos en la falta de infraestructura, es la destrucción de las unidades. Se puede ver en el video vehículos nuevos, con doble remolques (bi trenes), que sufren un deterioro, a cada metro que circulan. Suspensiones, llantas y neumáticos, muchas veces son destrozados. Y el consumo de combustible aumenta ya que el camión no puede alcanzar su velocidad crucero. A ello se le debe sumar, la inoperancia de los gobiernos, que parecen muchas veces estar ausentes de la realidad que vive el transporte. En Brasil más de 70% de la producción agrícola se mueve por camión.

Por lo que el estado debe ya tomar cartas en el asunto y tratar de revertir esta situación. Un estudio realizado por el Instituto de la Soja de Estados Unidos, revela que la diferencia de costos por TN de soja, transportada desde el Mato Grosso al puerto de Shanghái (China) en de U\$S 100 por TN, como consecuencia de la infraestructura. Comparado con una TN de soja transportada desde Estados Unidos, al mismo destino. Así no se puede seguir, es necesario que se solucione este grave problema, que de no ser así, traerá a futuro graves consecuencias.

Fuente, dieciocho ruedas del 27 de diciembre del 2014.

<http://dieciochoruedas.blogspot.com/2014/12/falta-de-infraestructura-afecta.html>

## **1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA**

### **1.2.1 PROBLEMA GENERAL**

¿De qué manera generara mayor información para la construcción de nuevos proyectos en nuestro país, los Criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes?

## 1.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS

1. ¿Cuáles son los criterios de diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros?
2. ¿Cómo realizar los cálculos de los elementos componentes de un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros?
3. ¿Cómo interpretar los resultados del cálculo en forma manual en comparación a los resultados del Software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando método de elementos finitos, en un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros?

## 1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

### 1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar, los criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes de luz central mayor a doscientos metros con dos carriles, para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país, que a su vez genere, un aporte para reducir la falta de infraestructura en la conectividad entre pueblos en las zonas de mayores dificultades por la diversidad de condiciones encontradas en el interior.

### 1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Determinar los criterios para el diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.
2. Determinar los cálculos de los elementos componentes de un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.

3. Mostar los resultados del diseño, en forma manual y compararla a los resultados con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el método de elementos finitos, en un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.

## **1.4 JUSTIFICACION**

Con la construcción de un puente se soluciona la conectividad en las zonas inaccesibles como por ejemplo el cruce de un río extenso y caudaloso, o el cruce de un punto hacia otro por ser de condiciones muy accidentadas, siendo el puente parte importante, del total de un proyecto de carreteras, túneles o línea de trenes.

### 1.4.1 Desde el punto de vista Social

Es necesario ver la situación en la cual estamos hoy en día, nos encontramos en un país emergente con muchos pueblos que integrar, si nos referimos a la amazonia con la sierra, la sierra con la costa y viceversa, siendo un obstáculo la falta de infraestructura que bien crearía mejores condiciones de oportunidades para sus habitantes, siendo este una necesidad de prioridad en diferentes lugares de nuestro medio.

### 1.4.2 Desde el punto de Vista Técnico

Los criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes, que se verán en el desarrollo de la tesis, son de aporte para el desarrollo de proyectos similares, ya que en el medio encontramos poca información de este tipo de puentes. Muestra de ello en la década de los 70, 80, el Perú ha importado un lote de puentes colgantes a través del MTC al País Europeo Austria, para cubrir la falta de esta tecnología y conocimientos en el país, esta investigación se hace de aporte para la construcción de puentes colgantes en nuestro medio, quedando de antecedentes para la continuación de siguientes estudios.

### 1.4.3 Desde el punto de vista económico

Es evidente, los expertos en economía refieren como se indica en el planteamiento del problema, no se puede sostener el crecimiento con carencia de infraestructura en los diversos ámbitos, esto retrasa el crecimiento. Crecimiento que necesita del buen funcionamiento de la infraestructura para que siga manteniéndose, y en ascenso. La disposición de recursos, solo, no permite los mejores acuerdos y negocios de mayor rentabilidad, pues sin ellas hacen las operaciones más costosas y muchas veces no se justifican a la inversión realizada.

## 1.5 HIPOTESIS

### 1.5.1 HIPOTESIS GENERAL

La poca información en nuestro medio, en cuanto a criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes, de luz central mayor a doscientos metros, y más aún para su construcción, hace que esta investigación sea de aporte al desarrollo de nuevas infraestructuras que mejoren la conectividad entre los pueblos en el interior.

### 1.5.2 HIPOTESIS ESPECÍFICA

1.- Al conocer los criterios para el diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros, facilita la aplicación de estos conceptos para el desarrollo de nuevos proyectos.

2.- Al conocer los cálculos de los elementos componentes de un puente colgante de dos carriles, de luz central mayor a doscientos metros, ayuda a reducir la poca información para la el diseño y construcción de este tipo de proyectos.

3.- Al obtener los resultados del diseño, en forma manual y compararla a los resultados con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el método de elementos finitos, nos permitirá, comprobar, interpretar y obtener

resultados más confiables, en la etapa de diseño y cálculo estructural en un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.

## 1.6 IDENTIFICACION DE VARIABLES

### 1.6.1 Variable Independiente (X) y Variable Dependiente (Y)

<b>VI: Criterios de diseño y Calculo estructural (X)</b>	<b>VD: Puentes Colgantes (Y)</b>
1.-Criterios	1.- Doscientos metros
2.- Cálculos	2.- Elementos
3.- Resultados	3.- Método

## 1.7 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES E INDICADORES

<b>VARIABLES</b>	<b>INDICADORES</b>
<b>Criterios de diseño y Calculo estructural</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Factores</li> <li>• Coeficientes</li> <li>• Medidas</li> <li>• Normas</li> </ul>
<b>Criterios</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Saber</li> <li>• Decisión</li> <li>• Conocimiento</li> <li>• Seleccionar</li> </ul>
<b>Cálculos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desarrollo</li> <li>• Códigos</li> <li>• Formulas</li> <li>• Comprobación</li> </ul>
<b>Resultados</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conclusiones</li> <li>• Respuesta</li> <li>• Resumen</li> <li>• Recomendación</li> </ul>
<b>Puentes colgantes</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructura</li> <li>• Acero</li> <li>• Cables</li> <li>• Concreto</li> </ul>
<b>Doscientos metros</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Longitud</li> <li>• Medida</li> <li>• Luz central</li> <li>• Envergadura</li> </ul>
<b>Elementos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Torre</li> <li>• Cable</li> <li>• Péndolas</li> <li>• Cimentación</li> <li>• Viga de rigidez</li> </ul>
<b>Método</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• LRFD</li> <li>• Elementos finito</li> <li>• Software</li> <li>• Verificación</li> </ul>

## 1.8 MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES
<b>Problema General</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>¿De qué manera generara mayor información para la construcción de nuevos proyectos en nuestro país, los <b>criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes</b>?</li> </ul>	<b>Objetivo General</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar los <b>criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes</b> de luz central mayor a doscientos metros con dos carriles, para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país.</li> </ul>	<b>Hipótesis General</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>La poca información en nuestro medio, en cuanto a <b>criterios de diseño y calculo estructural de puentes colgantes</b>, de luz central mayor a doscientos metros más a un para su construcción, hace que esta investigación sea de aporte al desarrollo de nuevas infraestructuras que mejoren la conectividad entre pueblos en el interior.</li> </ul>	Variable independiente Criterios de diseño y calculo estructural= X	- Factores - Coeficientes - Medidas - Normas
			Variable dependiente Puentes colgantes = Y	- Estructura - Acero - Cables - Concreto
<b>Problemas Específicos</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cuáles son los <b>criterios</b> de diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a <b>doscientos metros</b>?</li> </ul>	<b>Objetivos Específicos</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar los <b>criterios</b> para el diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a <b>doscientos metros</b>.</li> </ul>	<b>Hipótesis Especifica</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Al conocer los <b>criterios</b> para el diseño de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a <b>doscientos metros</b>, facilita la aplicación estos conceptos para el desarrollo de nuevos proyectos.</li> </ul>	Variable independiente Criterios= X1	- Saber - Decisión - Conocimiento - Seleccionar
			Variable dependiente Doscientos metros = Y1	- Longitud - Medida - Luz central - Envergadura
<ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cómo realizar los <b>cálculos</b> de los <b>elementos</b> componentes de un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar los <b>cálculos</b> de los <b>elementos</b> componentes de un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Al conocer los <b>cálculos</b> de los <b>elementos</b> componentes de un puente colgante de dos carriles, de luz central mayor a doscientos metros, ayuda a reducir la poca información para el diseño y construcción de este tipo de proyectos.</li> </ul>	Variable independiente - Cálculos= X2	- Desarrollo - Códigos - Formulas - Comprobación
			Variable dependiente - Elementos= Y2	- Torre - Cable - Péndolas - Cimentación - Viga de rigidez
<ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cómo interpretar los <b>resultados</b> del cálculo en forma manual en comparación con los resultados del software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el <b>método</b> de elementos finitos, en un puente colgante de dos carriles de luz central mayor a doscientos metros?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mostrar los <b>resultados</b> del diseño, en forma manual y compararla a los resultados con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el <b>método</b> de elementos finitos, en un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Al obtener los <b>resultados</b> del diseño, en forma manual y compararla a los resultados con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el <b>método</b> de elementos finitos, nos permitirá, comprobar, interpretar y obtener resultados más confiables, en la etapa de diseño y cálculo estructural en un puente colgante de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros.</li> </ul>	Variable independiente - Resultados = X3	- Conclusiones - Respuesta - Resumen - Recomendación
			Variable dependiente - Método= Y3	- LRFD - Elementos finito - Software - Verificación



## **CAPITULO II**

### **MARCO TEORICO**

#### **2.1 REVISION BIBLIOGRAFICA**

##### **PERU**

En nuestro país, el desarrollo de la infraestructura vial es un reto permanente debido a sus características orográficas. Uno de esos retos es la construcción de puentes en quebradas o ríos que fácilmente superan los 100 m de longitud, como es el caso de los ríos de nuestra Amazonía, en las que se hace complejo colocar apoyos intermedios en su cauce.

Una alternativa para salvar dichas luces son los puentes colgantes, que se han venido utilizando desde épocas prehispánicas. Los puentes colgantes de luces importantes que se han construido en nuestro territorio han sido adquiridos generalmente en el extranjero, incluyendo el diseño estructural dentro del monto del contrato. Esta limitación ha impedido que se tenga ingenieros con experiencia en este tipo de diseño, razón por la que urge la necesidad de proponer procedimientos de cálculo que permitan comprender el comportamiento de esta configuración estructural.

El objetivo principal de este trabajo es presentar las características importantes y el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, ya que nuestros obstáculos naturales hacen necesarios puentes colgantes de grandes luces. Dicho objetivo se complementa con la presentación del análisis y diseño de los elementos más importantes de un puente de 140 m de luz.

Se desarrollará el análisis estructural del puente colgante utilizando la Teoría de la deflexión y hacer una comparación utilizando un programa de cálculo de estructuras basado en el método de los elementos finitos y su característica de análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo (Nonlinear static staged construction).

Dentro de los alcances de este trabajo, se analizan las condiciones de cargas debido a los componentes estructurales, superficie de desgaste y sobrecarga vehicular.

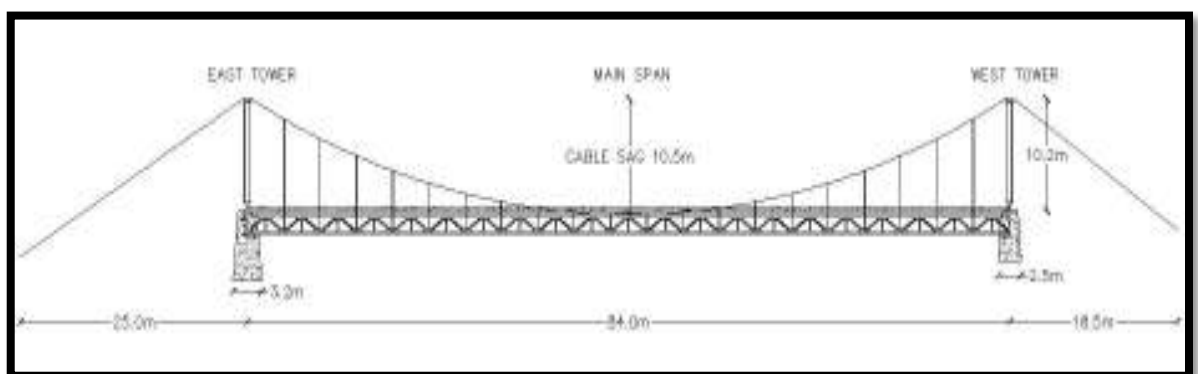
Sus características principales son las siguientes:

- Tienen un tramo central, el principal, de luz grande, con dos tramos laterales con luces que varían entre 0.20 a 0.50 de la luz del tramo central.
- Dos cables flexibles de acero que forman la estructura portante, con una flecha del orden de 1/10 de la luz del tramo central.
- Dos torres, de acero o de concreto armado, entre el tramo central y los dos tramos laterales, que sirven de apoyo a los cables de acero.
- Un tablero, que es la superficie de tráfico, colgado de los cables mediante péndolas que pueden ser verticales o inclinadas.
- Las vigas de rigidez que distribuyen las cargas concentradas de los vehículos evitando las deformaciones locales de la estructura y proporcionando la rigidez torsional y de flexión necesaria para evitar oscilaciones peligrosas por efectos del viento.
- Dos cámaras de anclaje que sirven para fijar los cables al terreno, resistiendo normalmente por gravedad las fuerzas horizontales que transmiten dichos cables.

Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería, Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes. Autor: Everth Jhon Ampuero Alata. Peru Año 2012.

## ISLANDIA

El Puente Colgante Ölfusá , construido en 1945 , sirve como una importante conexión vial llevar tráfico medio diario del verano de cerca de 11.000 vehículos en la carretera 1 en la ciudad de Selfoss , situada a unos 60 km de Reykjavik . Esto coloca el puente como el más viejo , pero puente colgante más pesadamente cargado en el sistema de carreteras de Islandia. La configuración estructural del puente incluye un cable largo 84 m apoyada tramo principal y tres I- viga tramos laterales apoyados adicionales. La calzada de dos carriles del tramo principal fue reconstruido en 1992 que implicó la instalación de una cubierta de hormigón considerablemente más pesado. La construcción de este puente de cubierta nueva es sospechoso de haber inducido aumento significativo de las fuerzas de tracción que actúan en los cables principales y también han dado lugar a la distribución de la fuerza desigual entre los planos de cable debido a la distribución del peso asimétrico de la cubierta.



**FIGURA N° 1.1:** Tramo principal del puente colgante Ölfusá

Las incertidumbres sobre el estado estructural del puente Ölfusá han sido motivo de cierta preocupación, especialmente en relación con la situación real y la

capacidad de carga de los cables principales. La condición estructural de los principales cables ha sido recientemente evaluada tras una inspección visual. Se observó una considerable reducción en el factor de cable de seguridad debido a un aumento de peso propio y carga de tráfico. La condición de los cables indica la degradación potencial de hacer a la corrosión, lo que podría disminuir la sección transversal activa de los cables y por lo tanto la capacidad de carga. Estas incertidumbres plantean preocupaciones con respecto a la integridad estructural del puente y sugieren que nuevas investigaciones se deben realizar. La preservación del Puente Ölfusá puede concluir que son de importancia significativa para la población en el sur de Islandia, siendo un vínculo social importante con respecto a trabajar precauciones de trayecto, turismo y seguridad. Esto promueve la necesidad de la vigilancia y el mantenimiento adecuado para garantizar la seguridad estructural del puente cuando aún estaba en servicio.

### **Objetivos principales**

El trabajo presentado en esta tesis es una parte de un proyecto de investigación en curso que tiene por objeto proporcionar una evaluación de la condición estructural real del Puente colgante Ölfusá. Los tres capítulos principales incluyen un debate introductorio sobre puentes colgantes, un modelo de elementos finitos salud estructural orientado del puente, y una visión general de la literatura métodos reportados Detection y vigilancia de la salud de daño estructural. El foco principal estará en primer lugar, se orienta hacia el proceso de modelado y en segundo lugar en el panorama de la literatura.

El modelado incluye dos modelos de elementos finitos, uno que representa la configuración original del puente y otro que representa la configuración actual. Los modelos se ensamblan utilizando software comercial de elementos finitos, utilizando marcos, conchas, sólidos y cables como elementos principales. Resultados que describen las respuestas estáticas y dinámicas de la estructura se obtienen mediante análisis no lineal de los modelos definidos.

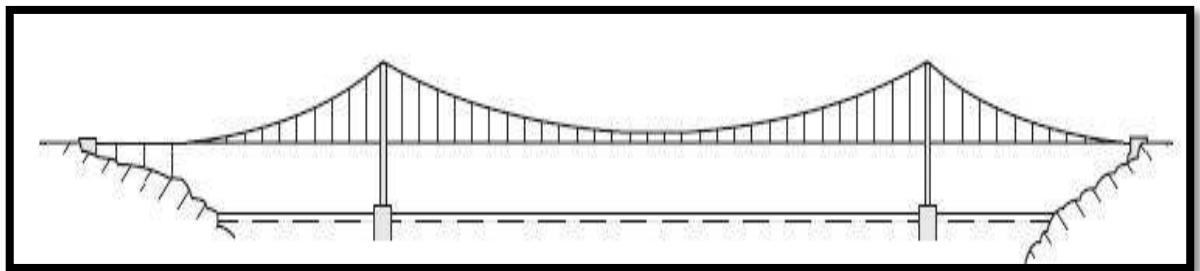
El principal objetivo de modelar la configuración original del puente es para validar la precisión del proceso de modelado mediante la comparación con los resultados de las pruebas documentadas, y las fuerzas de la reacción y de cable de dibujos de diseño. Los resultados del modelo del estado actual del puente serán utilizados para evaluar la gravedad de un aumento de las deformaciones y las fuerzas de cable con respecto a la seguridad estructural de los cables principales. Por otra parte, el resultado de un análisis modal realiza para describir las características de vibración de la estructura actual serán estudiados para estimar el posicionamiento adecuado de los acelerómetros en pruebas de vibración programados. El modelo estructural último está destinado a continuación, para proporcionar una base fiable para la calibración con las pruebas de vibración en el que el modelo simulado se correlaciona con las mediciones de frecuencia correspondientes de la estructura. Este proceso mejora aún más la capacidad del modelo para describir con precisión el comportamiento real del puente.

El objetivo de la visión general de la literatura métodos Detection daños y vigilancia de la salud estructural es resumir sistemáticamente técnicas disponibles y discutir posibles aplicaciones. La selección de los temas se lleva a cabo en relación con la configuración del sistema y de la salud estructural del puente colgante Ölfusá para dar una amplia perspectiva sobre qué medidas pueden ser apropiadas en términos de evaluación y estimación de la vida estructural del puente.

### **Puentes de suspensión**

En el avance de la ingeniería de puentes, se han desarrollado varios tipos de puentes. Categorización de los puentes se realiza de acuerdo a la configuración estructural y se diferencia principalmente entre cinco tipos: puentes viga, puentes voladizos, arco puentes, puentes entramados, y puentes de cable-compatible (Xu y Xia, 2012). Cable apoyado puentes, divididos en puentes atirantados y puentes colgantes son competitivos durante largos tramos (más de 200 m), debido a la configuración estructural y de alta resistencia / relación de densidad de los cables.

El puente colgante más largo del mundo es actualmente el puente Akashi-Kaikyo en Kobe, Japón, que abrió sus puertas en 1998 y cuenta con un vano principal de 1991 m. El cable más largo permanecía el puente es el puente Sutong en la provincia de Jiangsu, China, que abrió sus puertas en 2008 con un vano principal de 1.088 m. A pesar de estos grandes esfuerzos envergadura que ya están en servicio, se están considerando proyectos de tramos aún más largos. Uno de los proyectos que ha estado en la evolución de las últimas décadas es un puente colgante sobre el Estrecho de Messina, entre Italia y la isla de Cerdeña con una luz libre de 3.300 m, que da una indicación del desarrollo futuro de la gran luz puentes colgantes.

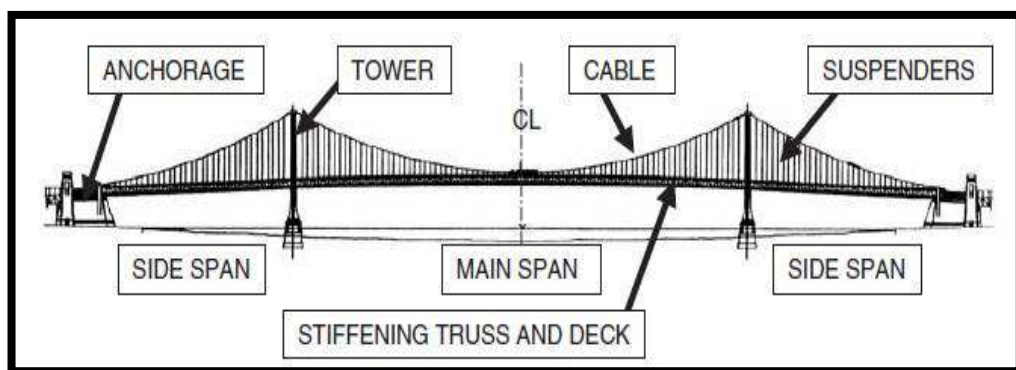


**FIGURA N° 1.2:** Suspensión vista lateral del puente (Åkesson, 2008).

### **Sistema estructural**

Según Gimsing (1998), el sistema estructural de un puente colgante se puede dividir en cuatro componentes principales: La viga de refuerzo (ya sea que consta de una viga de caja o una cercha), el sistema de soporte de cable de la viga de refuerzo, las torres que soportan el sistema de cable y bloques de anclaje que soportan el sistema de cable. La configuración del sistema de suspensión se caracteriza por el cable principal parabólico que corre entre los bloques de anclaje a cada lado del vano y los cables de la liga verticales o ligeramente inclinadas que conectan la viga de refuerzo al cable principal. Por otra parte, el

Programa Europeo de acero Diseño Educación (ESDEP) clasifica los puentes colgantes de acuerdo con la suspensión de la viga, el anclaje del cable principal y la posición de las juntas de dilatación. Una configuración de tipo denominado S ha tanto principales y secundarios vanos suspendido similar al puente mostrado en la Figura 1.3, mientras que una configuración de tipo F solo tiene tirantes sobre el tramo principal. En la construcción moderna de puentes colgantes, anclaje tierra se incorpora para la transmisión de las fuerzas a las articulaciones de tierra y de expansión de la viga de refuerzo se puede colocar ya sea en las torres o en los bloques de anclaje. La suspensión Ölfusá puente comprende una tierra anclada configuración de tipo F con juntas de dilatación en viga de las torres.

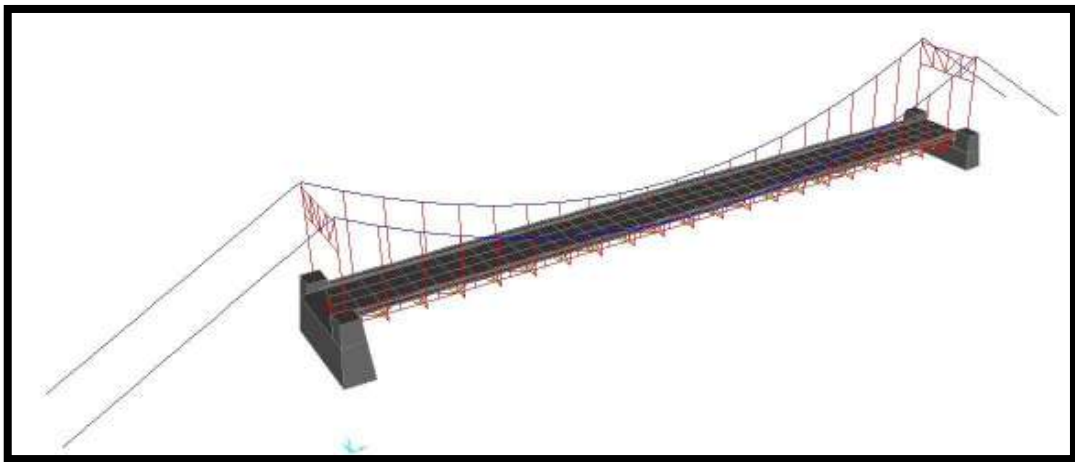


**FIGURA N° 1.3:** Componentes de un puente colgante (Mayrbaurl y Camo 2004)

### **Modelamiento del puente**

El modelado tridimensional del puente se lleva a cabo usando CSI SAP2000 v15 para casos de carga estáticos y modales y v15 Puente CSI para mover análisis de la carga. El modelo, que se muestra en la Figura 1.4, se utiliza tanto para no linealidad estática y modal análisis. Además de una investigación en el lugar, el modelo se construye con la ayuda de los dos dibujos originales del diseño de la Dorman largo compañía que diseñó el puente en 1945 y dibujos actualización posteriores de 1992. El objetivo principal durante el proceso de modelado era representar la geometría real con la mayor precisión posible con la colocación

cuidadosa de los elementos de acuerdo a los dibujos , la simulación adecuada y la cuantificación de la masa y la rigidez elemento , y condiciones de contorno que representan condiciones reales. Además, el nivel de detalle debe ser suficiente para la posterior modelo de actualización. Dos versiones del modelo en el que creó, uno que incluye la cubierta del puente original y otra versión con la cubierta más grande de 1992.



**FIGURA N° 1.4:** Modelo de elementos finitos del Puente Ölfusá

### **Antecedentes Teóricos**

Los puentes colgantes son estructuras complejas y para garantizar el diseño seguro y económico, en combinación con la mejora en las técnicas de construcción, métodos de análisis precisos y fiables son de mayor importancia. Los métodos de análisis utilizados para puentes colgantes se pueden dividir en dos categorías de tipos de analíticas y numéricas según lo descrito por Kim y Tailandia (2011): la teoría elástica y la teoría de la desviación son la base del método analítico. El efecto de refuerzo del cable principal bajo tensión no se contabiliza en la teoría elástica que se traduce en mayores momentos en la viga de refuerzo. La teoría de la desviación, primero poner en práctica en el diseño del puente de Manhattan, ¿considera efectos de segundo orden de la rigidez del cable, reduciendo los momentos en la viga de rigidez. Con mayor énfasis en el



modelado de precisión configuraciones estructurales más complejas, el método numérico se considera proporcionar una predicción más precisa que los métodos analíticos clásicos de la respuesta de los puentes colgantes.

Esta sección se ocupa de los métodos utilizados para el análisis del Puente Ölfusá basado en el modelo de elementos finitos tridimensional. Una breve descripción de la no linealidad geométrica se da y los fundamentos de la teoría dinámica, necesaria para la aplicación del análisis modal se explicará con referencia a los procedimientos de cálculo empleados en el software Sap 2000. Por último, una discusión que describe las técnicas de solución numérica de método de elementos finitos sigue.

### **Análisis Estático No Lineal**

#### No linealidad geométrica

De no linealidad en el análisis estructural puede ser causado por cualquiera de linealidad geométrica o material o en algunos casos ambas. El primero surge cuando una estructura se somete a este tipo de grandes deformaciones que la alteración considerable se produce en aplicación de la carga y la resistencia. Este último representa una relación de tensión-deformación no lineal en el material estructural bajo carga aplicada (Cook, 1995).

En contraste con la respuesta no lineal, la respuesta lineal de estructuras es directamente proporcional a la carga. Desplazamientos y rotaciones se supone que son pequeñas, la sedimentación de los soportes no se contabiliza y la relación tensión-deformación es directamente proporcional. No hay cambios de dirección de carga se producen debido a la deformación de la estructura, ecuaciones de equilibrio se escriben con referencia a las condiciones y los desplazamientos soporte original se puede calcular en un solo paso de cálculos. Con desplazamientos y rotaciones más grandes, el supuesto de proporcionalidad en la relación entre la carga y la respuesta deja de describir con precisión el comportamiento estructural por lo que las ecuaciones de equilibrio deben ser por escrito para la forma deformada de la estructura en lugar de la configuración original. Además, grandes rotaciones pueden causar un cambio en la dirección y magnitud de las cargas (Cook, 1995). Un problema que involucra

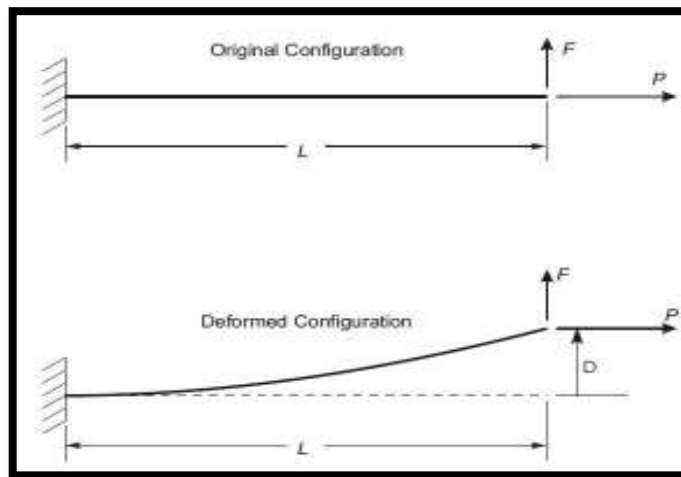
una estructura encontrar tales efectos puede requerir formas no lineales de análisis con los procedimientos de cálculo iterativo para obtener resultados adecuados.

SAP2000 tiene dos maneras de considerar la no linealidad geométrica, ya sea en forma de efectos P-delta o P-delta plus de gran desplazamiento / rotación efectos asumiendo pequeñas cepas dentro de los elementos en ambos casos. No linealidad geométrica puede ser tenida en cuenta de forma paso a paso en el análisis tiempo-historia estática y directa integración no lineal. La matriz de rigidez resultante de estos métodos de solución se puede utilizar para posteriores análisis lineales (Computadoras y Estructuras, 2011).

En el modelado de la Puente Ölfusá, no linealidad geométrica se tiene en cuenta en forma de P-delta más grande de desplazamiento efectos, resuelto mediante el análisis estático no lineal.

P-Delta y grandes efectos de desplazamiento

Tipo-P delta de no linealidad toma parcialmente en cuenta la configuración deformada de la estructura, mientras que iterativamente la solución de las ecuaciones de equilibrio. Rigidez geométrica de la estructura se produce cuando las fuerzas de tracción reducen la rotación de los elementos mientras que las fuerzas de compresión tienden a causar inestabilidad con una mejora de la rotación de los elementos. Ampliación del tipo de desplazamiento de la no linealidad considera una configuración totalmente deformada, también representando rotaciones, en la resolución de las ecuaciones de equilibrio exigiendo una mayor cantidad de iteración. Para algunas estructuras de cables soportado, la aplicación del análisis P - delta es suficiente a menos que se espera que la deflexión o la rotación de la estructura de soporte, o la estructura soportada por los cables significativo. Grandes efectos de desplazamiento se recomienda aunque para el análisis de los modelos que utilizan elementos de cable (Computers and Structures, 2011).



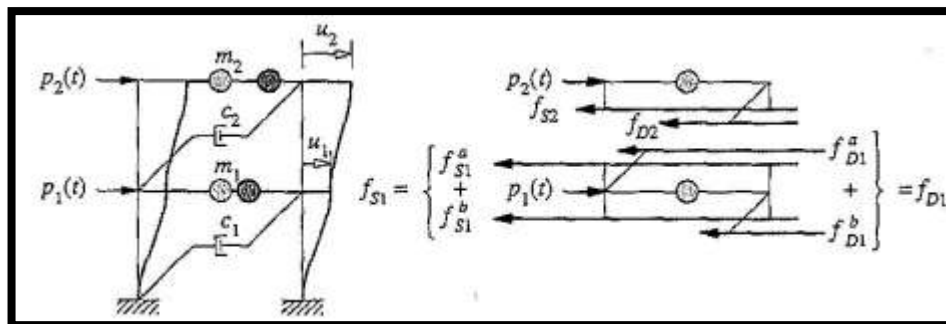
**FIGURA N° 1.5:** Efectos P - delta de una viga en Voladizo (Computers and Structures, 2011)

Figura 1.5, muestra un ejemplo de una viga en voladizo sujeta a una carga axial  $P$  y una carga  $F$  transversal en la punta, que ilustra los conceptos detrás el efecto P-delta. Teniendo en cuenta la configuración original de la geometría no deformada, el momento en el que el soporte es  $M = FL$  y disminuye linealmente hasta cero en la punta. En el caso de una configuración deformada, momento adicional es causada por la fuerza axial  $P$ , que actúa sobre el desplazamiento transversal en la punta, distribución de momentos  $D$ . lineal a lo largo de la longitud de la viga ya no existe pero en cambio, la distribución depende de la desviado dando forma a un momento  $M = FL - PD$  en el soporte. Este ejemplo ilustra el momento en reducir los efectos de una viga en tensión, el aumento de la rigidez geométrica en contra de la carga transversal  $F$ . Para una viga bajo carga de compresión sin embargo, el momento y la flexión transversal se aumentan, provocando una mayor flexibilidad en contra de la carga  $F$  que finalmente conducirá al pandeo del miembro. La magnitud de los efectos P-delta se ilustra por Wilson (2002), donde se observa que si el peso de una estructura es grande en proporción a la rigidez lateral, las contribuciones de los efectos de P-delta son altamente amplificados y puede causar un aumento de veinticinco por ciento o más en los desplazamientos y fuerzas en los miembros. El análisis de una estructura sometida a los efectos P-delta excesivas finalmente se encontrará con singularidades en la solución que indican inestabilidad de la estructura y la necesidad de rigidez adicional.

## Ecuaciones del movimiento

Análisis dinámico de múltiples grados de sistemas estructurales de la libertad es una extensión directa de análisis estático. Fuerzas de inercia y las fuerzas de disipación de energía sólo necesitan ser incorporados para proporcionar equilibrio dinámico satisfactorio y la masa de la estructura tiene que ser agrupados en las articulaciones. Las matrices de rigidez elásticas se mantienen sin cambios (Wilson, 2002).

La respuesta de una estructura sometida a la excitación dinámica externa puede ser descrita por formulación de las ecuaciones de movimiento para un grado múltiple idealizada de sistema de libertad. La metodología puede ser explicado por un marco de dos pisos de plantas completamente rígidos, se somete a fuerzas  $p_1(t)$  y  $p_2(t)$  (véase la figura 1.6).



**FIGURA N° 1.6:** Marco cizalla dos pisos y que actúan fuerzas (Chopra, 2007)

La figura 1.6, muestra las fuerzas que actúan sobre cada masa de suelo  $m$ . Estas fuerzas son la fuerza externa  $p(t)$ , los  $f_s$  fuerza de resistencia y la fuerza de amortiguación  $f_D$ . Los desplazamientos laterales y la amortiguación del sistema se representan con  $U$  y  $C$ , respectivamente. Segunda ley de Newton de movimiento se puede usar para expresar el equilibrio de las masas de suelo marco, escrita en forma de matriz (Chopra 2007).

## Análisis de elementos finitos

El método de los elementos finitos es un procedimiento numérico que proporciona resultados aproximados para los problemas que son demasiado complicados para ser resueltos con precisión por métodos analíticos clásicos. En general, los modelos método de una estructura tal como un número finito de

elementos ensamblados, cada uno de geometría simple y por lo tanto más fácil de analizar que la estructura de tamaño completo. Estas piezas ensambladas de la estructura comprenden una malla de elementos que está representado por un sistema de ecuaciones algebraicas que hay que resolver para incógnitas en los nodos de elementos. Estas ecuaciones son funciones de interpolación, adaptados al número de nodos en el tipo de elemento (Cook et al., 2002).

La formulación de matrices elemento utilizado para resolver las ecuaciones globales de la estructura se puede describir, a partir de la interpolación de los desplazamientos  $\{U\}$  sobre un elemento:

$$\{u\} = [N]\{d\} \quad (3.19)$$

Donde  $N_i$  es una función de la forma o la interpolación y  $\{d\}$  son las deformaciones nodales. (Desplazamientos y rotaciones del elemento de determinación de las cepas que actúan se da como:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{d\} \quad (3.20)$$

La matriz  $[B]$  se llama la matriz cepa desplazamiento y de las ecuaciones [3.19] y [3.20], el desplazamiento virtual  $\delta U$  y la tensión de vectores  $\delta \varepsilon$  pueden expresarse:

$$\{\delta u\}^T = \{\delta d\}^T [N]^T \text{ and } \{\delta \varepsilon\}^T = \{\delta d\}^T [B]^T \quad (3.21)$$

Mediante el uso de las relaciones generales de tensión-deformación, el principio del trabajo virtual y ecuaciones [3.20 y [3.21], se puede obtener una relación que describe el comportamiento del elemento local y simplificarse en la siguiente ecuación :

$$[k']\{d\} = \{r_e\} \quad (3.22)$$

Donde  $\{r_e\}$  es el vector de cargas aplicadas a los nodos de elementos y  $[k']$  la matriz de elemento de rigidez dado como:

$$[k'] = \int [B]^T [E] [B] dV \quad (3.23)$$

Donde [E] es la matriz constitutiva de constantes elásticas. La ecuación [3.22] produce las matrices elemento de rigidez en el sistema local, que luego se transfiere a coordenadas globales de la estructura mediante el uso de la matriz de transformación [T] de coordenadas:

$$[k] = [T]^T [k'] [T] \quad (3.24)$$

Cuando transformación en coordenadas globales ha tenido lugar, los elementos se ensamblan para formar una estructura de elementos finitos. Es decir, las matrices de elementos se expanden para representar a toda la estructura resultante de las ecuaciones de equilibrio estructura o sistema.

$$[K]\{D\} = \{R\} \quad (3.25)$$

Con [K], denota en el punto denominado ecuación del movimiento, como la matriz de rigidez de la estructura, {D} es el vector mundial de grados de libertad y {R} es el vector de cargas externas que se aplican a la estructura de nodos. Para una explicación más completa de la formación de matrices para diferentes tipos de elementos, funciones de interpolación, y la aplicación del análisis de elementos finitos, se hace una referencia a (Cook et al. 2002).

En el avance de la ingeniería de puentes, se han desarrollado varios tipos de puentes. Categorización de los puentes se realiza de acuerdo a la configuración estructural y se diferencia principalmente entre cinco tipos: puentes viga, puentes voladizos, arco puentes, puentes entramados, y puentes de cable-compatible (Xu y Xia, 2012). Cable apoyado puentes, divididos en puentes atirantados y puentes colgantes son competitivos durante largos tramos (más de 200 m), debido a la configuración estructural y de alta resistencia / relación de densidad de los cables.

El puente colgante más largo del mundo es actualmente el puente Akashi-Kaiko en Kobe, Japón, que abrió sus puertas en 1998 y cuenta con un vano principal de 1991 m. El cable más largo permanecía el puente es el puente Sutong en la provincia de Jiangsu, China, que abrió sus puertas en 2008 con un vano principal de 1088 m. A pesar de estos grandes esfuerzos envergadura que ya están en servicio, se están considerando proyectos de tramos aún más largos. Uno de los proyectos que ha estado en la evolución de las últimas décadas es un puente colgante a través del estrecho de Messina entre Italia y la isla de Cerdeña con una luz libre de 3.300 m, dando una indicación del desarrollo futuro de la gran luz puentes colgantes.

Tesis, Modelado de la salud estructural de la, Ölfusá Puente colgante, Detección de daños y los aspectos de vigilancia, Islandia Mayo del 2012.

## **ESTADOS UNIDOS WPI**

El inicio de una idea

Supongamos que hubiera una manera de evaluar la condición de una estructura sin tener que tocar la estructura. Imagínese tomando esta suposición y la creación de un sistema que pueda ser utilizado por cualquier persona con un mínimo de entrenamiento y equipos disponibles. Esta tesis es sobre la creación de una nueva herramienta de inspección de puentes que ayude en la calificación de la condición y la evaluación de puentes con la tecnología que rara vez se utilizan en Ingeniería Civil. Esta tecnología es Interferometría que ha existido durante muchos años y su uso está aumentando a medida que los circuitos de ordenador y la fotografía digital antelación.

## **INSPECCIÓN DEL PUENTE**

El programa de inspección de puentes actual instituido en los Estados Unidos fue creado en la década de 1960. Su creación fue en reacción a una tragedia. Pero no fue el primer fracaso trágico en parte causada por las prácticas de inspección pobres que fue la que finalmente causó la ciudadanía para actuar.

Noventa años antes, tal vez el colapso del puente más horrible en la historia de Estados Unidos ocurrió.

### **El puente Ashtabula (Una noche en el infierno)**

En la noche del 29 de diciembre, 1876 La orilla del lago Michigan y Southern Railway tren No. 5, La Pacific Express se acaba de salir de la estación Ashtabula dirige hacia el oeste. El tren se componía de dos motores y once trenadores. En 19:28 el tren estaba cruzando sobre el río Ashtabula en un 150 pies de largo puente de armadura de hierro cubierta. Cuando, de repente y sin previo aviso, el puente se derrumbó. Un motor y los once trenadores cayeron ochenta pies en el río congelado a continuación. Había 159 pasajeros y tripulantes a bordo, 92 murieron y 64 resultaron heridas. Los que murieron, murieron ya sea en el salto de 80 pies al río cubierto de hielo por debajo, o fueron aplastados por el motor de tren que cayó el pasado y hacia los trenadores, o por los incendios iniciados por el motor o por ahogamiento en el río cuando los incendios derretido el hielo, o por hipotermia en una tormenta de nieve cegadora después de subir del río y antes de que llegara la ayuda. Cuarenta y ocho de las víctimas eran identificables debido ya sea a ser aplastado o quemado más allá del reconocimiento (sus restos fueron colocados en 19 cajas de madera y enterrados en una fosa común en el Cementerio Ashtabula City). Sorprendentemente, 3 personas se alejaron de este accidente sin lesiones (Whittle 1877).

Jurado El forense que investigó el accidente determinó que el puente tenía numerosos defectos de diseño y construcción; que los defectos, gradualmente durante la vida útil once años del puente causado componentes para debilitar y se hundían notablemente. Y si el puente había sido inspeccionado cuidadosamente sobre una base regular por personal cualificado, los defectos se habrían descubierto y evitado la tragedia.

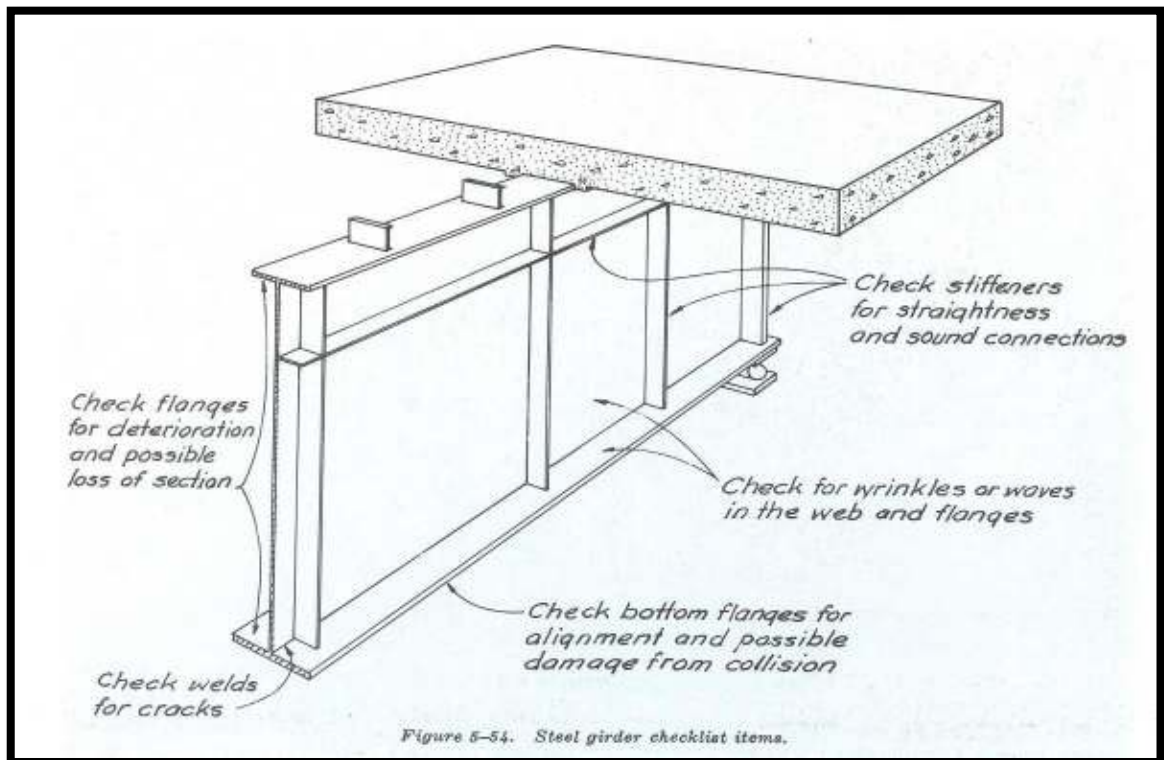
### **Manual de Capacitación de Puente Inspector (Manual 70)**

En la década de 1970 la política de Estándares Nacionales de Inspección de Puente (NBIS), Manual de Formación de la Puente Inspector (Manual 70), y el Registro y Guía de Codificación para la Estructura de Inventario y valuación de



los Puentes de la Nación (Codificación Guía) fueron creados por la Carretera Federal Administración (FHWA) para establecer los procedimientos de inspección bianual de todas las estructuras de puentes que forman parte de un sistema de carreteras de Ayuda Federal; puentes en las carreteras de ayuda no federales locales no se incluyeron. Además, la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras del Estado (AASHO) publicó su Manual de Inspección de Mantenimiento de Puentes (Manual de mantenimiento) como un libro que acompaña al Manual 70. La política NBIS y la estructura organizativa Guía Codificación previsto estados a seguir mientras Manual 70 proporcionado los detalles sobre cómo inspeccionar. Manual 70 describe el proceso de inspección de puentes de los requisitos para ser un inspector, identificación de tipos de puentes y componentes, técnicas de inspección para diversos materiales, y cómo escribir un informe de inspección de puentes. Lo que se destaca en el manual es que el deber principal del inspector puente es para registrar la condición del puente con la mayor precisión posible, pero no necesariamente asignar una calificación numérica condición. La principal herramienta de la inspección es la vista y el manual proporciona descripciones y fotografías de las diversas condiciones deterioradas de grabar. Para la inspección superestructura, se incluyeron directrices para la identificación de varias condiciones tales como la corrosión, grietas, roturas, deslizamiento de conexión, la deformación debido a la sobrecarga, y daños causados por colisiones. El manual dice 70 para medir la magnitud de los daños o deterioro. Para los miembros de acero, el manual ofrece una manera sencilla de clasificar a la roya (leve, moderada, grave), dice que debe buscar pandeo y torceduras en los miembros, y un método para la detección de concentraciones de esfuerzos mediante la observación del craqueo de pintura cerca de las conexiones. Sección 13 del capítulo 5, se describen los tipos de puentes y componentes de acero, indicando para cada uno donde debe buscar el deterioro. A lo largo de la sección 13 en la principal herramienta de inspección es el reconocimiento visual de los problemas. El sonido se menciona como una herramienta de inspección para los golpes de los componentes del puente mientras que los vehículos viajan a través del puente. Siente que se menciona para medir vibraciones excesivas. En general, Manual 70 carecían de información suficiente sobre cómo medir el

deterioro y deformación con precisión y rapidez. Detección de la deformación es muy difícil debido al tamaño total de miembros de puente. Si la deformación es grande (decir 25% o más de un miembro dimensión), entonces es probable que se ha visto. Pero, si es menos de 25 %, entonces probablemente no se dio cuenta de la deformación. Medición de deformación es aún más difícil porque uno tiene que encontrar los límites de la deformación y magnitud.



**FIGURA N° 1.7:** Típica Inspección Acero Checklist Sketch. Tomado de Manual 70, p. 5-44.

Con la mayoría de los puentes en el envejecimiento país, sobre la capacidad y costoso para rehabilitar o reemplazar, es esencial que los ingenieros refinar sus técnicas de inspección y evaluación. Durante los últimos 130 años, la recopilación de información técnicas y métodos utilizados por los ingenieros para inspeccionar puentes han cambiado poco. Todos los métodos disponibles se basan en una técnica, la inspección visual. Además, durante los últimos 40 años los inspectores de puentes individuales han pasado de ser la información reúne a ser el único responsable de la calificación de la condición de los puentes que inspeccionan. La dependencia de las capacidades visuales de un solo individuo

para determinar la salud de un puente en particular ha dado lugar a resultados inconsistentes ya veces erróneos. En un esfuerzo por facilitar a los inspectores de puentes e ingenieros con las técnicas de inspección y evaluación más fiable, esta tesis se detalla el caso para el desarrollo de una nueva herramienta de inspección, y el montaje y el uso de una nueva herramienta llamada Fringe interferometría.

El inicio de una idea

Supongamos que hubiera una manera de evaluar la condición de una estructura sin tener que tocar la estructura. Imagínese tomando esta suposición y la creación de un sistema que podría ser utilizado por cualquier persona con un mínimo de entrenamiento y equipos disponibles. Esta tesis es sobre la creación de una nueva herramienta de inspección de puentes que ayudaría en la calificación y evaluación de la condición puentes con la tecnología que rara vez se utilizan en Ingeniería Civil. Esta tecnología es Interferometría que ha existido durante muchos años y su uso está aumentando a medida que los circuitos de ordenador y la fotografía digital antelación.

Tesis, INSPECCIÓN DEL PUENTE e Interferometría presentada por, JOSEPH E. KRAJEWSKI, Una Tesis Presentada a la Facultad, WORCESTER POLITÉCNICA INSTITUTO en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Maestría en Ciencias en, Ingeniería Civil, Mayo 2006

## **CZECH REPUBLICA**

De la tesis, refiere.

### **Modelo mecánico**

En este capítulo vamos a presentar dos modelos de un puente colgante con el sistema de perchas compuesto por un sistema discreto de cables verticales (perchas). Teniendo en cuenta estas perchas sistema implica que no vamos a ser capaces de obtener una formulación clásica de nuestros modelos, porque las ecuaciones que describen el movimiento del sistema contendrían una función discontinua en la variable espacial. Somos capaces sólo para derivar una formulación variacional que en realidad más corresponde a la naturaleza.

Para simplificar nuestro modelo sólo estudiaremos el movimiento de la parte central de un puente colgante. Incluye el centro-palmo, los cables principales y las perchas entre las torres. La parte central es fundamental en la construcción de un puente colgante ya que los problemas presentados en el Capítulo 1 preocupación esta misma parte. Además cuando se habla de la parte central de un puente con suspensión tendremos principalmente llamarlo simplemente un puente colgante.

Vamos a formular los problemas desde el punto de vista práctico de un mecánico o ingeniero. Esto hará que sea más comprensible para la mayoría de los lectores. Formulación matemática precisa de los modelos simplificados será presentada en el Capítulo 3.

Observación. Vamos a utilizar las mismas simbólica para los dos modelos que vamos a estudiar. De los títulos de las secciones o desde el contexto estará claro cuál es el modelo que estamos hablando.

Observación. Menudo Trabajaremos con fórmulas muy largos así que cuando será posible omitiremos escritura argumentos de las funciones para mejorar la legibilidad del texto. Nosotros escribimos sólo si un argumento es constante y en la introducción de una nueva definición.

### **Notación**

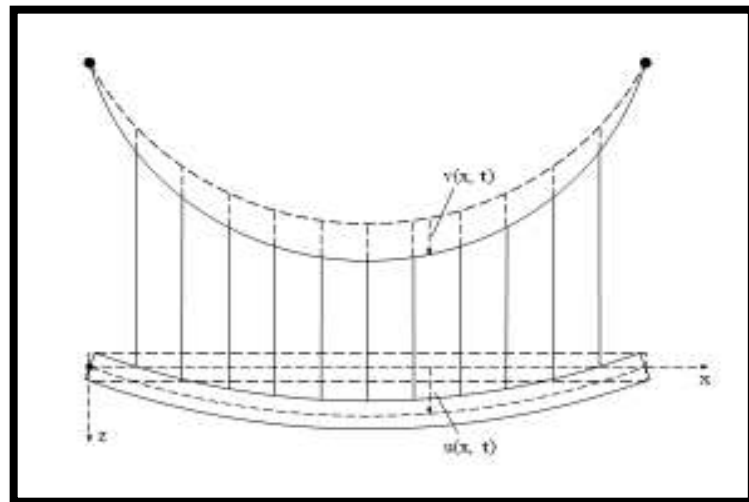
Que  $[0, T]$  haber un intervalo de tiempo durante el cual seguimos las oscilaciones del puente y  $t$  la variable tiempo. Deje que  $\Omega = [0, bL]$  sea un intervalo de espacio y variable espacial  $x$ . La constante  $bL$  significa la longitud del centro de envergadura. La geometría del puente se muestra en las figuras .1.8 y 1.9

### **Puente Colgante**

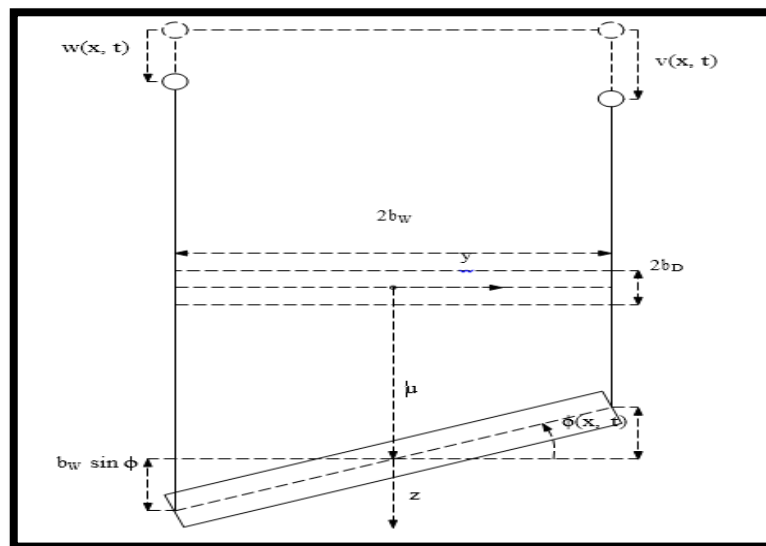
En esta sección vamos a describir determinadas partes de un puente colgante para llegar noción suficientemente exacta sobre el sistema estudiado. También vamos a introducir algunas consideraciones acerca de la simplificación del sistema, ya que no es posible modelar un puente colgante en toda su complejidad.

Para tener una noción intuitiva inicial del sistema estudiado ver las figuras 1.8 y 1.9. Uno puede ver que la parte central de un puente colgante en los (líneas discontinuas) estáticas y una posición desviada (líneas continuas). Las

cantidades que aparecen en estas figuras se describirán en las siguientes secciones.



**FIGURA N° 1.8:** Vista lateral de la parte central de un puente colgante.



**FIGURA N° 1.9:** Sección transversal de la parte central de un puente colgante.

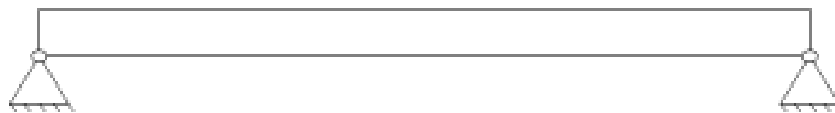
### Centro de envergadura

Supuestos

Asumimos la siguiente sobre el centro -palmo

- El centro de envergadura se modela como una viga prismática homogénea. Se supone que el puente está hecho de un material elástico que obedece a la ley de Hooke.

- Se descuidan las deformaciones longitudinales del eje neutro.
- Las secciones transversales del centro de envergadura en el movimiento plano yz como objetos sólidos, es decir, la deformación de una sección transversal no se respeta. El plano de una sección transversal se mantiene durante el movimiento perpendicular al eje neutro de la central de tramo.
- Influencia de las torres y los secundarios tramos no se respeta.
- Influencia de la fuerza axial se descuida.
- El sistema de perchas se considera como un sistema discreto de cables verticales.
- Consideramos que los extremos simplemente apoyados del centro de envergadura (Ver la Figura 1.10).



**FIGURA N° 1.10:** Extremos simplemente apoyados.

Tesis de diploma, Universidad de Bohemia Occidental Facultad de Ciencias Aplicadas Departamento de Matemáticas, Modelización numérica de Puentes Colgantes, Plzen 2007, Autor Tomas Berka.

## **DINAMARCA**

### **INTRODUCCION**

En este artículo se presenta una investigación reciente sobre el control activo de puentes colgantes muy largos. La presentación se basa en el trabajo de investigación en la Universidad de Aalborg, Dinamarca. El sistema de control activo se basa en aletas móviles conectadas a la viga de puente. Carga de viento en puentes con y sin aletas unidas a la viga se presenta brevemente. Se discute un sistema de control activo simple. Los resultados de los experimentos en túnel de viento con una sección muestran puente que las aletas se pueden utilizar con eficacia para controlar las vibraciones del puente de viga. Se presentan

condiciones alboroto para puentes colgantes con y sin aletas. La teoría se ilustra mediante un ejemplo.

Hay una necesidad creciente de puentes colgantes extremadamente largos. Tales puentes ya han sido diseñados para el futuro, pero que aún no se construyen. El puente colgante más largo hoy es el puente Akashi Kaiko en Japón (tramo principal 1991 m) y el segundo más grande es el Gran Puente del Cinturón Medio en Dinamarca (principal período de 1624 m), ver figura 1.11. Se cree que en el futuro los diseños con formas mejoradas viga, cables ligeros, y dispositivos de control pueden ser de hasta 5000 m de largo. Para tales puentes muy largos, la estabilidad de la viga en el viento puede ser un problema grave, especialmente cuando la relación de viga de profundidad a anchura es pequeña comparada con puentes largos existentes.



**FIGURA N° 1.11:** Puente del Gran Belt Oriental, Dinamarca.

El principal problema es el fenómeno llamado aeroelástico o aleteo. Flutter se produce cuando el puente se expone a una velocidad del viento por encima de un valor crítico - la velocidad del viento aleteo  $U_{cr}$ . Flutter oscilaciones son perpendiculares a la dirección del viento. El problema se hace más grave al

aleteo con el aumento de longitud de tramo desde Ucr disminuye al disminuir la rigidez y amortiguación.

Dispositivos de control pasivos y activos parecen ser una solución al problema de la estabilidad de la viga. Ya se ha dado un gran número de propuestas de este tipo de dispositivos, por ejemplo, elementos de amortiguación viscoelásticas, se volvieron elementos y masas excéntricas de amortiguación. Sin embargo, en este trabajo sólo controlados activamente puentes colgantes largos serán discutidos en detalle.

## CARGAS DE VIENTO EN PUENTES DE SUSPENSIÓN

Las tres vibraciones más importantes de una viga de puente colgante son vibraciones inducidas por movimiento, vibraciones inducidas embate - y vibraciones inducidas por vórtices. Las cargas de viento inducida por movimiento (fuerzas aeroelásticas) dependen directamente de las deformaciones y velocidades de deformación de la viga, y son el objeto de este trabajo. Las cargas de viento inducida embate - son las cargas de viento fluctuantes debido a la turbulencia del viento.

Para superficies de sustentación finas en el flujo incompresible suponiendo que la teoría del flujo potencial Theodore Von Kármán [10] ha demostrado que la carga inducida por el movimiento vertical de Lae (x, t) y el momento inducida por el movimiento Mae (x, t) en la superficie de sustentación son lineales en el desplazamiento teórico y el ángulo de torsión y sus derivados primero y segundo. Scanlan y Tomko [11] introdujeron esta formulación en la zona del puente. Vamos x, y y z sea coordenadas en la dirección del puente, a través del puente y en la dirección vertical, y sea t el tiempo.

$$L_{ae}^{Deck}(x,t) = \frac{\rho U^2 B}{2} \left[ KH_1^*(K) \frac{\dot{v}_z}{U} + KH_2^*(K) \frac{Br_x}{U} + K^2 H_3^*(K) r_x + K^2 H_4^*(K) \frac{v_z}{B} \right] \quad (1)$$

$$M_{ae}^{Deck}(x,t) = \frac{\rho U^2 B^2}{2} \left[ KA_1^*(K) \frac{\dot{v}_z}{U} + KA_2^*(K) \frac{Br_x}{U} + K^2 A_3^*(K) r_x + K^2 A_4^*(K) \frac{v_z}{B} \right] \quad (2)$$

Donde  $K = B\omega / T$  es la frecuencia reducida no dimensional, B es el ancho de la viga, U es la velocidad media del viento,  $\omega$  es la frecuencia de oscilación puente



en rad en la velocidad del viento  $U$ , y  $\rho$  es la densidad del aire.  $y_i$  ( $i = 1,2,3,4$ ) son derivados aerodinámicos no dimensionales determinados en un túnel de viento. El  $\alpha$  es una cantidad, y son ángulos no dimensionales, efectivos de ataque.

## VIGAS CON ALETAS

Dos tipos de colgajos controlados activamente se muestran en la figura 2 : Flaps dispuestas sobre pilones debajo de la viga del puente aerodinámico ( la segunda tesis) y las aletas integradas en la viga del puente por lo que cada aleta es la parte aerodinámica del borde de la viga ( la primera tesis ) .



Figura 2: Secciones con aletas en puentes

Integrados a la sección.

Cuando las solapas están expuestas al viento que ejercen fuerzas sobre el tablero del puente. Las direcciones y tamaños de las fuerzas pueden ser controladas mediante el control de los flaps. Al proporcionar fuerzas, que contrarrestan el movimiento de la viga de las oscilaciones se amortiguan. Un número de sensores se colocan dentro de la viga del puente para medir la posición o el movimiento de la viga. Las mediciones se transmiten a la unidad de control, por ejemplo, un ordenador. Las solapas se regulan en base a un algoritmo de control que utiliza las mediciones. De este modo las aletas pueden ser reguladas de forma continua para contrarrestar el movimiento de la viga. El sistema de control activo se muestra en la figura 3. En cuanto a las superficies de sustentación, las cargas debidas al movimiento de una aleta de arrastre en una superficie de sustentación delgada en el flujo incompresible son lineales en el Angulo de la sople de arrastre y la primera y segunda derivada.

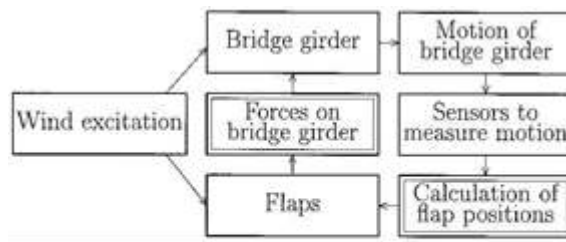
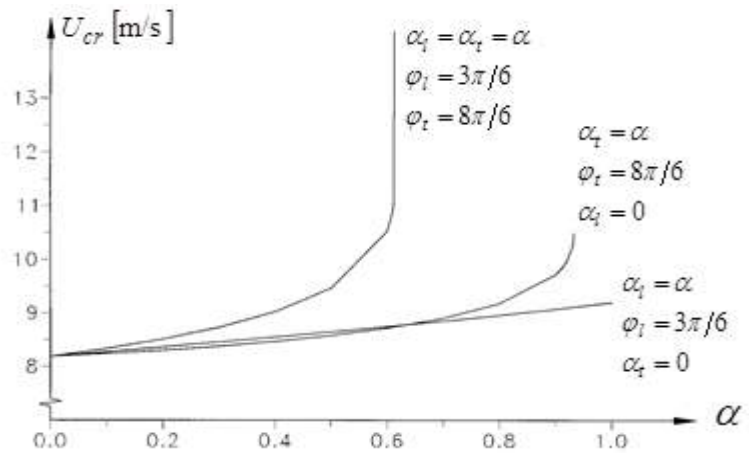


Figure 3: Active Control System.

Al asumir que el ángulo de una aleta líder no tiene ningún efecto sobre la circulación se puede demostrar que las cargas debidas al movimiento de una solapa que lleva en una superficie de sustentación delgada también son lineales en el ángulo de la aleta líder y la primera y segunda derivadas. Por consiguiente, las cargas de viento inducida por movimiento debido al movimiento de las aletas pueden ser descritos por derivados adicionales.

La figura 4 muestra el aumento de la velocidad de flutter para diferentes combinaciones de las rotaciones de la aleta.  $\alpha$  es la rotación de la viga,  $\alpha_l$  y  $\alpha_t$  son las rotaciones de los principales y las aletas se arrastran, y son los ángulos de fase entre la solapa que lleva, la aleta de arrastre y la viga, respectivamente. Los resultados muestran que la velocidad del viento flutter se incrementa cuando el ángulo de fase para la solapa de ataque está en el intervalo, de lo contrario la velocidad del viento aleteo se reduce. La velocidad del viento aleteo binaria se calcula para diferentes valores del factor de amplificación en y para la aleta trasera. La aleta que lleva no se mueve los resultados muestran que el intervalo en el que se aumenta la velocidad del viento flutter cuando se mueve la aleta de arrastre depende de la solapa a. La velocidad del viento aleteo se reduce generalmente cuando el ángulo de fase de la solapa de arrastre se encuentra en el intervalo. Para ángulos de fase fuera de este intervalo, la velocidad del viento aleteo generalmente se incrementa. La aleta trasera es mucho más eficiente que la aleta principal.



Figur 4: El efecto teorico de Flaps.

## PRUEBA DE TUNEL DE VIENTO

Pruebas en el túnel de viento de un modelo de sección del puente se ha realizado en un túnel de viento en el Instituto Superior TECNICO en Lisboa, Portugal. El modelo se muestra en la figura 5. El sistema de regulación para mover las aletas consta de tres partes: un sistema de servo, la regulación de software para posicionar las aletas, y software de control para calcular las posiciones deseadas de las solapas. Un sistema de servo consta de un amplificador de servo, un servomotor y un engranaje de reducción. Dos sistemas de servo se utilizan de manera que las aletas pueden ser reguladas.

De forma independiente. Los engranajes de reducción y servomotores son fijos dentro del modelo de la sección de puente. Cada engranaje de reducción está conectado a las aletas a través de cables. Cada servomotor está conectado a un amplificador de servo, que se coloca fuera del modelo.

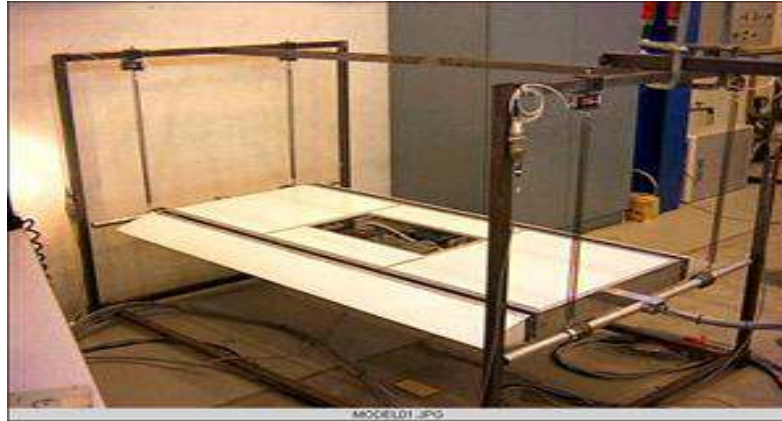


Figure 5: Wind tunnel model.

Las figuras 6 y 7 muestran el movimiento torsional del modelo cuando las aletas no están regulados (configuración 0) y cuando están regulados (configuración 2). La velocidad del viento es de 6,1 m / s. Tenga en cuenta que las unidades en el eje x son diferentes en las dos figuras. La conclusión es que la configuración 2 es muy eficiente para controlar el movimiento torsional del modelo. Durante el primer segundo el movimiento de torsión se reduce de 2.7° a 1.1° , es decir, 62 %

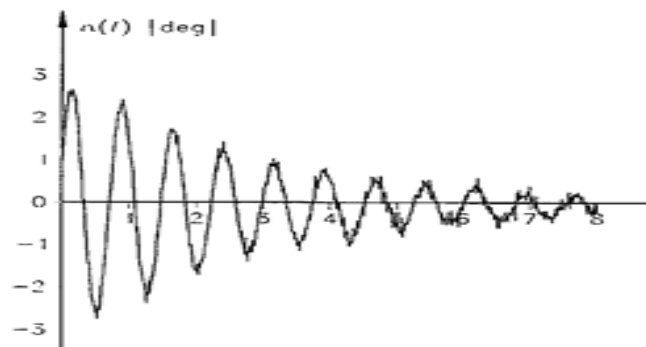


Figure 6: Torsional motion for flap configuration 0 and wind speed 6.1 m/s.

Varias configuraciones de las solapas han sido probados. Como se ve en la figura 8, el coeficiente de amortiguamiento experimental es menor para las configuraciones de la aleta 0 y 1 que el coeficiente de amortiguamiento teórico, pero la forma de la curva es casi la misma. Para la configuración de la aleta 2 el coeficiente de amortiguamiento experimental supera la teórica. Para las configuraciones de la aleta 1 y 2, las curvas teóricas muestran que no flutter binario se producirá.

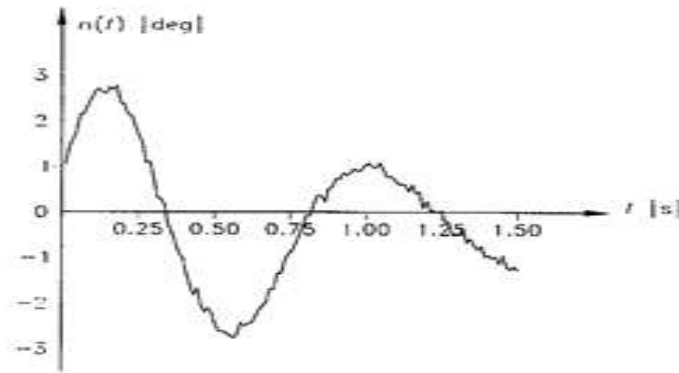
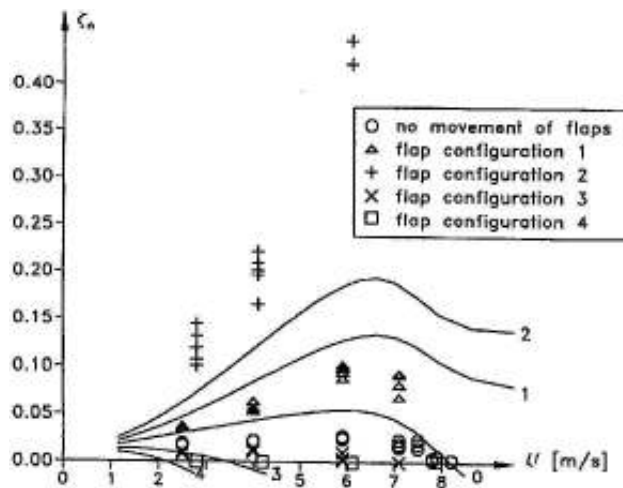


Figure 7: Torsional motion for flap configuration 2 and wind speed 6.1 m/s.



Configuration	$a_l$	$a_l$
0	0	0
1	1.9	2.0
2	3.4	3.6
3	2.0	2.0
4	3.4	3.6

**FIGURA N° 8:** (Líneas continuas) teóricos y factor de amortiguamiento experimental para el movimiento de torsión con el viento para la configuración de aleta 0-4. El número al final de una línea continua indica la configuración real solapa.

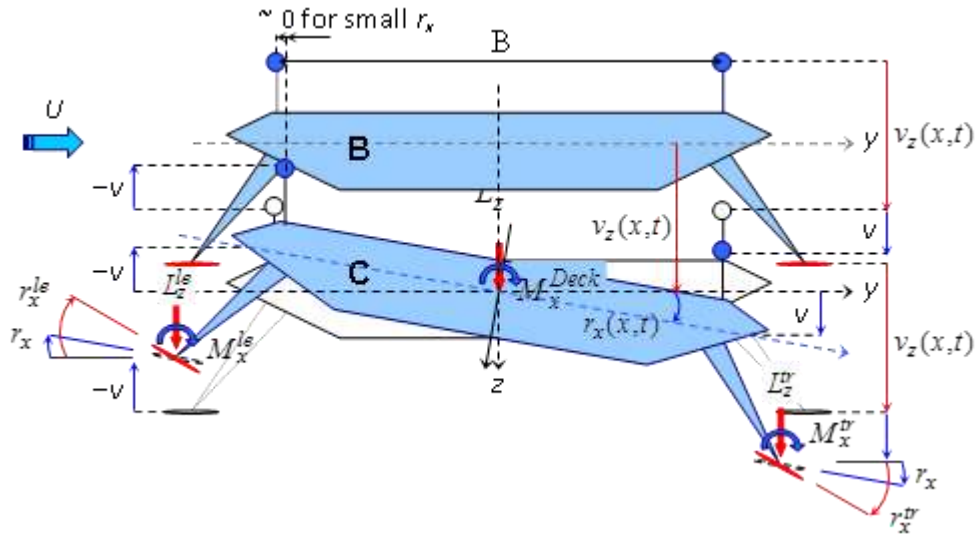
### PUENTES DE SUSPENSIÓN CON ALETAS SEPARADAS CONTROLADAS

En esta sección la vibración - flutter acoplada de modos verticales y de torsión básicos se considera una viga de puente con aletas separadas. Las cargas

totales inducida por movimiento del viento por tramo unidad en la viga y las aletas son, ver la figura 9.

$$L_z^{\text{total}} = L_z^{\text{Deck}} + L_z^{\text{tr}}(v_z, r_x^{\text{tr}}) + L_z^{\text{le}}(v_z, r_x^{\text{le}}) \quad (3)$$

$$M_x^{\text{total}} = M_x^{\text{Deck}} + M_x^{\text{tr}}(v_z, r_x^{\text{tr}}) + M_x^{\text{le}}(v_z, r_x^{\text{le}}) + \left( L_z^{\text{tr}}(v, r_x^{\text{tr}}) - L_z^{\text{le}}(-v, r_x^{\text{le}}) \right) \frac{B}{2} \quad (4)$$



**FIGURA N° 9:** Carga de viento inducida por movimiento de la viga y las aletas, Huynh [ 3 ]

Donde  $v_z(x, t)$  y  $R_X(x, t)$  son el movimiento vertical y la rotación de la viga en la posición  $x$  a lo largo de la viga del puente en el momento  $t$ , y donde

- $r_x^{\text{le}}(x, t), r_x^{\text{tr}}(x, t)$  : Rotation of the leading and the trailing flap from horizontal position.
- $L_z^{\text{le}}(v_z, r_x^{\text{le}}), L_z^{\text{tr}}(v_z, r_x^{\text{tr}})$  : Lift-induced forces from the leading and the trailing flap
- $M_x^{\text{le}}(v_z, r_x^{\text{le}}), M_x^{\text{tr}}(v_z, r_x^{\text{tr}})$  : Moment-induced forces from the leading and the trailing flap
- $v(x, t) = \frac{B}{2} r_x(x, t)$  : Vertical displacement of the flaps due to the girder rotation  $r_x$ .
- $L_z^{\text{tr}}(v, r_x^{\text{tr}}) \frac{B}{2}, L_z^{\text{le}}(-v, r_x^{\text{le}}) \frac{B}{2}$  : Moment-induced forces from the lift of the leading and the trailing flap due to the vertical displacement  $v(x, t)$ .

Las fuerzas inducidas por movimiento por unidad de espacio de las aletas de manera similar a la ecuación. ( 1 ) y ( 2 ) se puede escribir en la forma:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} L_z^{le}(v_z, r_x^{le}) \\ L_z^{tr}(v_z, r_x^{tr}) \end{bmatrix} &= \frac{\rho U^2 B' K'}{2} \left\{ \frac{H_5^*(K')}{U} \dot{v}_z \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} + \frac{H_6^*(K') B'}{U} \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} + K' H_7^*(K') \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} \right. \\ &+ \left. \frac{K' H_8^*(K')}{B'} v_z \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} M_x^{le}(v_z, r_x^{le}) \\ M_x^{tr}(v_z, r_x^{tr}) \end{bmatrix} &= \frac{\rho U^2 B'^2 K'}{2} \left\{ \frac{A_5^*(K')}{U} \dot{v}_z \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} + \frac{A_6^*(K') B'}{U} \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} + K' A_7^*(K') \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} \right. \\ &+ \left. \frac{K' A_8^*(K')}{B'} v_z \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \right\} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} L_z^{le}(-v, r_x^{le}) \\ L_z^{tr}(v, r_x^{tr}) \end{bmatrix} &= \frac{\rho U^2 B' K'}{2} \left\{ \frac{H_5^*(K')}{U} \dot{v} \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix} + \frac{H_6^*(K') B'}{U} \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} + K' H_7^*(K') \begin{bmatrix} r_x^{le} \\ r_x^{tr} \end{bmatrix} \right. \\ &+ \left. \frac{K' H_8^*(K')}{B'} v \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix} \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

$K' = B'\omega/U$  , es la frecuencia reducida de las aletas, es la anchura de la faldilla.  $H_i^*(K')$  y  $A_i^*(K')$  ( $i = 5,6,7,8$ ) son los derivados aleteo de las alas , determinados por la función de circulación Theodorsen, veo [ 3 ] , [ 12 ] y [ 14 ] . ( Tenga en cuenta que,  $H_5^*$  ,  $H_6^*$  ,  $A_5^*$  y simbolizar en algunos casos los derivados aleteo relacionados con el modo lateral , que se omiten aquí para ver la viga stream-lined) . Determinación de la UCR y  $\omega_{cr}$  se basa en el análisis modal. El  $F_z$  carga de viento modal vertical y la torsión  $F_x$  carga de viento modal de la viga y en las solapas están dadas por:

$$F_z^{Deck}(t) = \int_0^L L_z^{Deck}(v_z, r_x) \phi_1(x) dx \quad F_x^{Deck}(t) = \int_0^L M_x^{Deck}(v_z, r_x) \psi_1(x) dx \quad (8)$$

$$\begin{bmatrix} F_z^{tr}(t) + F_z^{le}(t) \\ F_x^{tr}(t) + F_x^{le}(t) \\ F_{xz}^{tr}(t) - F_{xz}^{le}(t) \end{bmatrix} = \int_{L_1}^{L_2} \begin{bmatrix} (L_z^{tr}(v_z, r_x^{tr}) + L_z^{le}(v_z, r_x^{le})) \phi_1(x) \\ (M_x^{tr}(v_z, r_x^{tr}) + M_x^{le}(v_z, r_x^{le})) \psi_j(x) \\ (L_z^{tr}(v, r_x^{tr}) - L_z^{le}(-v, r_x^{le})) \frac{B}{2} \psi_j(x) \end{bmatrix} dx \quad (9)$$

Donde  $L_2-L_1$  es la longitud de las aletas fijados a lo largo de la viga.  $L$  es la longitud general de la cubierta que se refiere a los vanos laterales y el tramo

principal.  $\phi_i(x)$  y  $\psi_j(x)$  son la vertical y la forma del modo torsional del puente en el modo  $i$  y el modo  $j$ , asumí para acoplarse al aleteo. El total de las cargas de viento modal son:

$$F_z^{\text{tot}}(t) = F_z^{\text{Deck}}(t) + F_z^{\text{le}}(t) + F_z^{\text{tr}}(t) \quad (10)$$

$$F_x^{\text{tot}}(t) = F_x^{\text{Deck}}(t) + F_x^{\text{le}}(t) + F_x^{\text{tr}}(t) + F_{xz}^{\text{tr}}(t) - F_{xz}^{\text{le}}(t)$$

Las ecuaciones modales que rigen para las condiciones de dos modos flutter son:

$$M_z \left( \ddot{z}(t) + 2\omega_z \zeta_z \dot{z}(t) + \omega_z^2 z(t) \right) = F_z^{\text{tot}}(t) \quad (11)$$

$$M_x \left( \ddot{\alpha}(t) + 2\omega_\alpha \zeta_\alpha \dot{\alpha}(t) + \omega_\alpha^2 \alpha(t) \right) = F_x^{\text{tot}}(t) \quad (12)$$

Donde  $z(t)$  y  $\alpha(t)$  son la vertical y coordinar el modal torsional.  $\omega_z$ ,  $\zeta_z$  y  $\omega_\alpha$  y  $\zeta_\alpha$  son las frecuencias naturales y las proporciones de amortiguación de los modos verticales y de torsión.  $M_z$  y  $M_x$  son la vertical y la masa modal torsional. En el movimiento acoplado, la vertical y las respuestas modales de torsión están ambos supone que es proporcional a, cuando la velocidad del viento crítica está actuando en el puente, es decir,  $z(t) = y \alpha(t) = \alpha_0 e^{i\omega t}$ . Cuando esto se introduce en las ecuaciones anteriores la siguiente ecuación matricial se puede derivar

$$\mathbf{A} \begin{bmatrix} z/B \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (13)$$

Donde la matriz del sistema  $\mathbf{A}$  depende de las formas naturales de modo y frecuencias, las relaciones de amortiguamiento, los derivados y la velocidad del viento. Esta ecuación matricial tiene soluciones no triviales cuando

$$\text{Det}(\mathbf{A}) = \text{Re Det}(\mathbf{A}) + i \text{Im Det}(\mathbf{A}) = 0 \quad (14)$$

Lo que resulta en las siguientes dos condiciones aleteo de un puente con aletas separadas, Huynh [3] :

$$\begin{aligned} \text{Re}(\text{Det}) = & \frac{\omega^4}{\omega_z^4} \left( 1 + \frac{M3}{J\omega^2\Psi} + \frac{L4}{m\omega^2\Phi} + \frac{1}{mJ\omega^4\Psi\Phi} \left[ -\omega^2 L1M2 + L4M3 - M4L3 + \omega^2 M1L2 \right] \right) \\ & + \frac{\omega^3}{\omega_z^3} \left( 2\zeta_z \frac{M2}{J\omega\Psi} + 2\zeta_\alpha \frac{\omega_\alpha}{\omega_z} \frac{L1}{m\omega\Phi} \right) \\ & + \frac{\omega^2}{\omega_z^2} \left( -1 - \frac{\omega_\alpha^2}{\omega_z^2} - 4 \frac{\omega_\alpha}{\omega_z} \zeta_z \zeta_\alpha - \frac{M3}{J\omega^2\Psi} - \frac{\omega_\alpha^2}{\omega_z^2} \frac{L4}{m\omega^2\Phi} \right) + \frac{\omega_\alpha^2}{\omega_z^2} = 0 \end{aligned} \quad (15)$$



$$\begin{aligned}
\text{Im}(\text{Det}) = & \frac{\omega^3}{\omega_z^3} \left( \frac{M2}{J\omega\Psi} + \frac{L1}{m\omega\Phi} + \frac{1}{m\omega^3\Phi J\Psi} [L1M3 + L4M2 - M1L3 - M4L2] \right) \\
& + \frac{\omega^2}{\omega_z^2} \left( -2\zeta_z - 2\zeta_\alpha \frac{\omega_\alpha}{\omega_z} - 2\zeta_\alpha \frac{\omega_\alpha}{\omega_z} \frac{L4}{m\omega^2\Phi} - 2\zeta_z \frac{M3}{J\omega^2\Psi} \right) \\
& + \frac{\omega}{\omega_z} \left( -\frac{M2}{J\omega\Psi} - \frac{\omega_\alpha^2}{\omega_z^2} \frac{L1}{m\omega\Phi} \right) + 2\zeta_z \frac{\omega_\alpha^2}{\omega_z^2} + 2\zeta_\alpha \frac{\omega_\alpha}{\omega_z} = 0 \quad (16)
\end{aligned}$$

Donde m es la masa de la viga por tramo unidad.  $\Phi$ ,  $\Xi$   $\Psi$  y son las integrales modales de la viga dadas por:

$$\Phi = \int_0^L \phi_1^2(x) dx, \quad \Xi = \int_0^L \phi_1(x) \psi_1(x) dx, \quad \text{and} \quad \Psi = \int_0^L \psi_1^2(x) dx \quad (17)$$

Y donde L1 a L4 y M1 a M4 contiene las integrales modales de las solapas  $\Phi$ ,  $\Xi$   $\Psi$  y  $\psi$ , la suma de los derivados de aleteo que se refiere a la viga y las aletas (ver Huynh [ 3 ] para las expresiones completas) . Por último, tenga en cuenta que el modo de aleteo puede ser un acoplamiento de más de dos modos. En ese caso, un modo adicional da una ecuación adicional como (13) o (14). La condición determinante (16) aún permanece en dos partes (reales e imaginarios) pero la derivación de la solución es más bien complicada analíticamente. En general la velocidad del viento crítica obtenido UCR y el  $\omega_{cr}$  frecuencia crítica no variar en más de un 5 %, si se toman varias formas modales similares con frecuencias cercanas en cuenta en el cálculo el aleteo (Huynh, [ 3 ] ) .

Investigación sobre el control activo de puentes muy largos, Segunda Conferencia Europea para el Control Estructural, Campus -sur- Marne, Francia, 3 hasta 6 julio 2000.

## 2.2 MARCO CONCEPTUAL

Los puentes, son estructuras que permiten el paso de un punto A un Punto B, permitiendo la continuidad de una vía, en el Perú lo pusieron en prácticas nuestros antepasados, utilizaron estructuras con el sistema colgante elaborado a partir del hilo de maguey planta que crece en la sierra del Perú, unido en paquete de hilo, conformaban los cables, siendo nuestros antepasados entendidos de la solución a este problema construyeron los puentes colgantes en las rutas de comunicación del camino inca.



**FIGURA N° 2.1:** Puente Colgante Queswachaca sobre el Rio Apurímac-Perú.

En la actualidad como hace 500 años, encontramos los mismos obstáculos en la construcción de carreteras, que conecten ambos lados de un río, o crucé de una zona inaccesible, hoy en día usamos materiales como el acero, concreto, para la construcción de puentes colgantes, los cables de maguey son reemplazados por cables de acero estructural, Pílon o Torre, Viga de Rigidez, Cámara de anclaje y la Infraestructura o Cimentación, son de acero estructural y concreto armado en dimensiones que obedecen un diseño calculado.



**FIGURA N° 2.2:** Puente Colgante Tocache, Sobre el rio Huallaga, procedente de Austria fabricado por la empresa Waagner Biro.

El objetivo principal de esta tesis, es determinar los Criterios de diseño y Cálculo estructural, de Puentes colgantes, de dos Carriles de luz central mayor a doscientos metros con dos carriles para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país, que a su vez genere un aporte a reducir la falta de infraestructura en la conectividad entre pueblos en las zonas de mayores dificultades por la diversidad de condiciones encontradas en el interior.

Dentro de los criterios de diseño revisaremos la norma actual peruana e internacional como es la AASHTO LRFD bridges design Specification.

La secuencia a seguir del diseño estructural es, diseño del tablero, diseño de la viga de rigidez, diseño del cable principal, diseño de péndolas, diseño cámara de anclaje, diseño de los pilones y Cimentación.

## **2.2.1 ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL PUENTE COLGANTE**

### **2.2.1.1 TABLERO**

Es la losa continua de sección constante de concreto armado, apoyada sobre vigas de sección compuestas espaciadas cada distancia de forma proporcional de centro a centro y armado en dirección paralelo al tráfico y perpendicular a la viga inferior de apoyo del tablero.

### **2.2.1.2 VIGA DE RIGIDEZ**

La viga de rigidez, que soporta las cargas transmitidas por el tablero hacia las viga de rigidez, estas vigas son de acero de alta resistencia, tramados con arriostres en forma de rombo, esta viga cumple la función de soportar toda la carga colocada sobre el puente y repartirla uniformemente en las péndolas, transmitiendo luego a todo el cable.

Las formas más usuales de una viga de rigidez son:

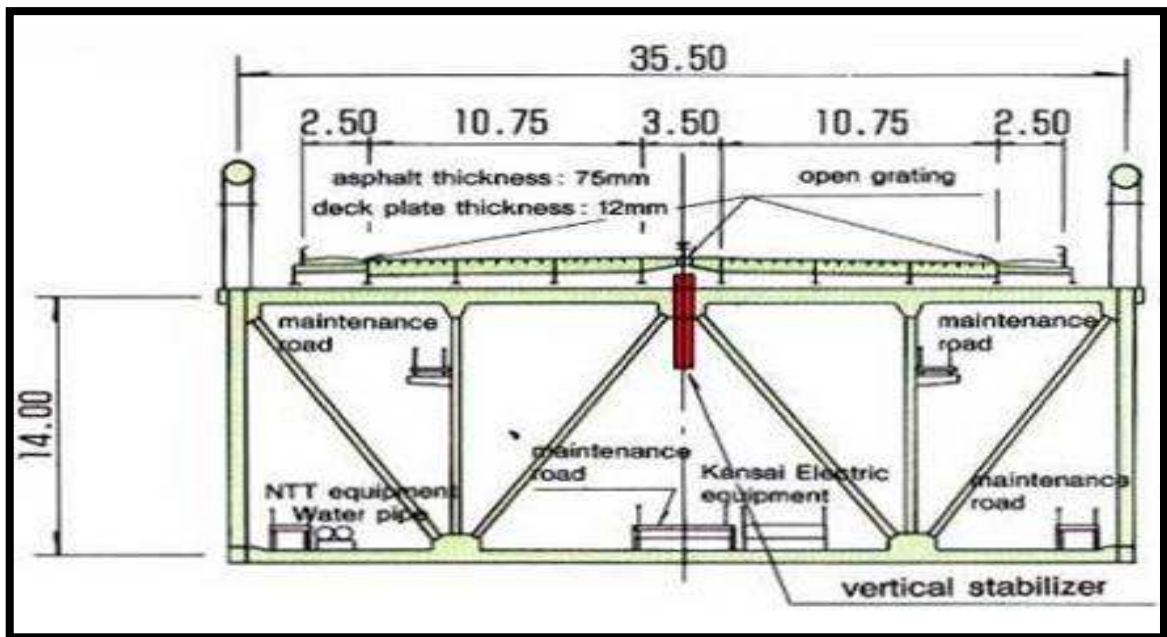
- Viga reticulada de bridas paralelas.
- Viga de alma llena, de plancha soldada.
- Viga de sección cajón integrada con la estructura del tablero.

La viga de rigidez en puentes de luces significativas, debe lograr que el comportamiento estructural de la superestructura sea el óptimo, sin permitir que las deformaciones superen lo indicado en las especificaciones técnicas y en la norma.

Las deformaciones producidas por las solicitaciones de carga requerida deberán estar en los rangos establecidos, también se debe lograr que esta sea la más economía, pues es la tarea del diseñador obtener tal resultado.



**FIGURA N° 2.3:** Puente colgante Akashi Kaiko, ubicado en Japón, con luz de torre a torre de 1991m.



**FIGURA N° 2.4:** Sección transversal de la viga de rigidez reticulada, del puente Akashi Kaiko, ubicado en Japón, con luz de torre a torre 1991m.



**FIGURA N° 2.5:** Viga de rigidez del puente continental, ubicado en Puerto Maldonado, que une Perú-Brasil, Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, de luz central de torre a torre 320m.



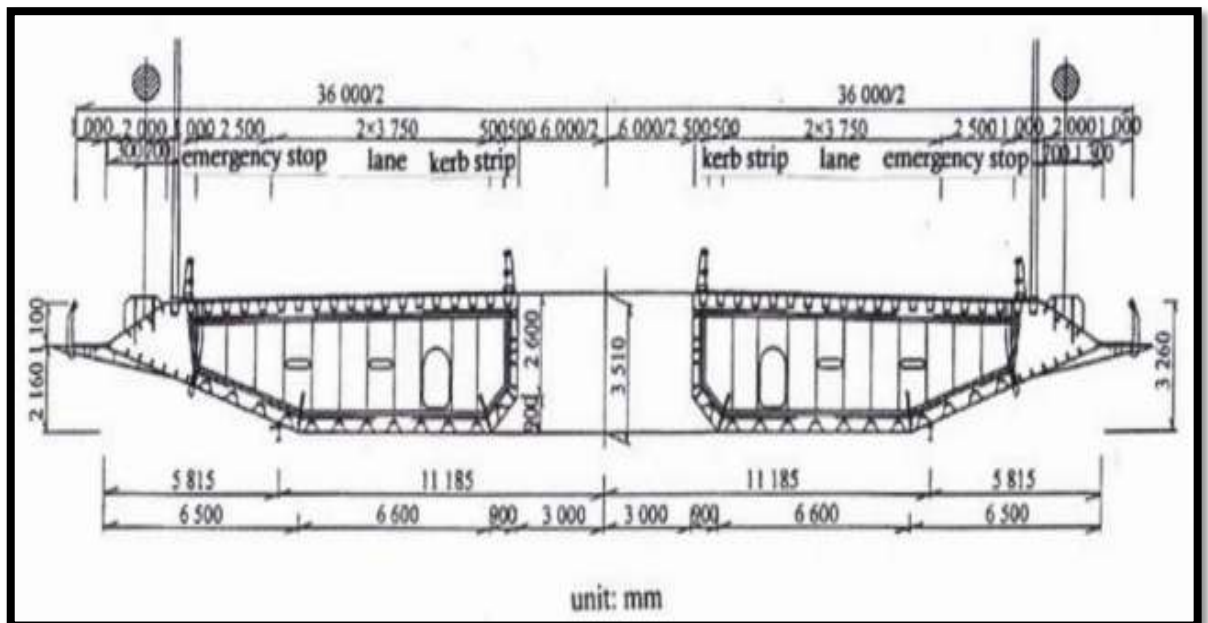
**FIGURA N° 2.6:** Sección transversal de la viga de rigidez reticulada, del puente continental, ubicado en Puerto Maldonado, que une Perú y Brasil, Fabricado por la empresa Austriaca Waagner Biro.

Como se puede apreciar las vigas que trabajan mejor y son más livianas en su peso propio, son las vigas reticuladas de bridas paralelas integradas con la estructura del tablero, estas mismas vigas deberán ser capaces tomar la fuerza del viento y evitar que no provoque el fenómeno llamado resonancia en la súper estructura producto de la acción del viento, el viento ocasiona el flameo o aleteo en la sección del puente. Para reducir sus efectos en puentes de luces grandes en lo posible la sección del puente colgante deberá ser de forma aerodinámica.

Las soluciones para luces significativas deberán ser la más livianas posibles, pero es necesario referir que las otras soluciones de puentes con viga de alma llena, llamado puente mixto, son buenos a la solución en puentes de luces menores, también las soluciones de puentes con vigas de concreto y de acero de tipo cajón son adecuados porque presenta espacios libres en el interior y son de geometría aerodinámica, que lo hace obtener un buen comportamiento ante las fuerzas de viento por su forma, este tipo de sección lo hace que también sea más liviano, reduciendo su peso propio de forma significativa.



**FIGURA N° 2.7:** Puente colgante Xihoumen, ubicado en la provincia de Zhejiang China, con luz de torre a torre 1650m.



**FIGURA N° 2.8:** Sección transversal, viga de rigidez de sección aerodinámica, del puente Xihoumen, ubicado en la provincia de Zhejiang China, con luz de torre a torre 1650m.

### **La relación luz lateral vs luz principal.**

Con tirantes rectos la relación luz lateral a la principalmente 1:4 por economía, para luces laterales colgantes pueden ser aproximadamente de 1:2, siempre que las condiciones geológicas e hidráulicas determinaran las proporciones de las luces entre ambas, también se puede calcular a través de la altura de la torre y el ángulo que forma el cable con la horizontal.

### **La relación flecha vs Luz**

Es importante ya que determina la componente horizontal de la fuerza en el cable, también esta relación afecta la altura de las torres, e cable fiador en los anclajes y por ende la rigidez total del puente, para esfuerzos mínimos la relación debe ser tan grande como sea posible ple, que va desde el orden de 1:8 hasta 1:12, siendo el promedio 1:10.

### **Peralte de la viga de rigidez**

Las alturas de la armadura de rigidez varían entre 1/50 a 1/70 de la luz entre, torre a torre o luz en el vano central, cabe referir que las condiciones



aerodinámicas del lugar en donde se ubicara el puente nos presenta una variable más y es importante considerarlo desde el diseño preliminar hasta el diseño definitivo del puente.

Descripción	Unid	Nombre del puente				
		P. Arenas	Challuayacu	Pizana	Tocache	Continental
Longitud del vano central	m	220	150	150	220	320
Longitud de la luz lateral	m	50	46	65	55	115
Luz total	m	271	242	280	330	550
Flecha	m	24	18	18	24	38
Altura de la viga de rigidez	m	3.60	3	3	3.60	5
Relación de la luz vs peralte de la viga de R.	m	L/61	L/50	L/50	L/61	L/64

**TABLA N° 01:** Características de puentes colgantes, de fabricación y diseño de la empresa Austriaca, Waagner Biro, instalados en el Perú (Recopilación propia de datos)

COMPONENTE	NOMBRE DEL PUENTE				
	MONZÓN	HERRERÍA	PALCAZU	AGUAYTÍA	BILLINGHURST
Longitud tramo central (m)	110.00	150.00	180.00	200.00	320.00
Longitud de luz lateral (m)	30.00	46.00	50.00	60/80	104.00
Flecha (m)	11.00	18.00	20.00	22.00	38.00
Altura de viga de rigidez (m)	L/45.8=2.4	L/50=3	L/53=3.40	L/47=4.25	L/64=5

**TABLA N° 02:** Cuadro N° 2-4, Dimensiones características de puentes colgantes en el Perú (Fuente: Tesis 2012, Everth Jhon Ampuero Alata)

### 2.2.1.3 CABLE PRINCIPAL

Un cable de acero es una maquina compuesta por elementos precisos y con movimiento independiente diseñados y fabricados para trabajar en una función muy definida entre uno y otro.

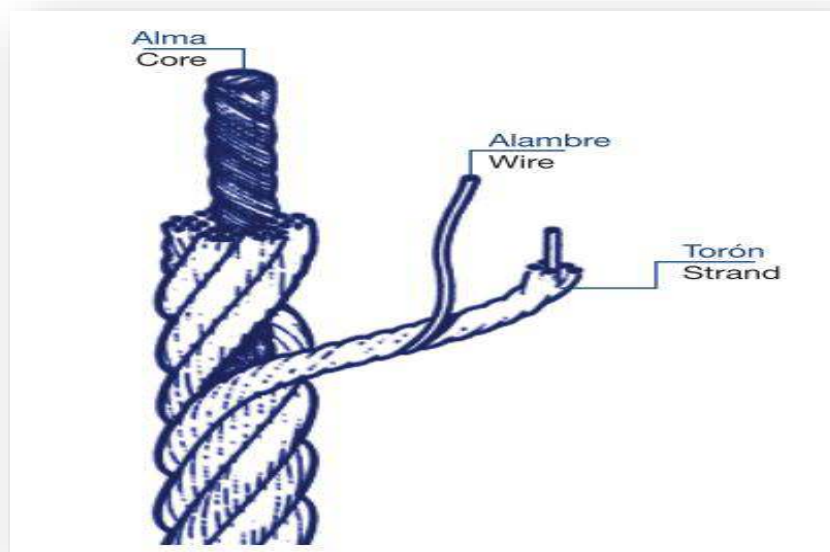
Estos se encuentran normados de acuerdo al ASTM, y la norma de puentes ASSTHO-LRFD.

## Componentes del cable

Todo cable de acero está constituido por los siguientes tres elementos

- Alambre
- Torón
- Alma

Las características y variaciones de cada uno de ellos define la diferencia entre cada uno de los tipos de cables existentes para cada función requerida.



**FIGURA N° 2.9:** Componentes del cable.

### Identificación del cable de acero

El cable de acero, además de identificarse por sus componentes básicos, también se distingue por su construcción y torcido.

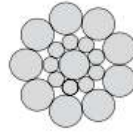
La identificación del cable por su construcción, se realiza fundamentalmente por tres puntos:

- El número de torones en el cable.
- El número de alambres en el torón.
- El arreglo geométrico de los alambres en el torón.

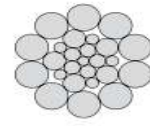
## Tipos de torones



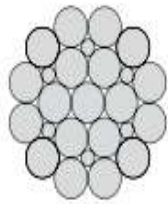
Torón simple



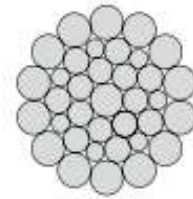
Torón Séale



Torón filler

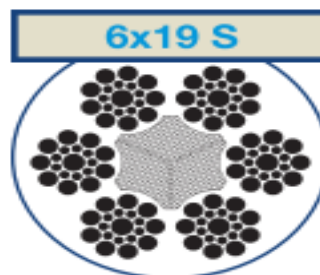


Torón Warrington



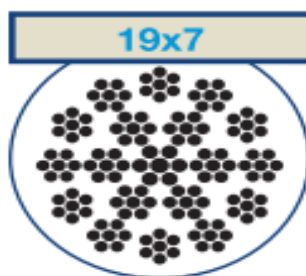
Torón Warrington Seale.

Veamos a continuación un cable 6x19S, está formado de 6 torones de 19 alambres cada torón y con arreglo Séale.



**FIGURA N° 2.10: Cable A**

Un cable 19x7 está formado por 19 torones de 7 alambres cada uno



**FIGURA N° 2.11: Cable B**

### **Función del cable en el puente**

Es el elemento encargado de recepcionar las cargas transmitidas por las péndolas en forma uniformemente repartidas por lo tanto estará sujeto a una tensión el cual será transmitida hasta la cámara de anclaje, los cables pueden ser de diversos tipos.

### **Especificaciones de los cables en puentes**

Las especificaciones en ambas normas, encontramos los siguientes cables ASTM A 416/A416M, ASTM A 722/A722M, cuyo módulo de elasticidad no deberá ser menor

$E_p = 197,000\text{Mpa} \approx 2,009,400 \text{ kg/cm}^2$  , de acuerdo a las especificaciones AASTHO-LRFD indicados en la **sección 5.4.4.1**

### **ASTM A 416**

Especificación Normalizada para

Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Pre esforzado.

Esta norma ha sido publicada bajo la designación fija A 416/A 416M; el número inmediatamente siguiente a la designación indica el año de adopción inicial o, en caso de revisión, el año de la última revisión. Un número entre paréntesis indica el año de la última reprobación. Una épsilon ( $\epsilon$ ) como superíndice indica una modificación editorial desde la última revisión o reprobación.

Esta norma ha sido aprobada para su utilización *por* agencias del Department of Defense.

1.1 Esta especificación trata sobre dos tipos y dos grados de torones de acero de siete alambres sin recubrimiento, para utilizar en la construcción de concreto pre esforzado pretensado y pos tensado. Los dos tipos de torones son de baja relajación y aliviado de esfuerzos (relajación normal). El torón de baja relajación debe ser considerado como el tipo estándar. El torón aliviado de esfuerzos (relajación normal) no será suministrado a menos que sea específicamente ordenado, o por acuerdo entre el comprador y el proveedor. El Grado 1725 [250] y el grado y el grado 1860 [270] tienen resistencias últimas mínimas de 1725 Mpa [250 ksi] y 1860 [250 ksi], respectivamente, basadas en el área nominal del torón.

1.2 Los valores indicados en unidades pulgada-libra o en unidades SI deben ser considerados como los estándares. Dentro del texto, las unidades pulgada-libra se muestran entre corchetes. Los valores indicados en cada sistema no son exactamente equivalentes; por eso, cada sistema debe ser utilizado independientemente del otro. La combinación de valores de los dos sistemas puede resultar en una no conformidad con esta especificación.

1.3 Los requisitos suplementarios en S1 deben ser especificados para torón de acero de siete alambres sin recubrimiento de 15.2-mm [0.600-in.] de diámetro si se necesita para aplicaciones en anclajes al terreno pre esforzados.

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm [in.]	Resistencia a la Ruptura Mínima del Torón, kN [lbf]	Área de Acero del Torón, mm² [in.²]	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grado 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]
9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]
Grado 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]
13a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]
18	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]

**TABLA N° 03:** Resistencia a la rotura (Fuente ASTM A416).

Encontramos también los cables cincados el cual se encuentran regulados por la norma **ASTM A586 y ASTM A603**.

### **ASTM A586**

Esta norma ha sido publicada bajo la designación fija A586

Esta norma ha sido aprobada para su uso por agencias del Departamento de Defensa.

Estos métodos de ensayo han sido aprobados para su uso por agencias del Departamento de Defensa para reemplazar Método 1013 del Ensayo Federal Método Standard 406.

#### **Denominación: A586 - 04a (revisión de 2009) '1**

Especificación estándar para, Cincadas de alambre paralelo y helicoidal de acero estructural.

#### **1 Alcance**

1.1 Esta especificación cubre alambre de acero galvanizado estructural capítulo, para su uso en una alta resistencia, alto módulo, miembro de tensión de múltiples hilos se desea como parte componente de una estructura. El capítulo está disponible con la construcción de alambre paralelo o helicoidal.

1.1.1 El capítulo está disponible con varias clases de recubrimiento de zinc y con dos grados de resistencia, como se describe en la Sección 4.

1.2 La cadena está amueblado con clase A alambres galvanizados de peso en todas partes. Es posible conectar los cables exteriores de peso Clase B o Clase C peso de zinc revestidas con las que se requiere una protección adicional contra la corrosión.

1.3 Los valores indicados en unidades pulgada - libra deben ser considerados como los estándares. Los valores entre paréntesis son conversiones matemáticas a las unidades del SI que se proporcionan sólo para la información y no se consideran estándar.

Los puntos que indica refieren a la norma indicada.

Nominal Diameter Strand		Minimum Modulus—Class A Coating <sup>A</sup>	
in.	mm	ksi	MPa
½ to 2⅞	12.70 to 65.09	24 000	165 500
2⅞ and larger	66.67 and larger	23 000	158 600

<sup>A</sup>For Class B or Class C weight of zinc-coated outer wires, reduce minimum modulus 1000 ksi or 6900 MPa.

**TABLA N° 04:** Mínimo módulo de elasticidad pre estirado de hebra estructural  
(Fuente ASTM A 586)

**TABLE 1 Properties of Zinc-Coated Steel Structural Strand**

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb				Approx Gross Metallic Area, in. <sup>2</sup>	Approx Weight, lb/ft
	Grade 1		Grade 2			
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires, Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires, Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout		
1/2	15.0	14.5	14.2	17.3	0.15	0.52
9/16	19.0	18.4	18.0	21.9	0.19	0.66
5/8	24.0	23.3	22.8	27.6	0.23	0.82
11/16	29.0	28.1	27.5	33.4	0.28	0.99
3/4	34.0	33.0	32.3	39.1	0.34	1.2
13/16	40.0	38.8	38.0	46.0	0.40	1.4
7/8	46.0	44.6	43.7	52.9	0.46	1.6
15/16	54.0	52.4	51.3	62.1	0.53	1.9
1	61.0	59.2	57.9	70.2	0.60	2.1
1 1/16	69.0	66.9	65.5	79.4	0.68	2.4
1 1/8	78.0	75.7	74.1	89.7	0.76	2.7
1 1/4	86.0	83.4	81.7	98.9	0.85	3.0
1 1/2	96.0	94.1	92.2	110	0.94	3.3
1 5/8	106	104	102	122	1.0	3.6
1 3/4	116	114	111	133	1.1	4.0
1 7/8	126	123	121	145	1.2	4.3
1 9/8	138	135	132	159	1.4	4.7
1 5/8	138	135	132	159	1.4	4.7
1 7/8	150	147	144	173	1.5	5.1
1 9/8	162	159	155	188	1.6	5.6
1 11/8	176	172	169	202	1.7	6.0
1 3/4	188	184	180	216	1.8	6.4
1 5/4	202	198	194	232	2.0	6.9
1 7/4	216	212	207	248	2.1	7.4
1 9/4	230	226	221	265	2.3	7.9
2	245	241	238	282	2.4	8.4
2 1/16	261	257	253	300	2.6	8.9
2 1/8	277	273	269	319	2.7	9.5
2 1/4	293	289	284	337	2.9	10
2 1/2	310	305	301	357	3.0	11
2 3/8	327	322	317	376	3.2	11
2 1/2	344	339	334	396	3.4	12
2 5/8	360	355	349	414	3.6	12
2 3/4	376	370	365	432	3.8	13
2 7/8	392	386	380	451	3.9	14
2 9/8	417	411	404	480	4.1	14
2 11/8	432	425	419	497	4.3	15
2 3/4	452	445	438	520	4.5	16
2 7/4	494	486	479	568	5.0	17
3	538	530	522	619	5.4	19
3 1/8	584	575	566	672	5.9	21
3 1/4	625	616	606	719	6.3	22
3 3/8	673	663	653	774	6.8	24
3 1/2	724	714	702	833	7.4	26
3 3/4	788	777	745	883	7.9	28
3 5/8	822	810	787	945	8.4	30
3 3/4	878	865	852	1010	9.0	32
4	925	911	897	1080	9.6	34

**TABLA N° 05:** Propiedades de cincado, del acero de hebra estructural, resistencia a la rotura mínima en toneladas.



TABLE 2 Properties of Zinc-Coated Steel Structural Strand

Nominal Diameter, mm	Approximate Minimum Breaking Strength in Kilonewtons				Approx. Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approx. Weight, kg/m
	Grade 1		Grade 2			
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wire, Class B Coating Outer Wire	Class A Coating Inner Wire, Class C Coating Outer Wire	Class A Coating Throughout		
12.7	133	138	138	65	87	0.37
14.3	188	194	190	94	120	0.50
16.0	214	220	205	106	136	0.57
17.8	258	263	248	127	163	0.66
19.1	302	308	287	148	192	0.76
20.6	356	362	338	169	220	0.86
22.2	400	407	380	191	250	0.97
23.8	460	468	438	214	280	1.08
25.4	540	547	510	237	310	1.19
27.0	614	622	580	260	340	1.30
28.6	694	702	658	284	370	1.41
30.2	780	787	737	307	400	1.52
31.8	854	862	800	330	430	1.63
33.3	940	947	880	353	460	1.74
34.9	1030	1037	960	376	490	1.85
36.5	1120	1127	1050	399	520	1.96
38.1	1220	1227	1130	422	550	2.07
39.7	1320	1327	1230	445	580	2.18
41.3	1440	1447	1340	468	610	2.29
42.9	1570	1577	1460	491	640	2.40
44.5	1700	1707	1580	514	670	2.51
46.1	1850	1857	1710	537	700	2.62
47.6	1980	1987	1840	560	730	2.73
49.2	2130	2137	1970	583	760	2.84
50.8	2280	2287	2100	606	790	2.95
52.4	2450	2457	2240	629	820	3.06
54.0	2620	2627	2380	652	850	3.17
55.6	2800	2807	2530	675	880	3.28
57.2	2980	2987	2680	698	910	3.39
58.7	3170	3177	2830	721	940	3.50
60.3	3370	3377	2980	744	970	3.61
61.9	3580	3587	3130	767	1000	3.72
63.5	3800	3807	3280	790	1030	3.83
65.1	4030	4037	3430	813	1060	3.94
66.7	4270	4277	3580	836	1090	4.05
68.3	4520	4527	3730	859	1120	4.16
69.9	4780	4787	3880	882	1150	4.27
71.5	5050	5057	4030	905	1180	4.38
73.1	5330	5337	4180	928	1210	4.49
74.7	5620	5627	4330	951	1240	4.60
76.3	5920	5927	4480	974	1270	4.71
77.9	6230	6237	4630	997	1300	4.82
79.5	6550	6557	4780	1020	1330	4.93
81.1	6880	6887	4930	1043	1360	5.04
82.7	7220	7227	5080	1066	1390	5.15
84.3	7570	7577	5230	1089	1420	5.26
85.9	7930	7937	5380	1112	1450	5.37
87.5	8300	8307	5530	1135	1480	5.48
89.1	8680	8687	5680	1158	1510	5.59
90.7	9070	9077	5830	1181	1540	5.70
92.3	9470	9477	5980	1204	1570	5.81
93.9	9880	9887	6130	1227	1600	5.92
95.5	10300	10307	6280	1250	1630	6.03
97.1	10730	10737	6430	1273	1660	6.14
98.7	11170	11177	6580	1296	1690	6.25
100.3	11620	11627	6730	1319	1720	6.36

TABLA N° 06: Propiedades de cincado, en acero de hebra estructural, resistencia a la rotura mínima en kilonewton.

## ASTM A603

Especificación estándar para Galvanizado Acero estructural de cuerda de alambre

Esta norma ha sido publicada bajo la designación fija A603

### 1 Alcance

1.1 Esta especificación cubre la cuerda de alambre de acero estructural galvanizado pre estirado o nonprestretched para el uso donde una alta resistencia, relativamente flexible miembro de tensión múltiple de alambre recubierto de cinc prefabricada se desea como una parte componente de una estructura.

1.2 El cable está amueblado con clase cables recubiertos Un peso de zinc en todas partes. Puede ser equipado con el peso de Clase B o Clase C peso alambres exteriores cincados o peso Clase B o cables revestidos de zinc de peso Clase C a lo largo de donde se requiere protección contra la corrosión adicional.


1.3 Los valores indicados en unidades pulgada - libra deben ser considerados como los estándares. Los valores entre paréntesis son conversiones matemáticas a las unidades del SI que se proporcionan sólo para la información y no se consideran estándar.

Los puntos que indica refieren a la norma indicada.

Nominal Diameter Wire Rope		Minimum Modulus—Class A Coating <sup>A</sup>	
in.	mm	psi	GPa
½ to 4	9.52 to 101.60	20 000 000	140

<sup>A</sup> For Class B or Class C weight of zinc-coated outer wires, reduce minimum modulus 1 000 000 psi or 7 GPa. For Class B or Class C weight of zinc-coated wires throughout, consult manufacturer.

**TABLA N° 07:** Mínimo módulo de elasticidad de la cuerda de alambre pre-estirado estructural (Fuente ASTM A603).

 A603 - 98 (2009)<sup>1</sup>

**TABLE 1 Properties of Single-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (Inch-Pound Units)**

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb			Approximate Gross Metallic Area, in. <sup>2</sup>	Approximate Weight/ft, lb
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
3/16	6.5	6.2	5.9	0.065	0.24
1/8	8.8	8.4	8.0	0.091	0.32
1/4	11.5	11.0	10.5	0.119	0.42
5/16	14.5	13.8	13.2	0.147	0.53
3/8	18.0	17.2	16.4	0.182	0.65
7/16	21.5	20.5	19.5	0.221	0.79
1/2	26.0	24.8	23.6	0.268	0.95
9/16	30.0	28.6	27.3	0.311	1.10
5/8	35.0	33.4	31.8	0.361	1.28
3/4	40.0	38.2	36.4	0.414	1.47
7/8	45.7	43.6	41.5	0.471	1.67
1 1/8	57.8	55.1	52.5	0.596	2.11
1 1/4	72.2	68.9	65.6	0.745	2.64
1 3/8	87.8	83.8	79.8	0.906	3.21
1 1/2	104.0	99.2	94.5	1.076	3.82
1 5/8	123.0	117.0	112.0	1.270	4.51
1 3/4	143.0	136.0	130.0	1.470	5.24
1 7/8	164.0	156.0	149.0	1.690	6.03
2	186.0	177.0	169.0	1.920	6.85
2 1/4	210.0	200.0	191.0	2.170	7.73
2 1/2	235.0	224.0	214.0	2.420	8.66
2 3/4	261.0	249.0	237.0	2.690	9.61
2 7/8	288.0	275.0	262.0	2.970	10.60
3	317.0	302.0	288.0	3.270	11.62
3 1/4	347.0	331.0	315.0	3.580	12.74
3 1/2	379.0	362.0	344.0	3.910	13.90
3 3/4	412.0	393.0	374.0	4.260	15.11
3 7/8	475.0	453.0	432.0	5.040	18.00
4	555.0	529.0	504.0	5.830	21.00
4 1/2	640.0	611.0	582.0	6.670	24.00
5	730.0	696.0	664.0	7.590	27.00

**TABLA N° 08:** Propiedades de cincadas Individual Clase cuerda de alambre, resistencia a la rotura mínima en toneladas.

**TABLE 3 Properties of Multi-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (Inch-Pound Units)**

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb			Approximate Gross Metallic Area, in. <sup>2</sup>	Approximate Weight/lb, lb
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires	Class C Coating Outer Wires		
		Class A Coating Inner Wire	Class A Coating Inner Wires		
3/16	6.5	6.3	6.1	0.065	0.24
1/8	8.8	8.5	8.2	0.091	0.32
1/4	11.5	11.1	10.7	0.119	0.42
5/16	14.5	14.0	13.5	0.147	0.53
3/8	18.0	17.4	16.8	0.182	0.65
7/16	21.5	20.8	20.0	0.221	0.79
1/2	26.0	25.1	24.2	0.268	0.95
9/16	30.0	29.0	28.0	0.311	1.10
5/8	35.0	33.8	32.6	0.361	1.28
11/16	40.0	38.6	37.3	0.414	1.47
1	45.7	44.1	42.6	0.471	1.67
1 1/16	51.8	50.6	49.9	0.530	2.11
1 1/8	57.8	56.7	55.3	0.590	2.14
1 1/4	67.8	64.8	61.8	0.666	3.21
1 3/8	104.0	100.0	96.9	1.076	3.82
1 1/2	123.0	120.0	117.0	1.270	4.51
1 5/8	143.0	140.0	136.0	1.470	5.24
1 3/4	164.0	160.0	156.0	1.690	6.03
2	180.0	182.0	177.0	1.920	6.85
2 1/8	210.0	205.0	200.0	2.170	7.73
2 1/4	235.0	230.0	224.0	2.420	8.66
2 3/8	261.0	255.0	249.0	2.690	9.61
2 1/2	288.0	281.0	275.0	2.970	10.60
2 5/8	317.0	310.0	302.0	3.270	11.62
2 3/4	347.0	339.0	331.0	3.580	12.74
2 7/8	379.0	372.0	365.0	3.910	13.90
3	412.0	405.0	397.0	4.260	15.11
3 1/8	475.0	466.0	457.0	5.040	18.00
3 1/4	555.0	545.0	534.0	5.830	21.00
3 3/8	640.0	628.0	616.0	6.670	24.00
4	730.0	717.0	703.0	7.590	27.00

**TABLA N° 09: Propiedades de cincadas Multi –Class cuerda de alambre de acero estructural, resistencia a la rotura mínima en toneladas.**

#### 2.2.1.4 PENDOLAS

Las péndolas tienen por objeto transmitir las cargas producidas en el tablero, hacia el cable. En puentes pequeños se utilizan como péndolas simples varillas de fierro redondo, pero en los de grandes luces se utilizan cables, que permiten soportar mayores esfuerzos propios de la estructura.

Las péndolas, son de las mismas especificaciones técnicas que la del cable principal.



**FIGURA N° 2.12:** Péndola formado por un cable, puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca, Waagner Biro, sobre el rio Huallaga en la provincia de Tocache, región San Martin.

El espaciamiento entre las péndolas deberá ser espaciada de manera que logre conectar a los elementos verticales de la viga de rigidez, en puentes de pequeña luz se coloca en cada nodo, en puentes de luces significativas cada dos nodos que pueden estar en un intervalo de 5m a 15m, cada péndola deberá ser capaz

de resistir las cargas de toda la separación entre el espacio de ambas péndolas, y así sucesivamente la siguiente péndola, resistirá en el espacio que le toque estar ubicado, esta carga todo la sección del puente el cual será dividida entre dos péndolas, lado derecho y lado izquierdo, la que corresponde una péndola a cada lado o a cada viga de rigidez en todo la luz del puente para toda la sección del puente.



**FIGURA N° 2.13:** Separación de péndolas, puente punta arenas, puente colgante Fabricado por la empresa a Austriaca Waagner Biro, sobre el rio Huallaga en la provincia de Mariscal Cáceres, región San Martin.

### 2.2.1.5 CAMARA DE ANCLAJE

Las cámaras de anclajes son estructuras de concreto armado, solidos cuyo objeto es resistir la tensión l cable, sus dimensiones dependen de la cantidad de esfuerzo atención que deberá resistir, en cada grupo de cable, pudiendo hacerse una cámara para cada grupo de cables, o una sola para los dos grupos de cable, en el primer caso se deberán enlazarse de alguna forma y está indicado en el puentes muy anchos o en casos especiales.

La cámara de anclaje será capaz de resistir los esfuerzos transmitidos por el cable en la resultante vertical de ambos cables, o también puede darse el caso de que exista una cámara de anclaje para cada cable fiador.

Dicha cámara de anclaje con su peso propio debe ser capaz de resistir al momento por volteo cuyo coeficiente deberá ser  $\geq 2$  de la misma forma al deslizamiento el coeficiente deberá ser mayor  $\geq 2$ .

La ubicación de la cámara de anclaje con respecto a la torre está dada por el Angulo que forma la componente horizontal de la torre con el cable fiador, esto a la vez se encuentra en función de la altura de la torre.

La flecha de montaje es la que forma el cable al ser colocado sobre las torres de manera que cuelgue libremente, se calcula tal que al colocarse el puente, la flecha aumentara debido al estiramiento del cable, por tanto será preciso darle una flecha menor.

Los alargamientos son mayores al comenzar a actuar la carga debido a que no es un material homogéneo y el alargamiento se debe al propio material más el debido al acomodo de las fibras del cable.

### 2.2.1.6 PYLON O TORRES

Las torres o también llamados pilones, pueden ser estructuras de: madera, concreto armado o de acero según sea la importancia de la estructura, para el caso serán de acero en la cantidad de dos unidades arriostrados entre sí con diagonales de acero, en vanos por dos niveles.

## **Función de las torres en el puente**

Viene a ser los elementos que soportan el cable transmitiendo el esfuerzo resultante vertical a su base en la cual estará empotrada.

El tipo de la estructura viene hacer pórtico de acero con riostra en cruz en el sentido más corto, dependiendo de la altura de torre podemos tener la riostra en cruz de uno a más niveles según sea el caso.

Las torres pueden ser empotradas en la base o estar apoyadas en la misma base de la viga de rigidez, llevan silletas en la parte superior el cual ayuda al cable a ubicarse mejor sobre la cumbre de la torre, estas torres pueden ser de acero en sección cajón o pueden ser de concreto, pueden tener sección variable que asimile los esfuerzos de cortantes máximo y compresión.

Deberán de cumplir con los límites de esbeltez dentro de cada nodo espaciado.



**FIGURA N° 2.14:** Torre con riostra en cruz, puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca Waagner Biro, Ubicado en puerto Maldonado, que une Perú-Brasil.



El puente colgante continental que une Perú y Brasil, se puede apreciar las torres se encuentra empotradas al pórtico de concreto, juntamente con la viga de rigidez, el pórtico de acero presenta una riostra en cruz, por 4 niveles esto por la significativa luz que presenta, está a la vez nos da como resultado, mayor flecha en el cable, cuya relación con la altura de la torres es mayor. Cuando mayor es la luz en el vano central mayor será la flecha en el cable, y por ende mayor será la altura de las torres, tal como se puede apreciar en la **figura N° 2.14**.

De la misma forma el puente colgante punta arenas, las torres descansan sobre el estribo con juntamente con la viga de rigidez, el pórtico de acero presenta una riostra en cruz, por 2 niveles, como se puede apreciar en la **figura N° 2.15**.



**FIGURA N° 2.15:** Torre con riostra en cruz, puente colgante Fabricado por la empresa Austriaca Waagner Biro, Punta arenas, ubicado en la provincia mariscal Cáceres, Región san Martin.

### 2.2.1.8 CIMENTACION

La cimentación, denominado también infraestructura, de las torres y de la viga de rigidez, llamado también estribo del puente, dicha estructura en el caso de puentes colgantes de luces promedio, dependerá de la geología, topografía y condiciones hidráulicas de la zona en la cual se construirá el puente, en el caso de puentes colgantes con condiciones inundables, consideraremos una cimentación del tipo, caisson neumático, cimentada a profundidad de acuerdo a cálculos o pilotes el cual facilitara la instalación de la cimentación en este tipo de condiciones en ambos casos se justifica debido que se trata de colocar una cimentación bajo el agua.

Dentro de las alternativas para determinar el tipo de cimentación podemos, referirnos a los pilotes hincados o de fricción, que también son colocados en suelos en la cual no se encuentra la resistencia a pocas profundidades siendo, este una solución que permitirá llegar a profundidades en el cual obtengamos un esfuerzo resistente a la carga que deberá soportar el fondo de la cimentación.

## 2.2.2 CONSIDERACIONES Y CRITERIOS BASICOS PARA EL ANALISIS

### 2.2.2.1 Ingeniería Básica

1. Estudios Topográficos.
2. Estudios de Hidrología e Hidráulica.
3. Estudios Geológicos y Geotécnicos.
4. Estudio de riesgo sísmico.
5. Estudio de Impacto ambiental.
6. Estudio de Trafico.
7. Estudios de acción del Viento.
8. Estudios Complementarios.
9. Estudios de Trazo y Diseño Vial de los Accesos
10. Estudios de Alternativas a Nivel de Anteproyecto

### 2.2.2.2 Criterios de diseño

La selección de un tipo de puente toma en cuenta muchos factores relacionados con la economía, seguridad y estética; algunos de los cuales son:

## 1. Geometría y condiciones del sitio

El tipo de puente a utilizar, generalmente depende del alineamiento vertical y horizontal de la ruta y de la altura, dicha información deberá ser recopilada de forma exacta para ser considerada a la hora de iniciar la elaboración del proyecto. El tipo de suelo determinará el tipo de fundación de las pilas y estribos. Si el estudio indica que el asentamiento va a ser un problema, el tipo de puente seleccionado, debe ser capaz de resistir los asentamientos diferenciales durante la vida útil del puente. También se debe de conocer la sismicidad de la zona, ya que es determinante para el diseño de puentes.

## 2. Funcionalidad

Un puente permite conectar dos puntos de una carretera, por lo que tiene la función de resistir los volúmenes de tráfico que se presenten. Y mantenerse en funcionamiento después de un evento extremo.

## 3. Estética

Un puente además de cumplir la función de unir dos puntos en una carretera, puede llegar a ser un monumento, por lo que la impresión que éste deje a los usuarios es fundamental. Entre las características que deben considerarse en el diseño estético están: función, proporción, armonía, orden, ritmo, contraste, textura, y el uso de la luz y sombra.

## 4. Oscilaciones producidas por Fuerzas externas

La motivación de tener en cuenta las oscilaciones en los puentes se dio a partir de los hechos suscitados, como es el caso más conocido que ocasiono el colapso del puente Tacoma Narrows, con luz central de 854 m, esto ocurrió el 7 de noviembre de 1940. El viento indujo a devastadores oscilaciones verticales y de torsión. Es allí que el **Ing. Theodor Von Kármán** de nacionalidad Ungaro - EEUU, pionero de la aerodinámica moderna en ese entonces, llega a explicar la teoría de oscilaciones resonantes y el desprendimiento de torbellinos, demostrado en el túnel de viento. En la actualidad antes de terminar un proyecto de puente, se deberá de hacer la prueba de túnel de viento a diferentes velocidades.

Luego en la década de los 50, el diseñador Británico, **Ing. William Brown Obe**, quien tuvo la idea de trabajar con el viento, no contra él, de allí la idea de las secciones aerodinámicas de los puentes de gran envergadura que en la actualidad son considerados en los diseños de puentes.

## 5. Mantenimiento

El costo de un puente incluye también el costo de mantenimiento y éste último se ve afectado por una regla general, y es que si un puente tiene pocos claros y/o juntas es más sencillo realizar el mantenimiento, por lo tanto más económico.

## 6. Consideraciones constructivas

La selección del tipo de puente generalmente está gobernado por la construcción y el tiempo disponible. Esto influye también en el costo de la obra.

Entre las características estructurales ideales que deben aplicarse para obtener un comportamiento sísmico satisfactorio son:

- a) El puente preferentemente debe ser recto, los puentes curvos muestran una respuesta compleja cuando están sometidos a cargas sísmicas.
- b) La losa debe ser continua, con ligeros movimientos en las juntas. Los claros simplemente apoyados son susceptibles a perder apoyo con el movimiento de las juntas.
- c) Las cimentaciones deben apoyarse en roca o suelos firmes, ya que los suelos blandos amplifican los desplazamientos estructurales y son propensos a deslizamientos y a la licuefacción.
- d) La altura de las pilas debe ser constante a lo largo del puente. La diferencia en las alturas de las pilas crea variaciones de rigidez y concentración de daños en las pilas más cortas, por ser más rígidas.
- e) La resistencia y rigidez de las pilas deben ser las mismas en todas las direcciones. Cuando la resistencia y rigidez son distintas

en las direcciones longitudinal y transversal de puente implica ineficiencia en el diseño.

- f) La diferencia entre la longitudinal de los claros adyacentes debe ser la menor posible.
- g) Las rotulas plásticas deben desarrollarse en las pilas y evitarse la formación de rotulas plásticas en la viga cabezal o en la superestructura.
- h) Los estribos y pilas deben orientarse de manera perpendicular al eje longitudinal del puente. Los soportes desviados tienden a causar una respuesta rotacional alrededor de un eje perpendicular a la superestructura con incremento de desplazamientos.

El puente ideal cumple con los requisitos estructurales y es elegante. Debe de proveer seguridad y un impacto visual agradable para los conductores, los peatones y a los que viven o trabajan cerca. La sociedad encarga a los ingenieros la seguridad y calidad de su trabajo. Por esta razón los ingenieros no deben de construir un puente inseguro ni feo. El diseñador de puentes debe considerar la estética como un criterio fundamental, así como se considera el comportamiento, el costo y la seguridad.

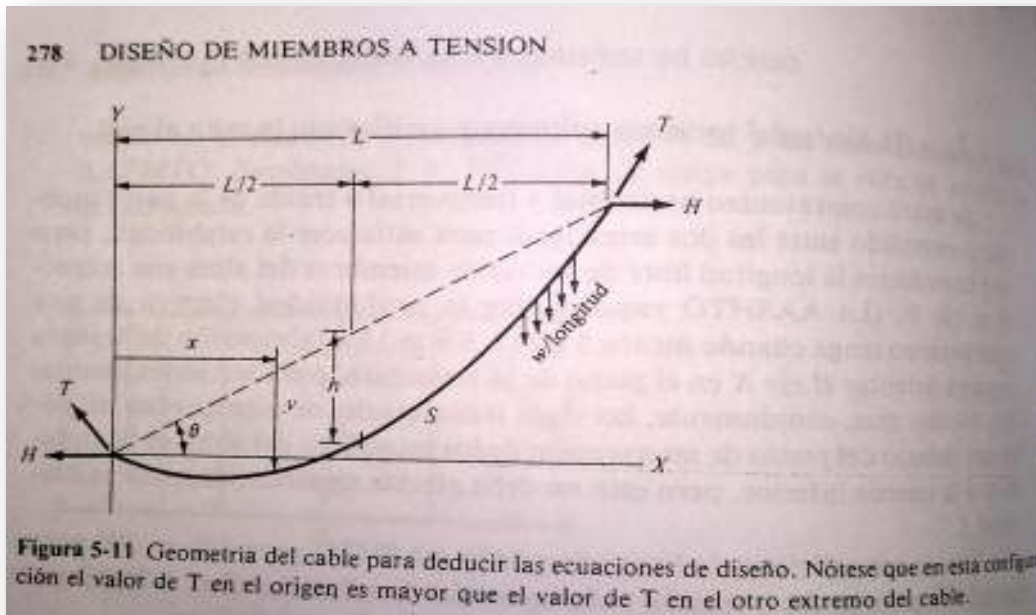
### 2.2.2.3 Consideraciones para el análisis

Para iniciar los cálculos de los elementos integrantes de un puente colgante es necesario referir, las hipótesis en las que están basadas los siguientes elementos indicados:

- i. El cable es perfectamente flexible, solo puede resistir esfuerzos de tracción.  
Esto significa que los momentos de flexión son nulos en todos los puntos del cable.
- ii. El cable es homogéneo y de sección constante.
- iii. Las cargas que actúan en el cable hacen que en condiciones de servicio su comportamiento sea elástico, siguiendo la ley de Hooke.
- iv. El eje del cable se desplaza solo en el plano vertical.

- v. La carga externa es vertical y distribuida sobre la proyección horizontal del cable.
- vi. Las vigas de rigidez son articuladas en las torres, horizontales, inicialmente rectas, de inercia constante y colgada del cable en toda su longitud.

#### 2.2.2.4 Relaciones de fuerzas en el cable



**FIGURA N° 3.1:** Relación entre fuerzas en el cable.

Fuente: Joseph E. Bowles pág. 278.

La suma de momentos alrededor de un lugar conveniente con respecto a la geometría parabólica del cable que se muestra en la figura 3.1 da como resultado.

$$H = \frac{wl^2}{8h} \quad (3.1)$$

$h$  = Flecha a la mitad del claro, como se muestra en la figura 3.1

$w$  = Carga uniforme del cable/unidad de longitud, siempre habrá una carga uniforme debida al peso del cable.

$L$  = Longitud del claro (la longitud del cable es siempre algo mayor)

En general, la flecha y del cable en cualquier punto es:

$$y = \frac{4hx}{L^2}(x - L) + x \cdot \tan \theta \quad (a)$$

Simplificando.

$$y = \frac{4hx}{L^2}(L - x) \quad (\text{Consideremos para el calculo de } y)$$

Diferenciando, se obtiene

$$\frac{dy}{dx} = \frac{8hx}{L^2} - \frac{4h}{L} + \tan \theta \quad (b)$$

Como:

$$ds = \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} \quad \gamma \quad T_x = \frac{H}{\cos \theta} = H \left( \frac{ds}{dx} \right)$$

Se obtiene una ecuación general para la fuerza de tensión en el cable en cualquier punto:

$$T_x = H \left[ 1 + \frac{64x^2}{L^4} + 16 \left( \frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta - \frac{64h^2x}{L^3} + \frac{16hx}{L} \tan \theta - 8 \frac{h}{L} \tan \theta \right]^{1/2} \quad (3.2)$$

Tomando nota de que todos los términos dentro de la raíz cuadrada son pequeños excepto el primero, tercero, y cuarto, se puede simplificar y obtener

$$T_x = H \left[ 1 + 16 \left( \frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta \right]^{1/2} \quad (3.3)$$

Ecuación diferencial de la elástica del cable. Integrando esta ecuación:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x) dx \quad (3.4)$$

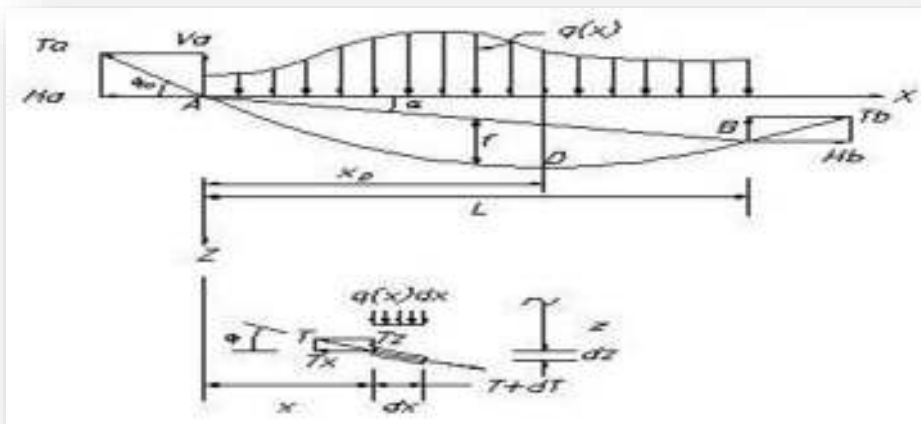
Cuando los extremos del cable se hallan a elevaciones muy diferentes, se debe usar la ecuación (3.2) con preferencia a la ecuación (3.3), porque la tensión en

el extremo superior del cable será en grado considerable diferente (“soporta” el peso del cable más cualquier carga adicional sobre el cable). Para los cables horizontales,  $T$  tiene el mismo valor en ambos extremos, y se calcula directamente como:

$$T = H \left[ 1 + 16 \left( \frac{h}{L} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (3.5)$$

La longitud del cable viene dado aproximadamente por:

$$S = L \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{h}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{h}{L} \right)^5 \right] \quad (3.6)$$



**FIGURA N° 3.2:** Relaciones entre fuerzas en el cable

Las ecuaciones de equilibrio del elemento diferencial de longitud indicado en la figura 3.2 son:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -T_x + (T_x + dT_x) = 0 \quad (3.7)$$

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow -T_z + (T_z + dT_z) + q(x)dx = 0 \quad (3.8)$$

De (3.7) se deduce:

$$dT_x = 0 \Rightarrow T_x = \text{Constante} = H \quad (3.9)$$



Esto indica que la componente horizontal de la tracción variable T en el cable, a una distancia x del apoyo A, es una constante que llamamos H. De la figura (3.2) se tiene que:

$$T \cos \phi = T_x = H$$

$$T = \frac{H}{\cos \phi} = H \sqrt{1 + \tan^2 \phi} = H \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} \quad (3.10)$$

Siendo el valor de H constante, el valor mínimo de T se obtendrá cuando la tangente al cable sea horizontal,  $\tan(\phi) = 0$ , resultando:

$$T_{min} = H$$

El valor máximo de T se presenta donde el ángulo  $\phi$  es máximo, lo que corresponde al apoyo más elevado, en este caso es el apoyo A.

De (3.8) se halla:

$$dT_z = -q(x)dx \quad (3.11)$$

De la figura 3.2 se deduce que:

$$T_z = T_x \tan \phi = H \tan \phi = H \frac{dz}{dx}$$

Diferenciando esta ecuación:

$$dT_z = \frac{dT_z}{dx} dx = H \frac{d^2z}{dx^2} dx$$

Reemplazando este valor en (3-10) se obtiene:

$$H \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{q(x)}{H} \quad (3.12)$$

Esta es la ecuación diferencial de la elástica del cable. Integrando esta ecuación:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x) dx \quad (3.13)$$

En el libro de Timoshenko del año 1954, página. 70 ó Timoshenko 5ta edición 2012, pág. 313-315. se muestra que si consideramos una viga horizontal simple apoyada en A y B.

$$-q(x)dx = d(Q(x)) \quad (3.14)$$

Donde,  $Q(x)$  es la fuerza cortante de la viga horizontal en la sección considerada y donde además:

$$Q(x)dx = d(M(x)) \quad (3.15)$$

Siendo,  $M(x)$  el momento de flexión de la viga horizontal en la sección considerada.

Remplazando (3.15) en (3.14)

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x)dx = \frac{Q(x)}{H} + C_1$$

$$z = \int_0^x \left[ \frac{Q(x)}{H} + C_1 \right] dx = \frac{M(x)}{H} + C_1x + C_2$$

Para calcular las constantes  $C_1$  y  $C_2$  se tiene que:

$$x = 0 \Rightarrow z = 0; M(0) = 0 \Rightarrow C_2 = 0$$

$$x = L \Rightarrow z = h; M(L) = 0 \Rightarrow C_1 = \frac{h}{L}$$

Luego:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{Q(x)}{H} + \frac{h}{L}, z = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{L}x \quad (3.16)$$

Si los dos apoyos del cable están al mismo nivel,  $h=0$ . Si  $h>0$ , el punto B está debajo del punto A y si  $h<0$ , el punto B está por encima de A.

2.2.2.5 Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal

En este caso  $h=0$  y la carga repartida tiene por valor  $q(x)=w=\text{constante}$ . En la viga horizontal en que se obtuvo en la ecuación (3.7), se tiene:

$$Q(x) = \frac{wL}{2} - wx = w\left(\frac{1}{2} - x\right)$$

$$M(x) = \frac{wL}{2}x - \frac{wx^2}{2}$$

Reemplazando este último valor en (3.9)

$$z = \frac{1}{H}\left(\frac{wL}{2}x - \frac{wx^2}{2}\right) \quad (3.17)$$

Como de acuerdo con (3.9), H es constante, la forma que toma el cable en este caso es la de una parábola de segundo grado.

La flecha máxima del cable,  $z=f$ , se presenta para  $x = \frac{L}{2}$

Reemplazando estos valores en la ecuación (3.17)

$$f = \frac{1}{H}\left(\frac{wL}{2}x \frac{L}{2} - \frac{wL^2}{2x4}\right) = \frac{wL^2}{8H}$$

$$H = \frac{wL^2}{8f} \quad (3.18)$$

Reemplazando este valor de H en (3.17) se obtiene la ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (3.19)$$

La tensión máxima en el cable se va presentar en los apoyos. Para aplicar la ecuación (3.10), calculamos:

$$tg\phi_a = \frac{2f}{\left(\frac{L}{2}\right)} = \frac{4f}{L} \quad (3.19a)$$

$$T_a = H\sqrt{1 + tg^2\phi} = \frac{wL^2}{8f} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \quad (3.20)$$

Una información necesaria para la construcción es la determinación de la longitud del cable entre los apoyos A y B. La longitud está dada por:

$$S_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[ 1 + \left( \frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3-21)$$

Para que sea más simple el valor de la integral, trasladamos el origen de coordenadas al punto más bajo de la parábola, en el centro de la luz obteniendo como ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x^2}{L^2}; \quad \frac{dz}{dx} = \frac{8fx}{L^2} \quad (3.22)$$

Reemplazando (3-22) en (3-21) se tiene:

$$S_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[ 1 + \frac{64f^2x^2}{L^4} \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3.23)$$

En el libro de Losada 1951, página. 491, se tiene la solución de esta integral obteniéndose:

$$S_0 = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} + \frac{L^2}{8f} L_e \left[ \frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \right] \quad (3.24)$$

$L_e = \text{Logaritmo neperiano.}$

Desarrollando la serie infinita el radical de la integral en (3.23), obtenemos:

$$S_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[ 1 + \frac{64f^2x^2}{2L^4} - \frac{64^2f^4x^4}{8L^8} + \frac{64^3f^6x^6}{16L^6} - \dots \dots \right] dx$$

Luego:

$$S_0 = L \left[ 1 + \frac{8f^2}{3L^2} - \frac{32f^4}{5L^4} + \frac{256f^6}{7L^6} - \dots \dots \right] \quad (3.25)$$

### 2.2.2.6 Cable con apoyos a distinto nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal

Este caso se presenta en los tramos laterales de un puente colgante. De acuerdo con la figura 3.2, la luz del tramo es  $L$  y la flecha es  $f$  se mide al centro de la luz, verticalmente, a partir de la línea inclinada que une los apoyos A y B.

Denominamos  $D$  al punto donde la tangente al cable es horizontal, y donde la fuerza  $T$  va ser mínima. Combinando las ecuaciones (3.19) y (3.14) tenemos la ecuación del cable correspondiente a este caso:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \frac{h}{L} x \quad (3.26)$$

Calculamos el valor de  $X_D$  correspondiente al punto donde el cable tiene la tangente horizontal:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{4f}{L} - \frac{8f}{L^2} x_D + \frac{h}{L} = 0$$

$$x_D = \left(1 + \frac{h}{4f}\right) \frac{L}{2} \quad (3.27)$$

La longitud  $s$  del cable se calcula como la suma de las longitudes,  $S_{AD}$  y  $S_{DB}$ , calculándose cada uno de ellos empleando la formula (3.29) divididas entre dos, por corresponder a media longitud de las parábolas.

Como el cable es continuo entre el tramo lateral y el tramo central, sobre la torre de apoyo la fuerza  $H$  debe ser igual a ambos lados para evitar una fuerza no equilibrada que produzca flexión sobre la torre. En este caso, si llamamos  $L$  y  $f$  a la luz y flecha del tramo central,  $L_1$  y  $f_1$  a la flecha del tramo lateral se debe cumplir que:

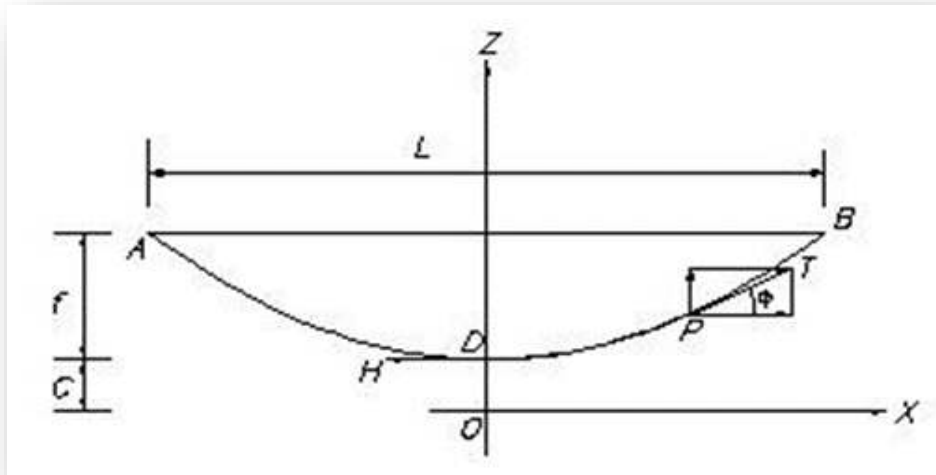
$$\frac{wL^2}{8f} = \frac{w_1L_1^2}{8f_1}$$

$$f_1 = f \left(\frac{w_1}{w}\right) \left(\frac{L_1}{L}\right)^2 \quad (3.28)$$

2.2.2.7 Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable

La ecuación de la curva que toma el cable en este caso de carga se denomina una Caterina y corresponde a cargas semejantes al peso propio del cable.

El origen de coordenadas y la orientación de los ejes se adoptan como se indica en la figura siguiente:



**FIGURA N° 3.3:** Cable con apoyo al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable.

Si  $s$  es la longitud del cable entre  $D$  y  $P$ , el peso del segmento  $DP$  de cable es  $qs$ , donde  $q$  es el espesor por unidad de longitud del cable. El equilibrio de fuerzas en el punto  $P$  de la figura 3.3, teniendo en cuenta el resultado calculado en la ecuación (3.9) es:

$$T \cos \phi = H ; T \sin \phi = qs$$

Definimos una constante  $C$  que sea el cociente de la constante  $H$  entre el peso  $q$ , de valor constante por unidad de longitud del cable:

$$C = \frac{H}{q} \Rightarrow H = qC \quad (3.29)$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{T \sin \phi}{T \cos \phi} = \frac{qs}{H} = \frac{qs}{qC} = \frac{s}{C}$$

Luego:

$$s = C(\operatorname{tg} \phi) \quad (3.30)$$

Esta es la ecuación de la catenaria y la constante  $C$ , cuyo valor está en (3.29), se llama el parámetro de la catenaria. Transformamos esta ecuación a coordenadas catenarias:

$$C \frac{dz}{dx} = s$$

Derivando esta ecuación respecto a  $x$ :

$$C \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}$$

Para poder integrar esta ecuación diferencial, la ordenamos de la siguiente forma:

$$C \frac{\frac{d}{dx}\left(\frac{dz}{dx}\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} = 1 \quad (3.31)$$

En Granville 1952, página.521, se encuentra que este cociente es la derivada de:

$$C \frac{d}{dz} \left[ \sinh^{-1} \left( \frac{dz}{dx} \right) \right] = 1$$

Donde, se está empleando la derivada de la función inversa del seno hiperbólico.

Empleando este resultado, la integración de (3.31), obtenemos:

$$C \sinh^{-1} \left( \frac{dz}{dx} \right) = x + A$$

Empleando la definición de la función inversa este resultado se puede escribir como:

$$\left( \frac{dz}{dx} \right) = \sinh \left( \frac{x + A}{C} \right)$$

Para calcular el valor de la constante  $A$  se conoce que para  $x=0$ , la tangente es horizontal, obtenemos:

$$\left( \frac{dz}{dx} \right) = \sinh \left( \frac{0 + A}{C} \right) = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\left(\frac{dz}{dx}\right) = \operatorname{senh}\left(\frac{x}{C}\right)$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$z = C \operatorname{cosh}\left(\frac{x}{C}\right) + B$$

Si hacemos para  $x=0$ ,  $z=C$ , como se ha indicado en la figura (3.4)

$$C = C \operatorname{cosh}\left(\frac{0}{C}\right) + B \Rightarrow C = C + B \Rightarrow B = 0$$

Luego, la ecuación cartesiana de la Cateriana es:

$$z = C \operatorname{cosh}\left(\frac{x}{C}\right) \quad (3.32)$$

Si se conoce la luz  $L$  y la flecha  $f$  de la Cateriana, se determina el valor de  $C$  de la ecuación (3.32), ya que se conocen las coordenadas  $x=L/2$  y  $z=C+f$

Reemplazando en (3.32) obtenemos:

$$C = \frac{f}{\operatorname{cosh}\left(\frac{L}{2C}\right) - 1} \quad (3.33)$$

El valor  $C$  tiene que obtenerse por tanteos, haciendo coincidir el valor de los dos miembros de la ecuación (3.33)

La tensión  $T$  en cualquier punto del cable es:

$$T^2 = H^2 + q^2 s^2 = q^2 C^2 + q^2 s^2 = q^2 (s^2 + C^2) \quad (3.34)$$

Pero:

$$s = C t q \theta = C \frac{dz}{dx} = C \operatorname{senh}\left(\frac{x}{C}\right)$$

$$s^2 = C^2 \operatorname{senh}^2\left(\frac{x}{C}\right) = C^2 \left[ \operatorname{cosh}^2\left(\frac{x}{C}\right) - 1 \right] = z^2 + C^2$$



Reemplazando en la ecuación (3.34), se obtiene:

$$T^2 = q^2(s^2 + C^2) = q^2(z^2 - C^2 + C^2) = q^2z^2$$

Luego:

$$T = qz \Rightarrow T_{max} = q(C + f) \Rightarrow T_{min} = H = qC \quad (3.35)$$

$$s = C \operatorname{senh} \left( \frac{x}{C} \right) = \sqrt{z^2 - C^2} \quad (3.36)$$

Se ha usado cables para soportar estructuras de techo sobre un claro o (Luz) muy grande, así como puentes y vientos para torres. En edificios el techo de cables se construye extendiendo cables a través del espacio abierto con un espaciamiento suficientemente corto y la aplicación de una fuerza T de pretensado para producir la flecha deseada, basándose en la ecuación (3-5). La flecha en los edificios es del orden 1/12 a 1/16, en los puentes puede llegar a **1/6 a 1/8**. En estructuras redondas, se pueden fijar los cables a un gran anillo de compresión en el perímetro del edificio, y terminar en el centro en un nanillo de tensión.

Esta configuración es la más deseable, ya que la tensión de los cables ha de ser soportada por algún tipo de anclaje. El anillo de compresión es muy deseable, ya que se pueden usar grandes esfuerzos de compresión si el anillo esta hecho de acero. El uso de techos de concreto reforzado, colocados como "losetas" directamente sobre los cables produce el techo que se desea y al mismo tiempo tiende a reducir las vibraciones, puesto que las losetas de concreto son bastante pesadas y desarrollan un gran sistema de masa. Fuente: **Joseph E. Bowles pág.279.**

Para puentes colgantes, la relación flecha luz, pueden ser de 1/8 0 1/9 con tirantes rectos, por ejemplo el puente Fort Road, la relación correcta flecha luz de 1/11. Se dedujo de allí que el intervalo general en la práctica para esta relación esta entre 1/8 a 1/12, como promedio 1/10.

### 2.2.2.8 Análisis preliminar en base a la teoría de la flexión

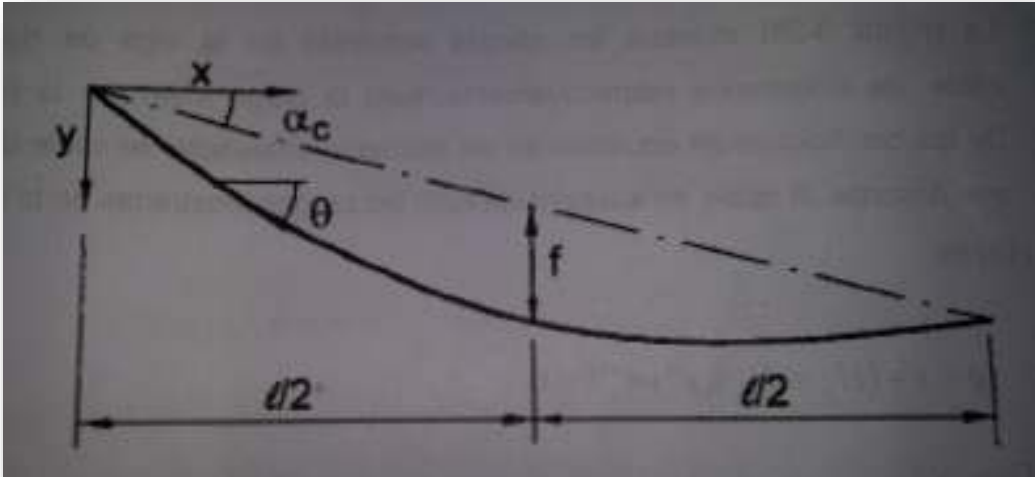
Los puentes suspendidos modernos, típicamente son analizados usando programas como son software de ingeniería, con capacidades de análisis no lineal basado en formulaciones de elemento finito. Tales modelos pueden tener muchos miles de grados de libertad.

#### a) Ecuación básica de la viga de rigidez

Las siguientes hipótesis son hechas de la derivación de la ecuación diferencial descrita para la viga de rigidez del puente colgante

- i. La carga muerta peso (propio de los elementos que componen la superestructura incluido el asfalto) es uniforme y es tomada solamente por el cable de suspensión.
- ii. Bajo la carga muerta la forma de cable es parabólica.
- iii. Las péndolas están distribuidas continuamente a lo largo de la viga y son extensibles (axialmente rígida).
- iv. Las péndolas están inicialmente verticales y permanecen verticales bajo la carga.
- v. La viga de rigidez es constante para cada tramo.

Con la hipótesis (ii) y usando las notaciones mostradas en la figura (3.4) la geometría del cable bajo la carga muerta es descrita por la ecuación. (3.31) y (3.33).



**FIGURA N° 3.4:** Geometría del cable.

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.

$$y = xtg\alpha_c \frac{4f}{l^2} x(l-x) \quad (3.37)$$

$$y' = tg\alpha_c \frac{4f}{l^2} (l-2x) \quad (3.38)$$

$$y'' = -\frac{8f}{l^2} \quad (3.39)$$

$y$  = Ordenada del cable bajo la carga muerta.

$y'$  = Angulo del cable bajo la carga muerta.

$y''$  = Curvatura del cable bajo la carga muerta.

Con la hipótesis (iii) y ecuación (3-4) las relaciones básicas del cable bajo la carga muerta son:

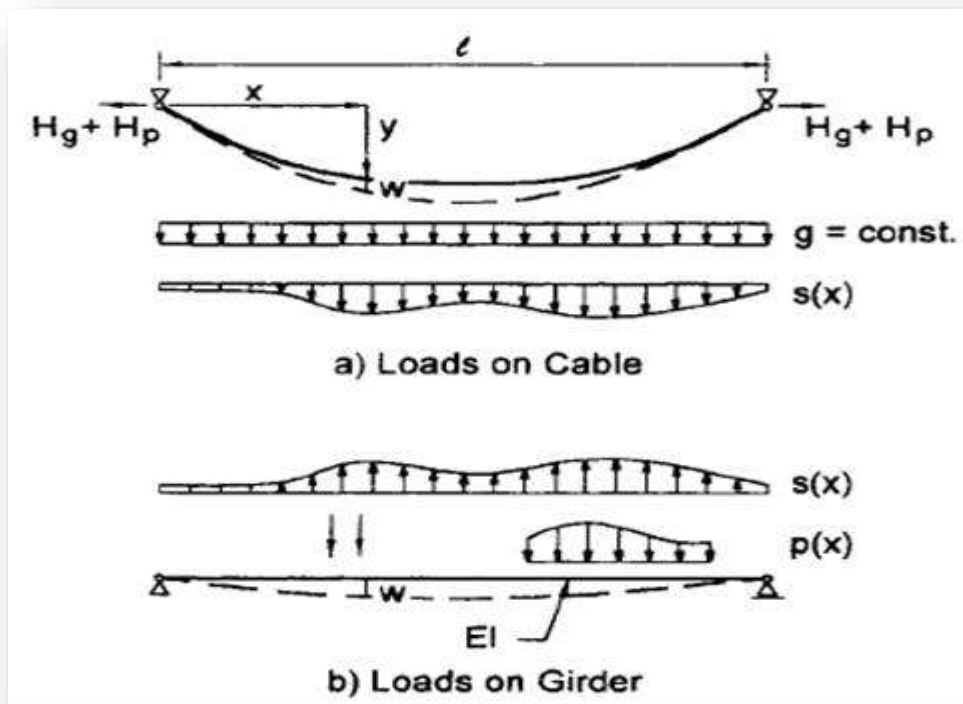
$$g + H_g y'' = 0 \quad (3.40)$$

$$H_g = \frac{gl^2}{8f} \quad (3.41)$$

Donde:

$g$  =Carga muerta uniforme, la que incluye el peso del cable

$H_g$  =Componente horizontal de la fuerza del cable bajo la carga muerta



**FIGURA N° 3.5:** Cargas en el cable y en la viga  
Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges

La figura (3.5) muestra las cargas actuando en la viga de rigidez y el cable de suspensión respectivamente, bajo la carga muerta y la carga viva.

De las condiciones de equilibrio en un elemento diferencial de cable la ecuación que describe al cable en suspensión bajo las cargas mostradas en la figura (3.5) es:

$$g + s + (H_g + H_p)(y'' + w'') = 0 \quad (3.42)$$

Donde:

$H_p$  = Componente Horizontal de la fuerza en el cable, debido a la carga viva y cambio de temperatura.

$g$  = Carga viva

$s$  = Fuerza distribuida en las péndolas verticales debido a la carga viva.

$w$  =Deflexion del cable bajo carga viva, igual a la deflexión de la viga de acuerdo a la hipótesis iii.

$w''$  =Curvatura de la viga de rigidez bajo la carga viva.

Ordenando la formula (3.40), se obtiene la siguiente expresión para las fuerzas en las péndolas:

$$s = -g - (H_g + H_p)(y'' + w'') \quad (3.43)$$

Con las cargas mostradas en la figura 3.6, la ecuación diferencial que describe la viga de rigidez con una constante de acuerdo a la hipótesis 5 es:

$$EIw^{iv} = p - s \quad (3.44)$$

Donde:

$w^{iv}$  =Igual a la cuarta derivada de la deflexión de la viga

Sustituyendo la ecuación (3.40) y (3.43) en (3.44), se obtienen la ecuación básica para la viga de rigidez de un puente colgante.

$$EIw^{iv} - (H_g - H_p)w'' = p + H_p y'' \quad (3.45)$$

La ecuación (3.45) es análoga a la que describe una viga con una tensión axial bajo carga transversal. Esta analogía es ilustrada en la figura 3.6.

$$EIw^{iv} - Nw'' = q \quad (3.46)$$

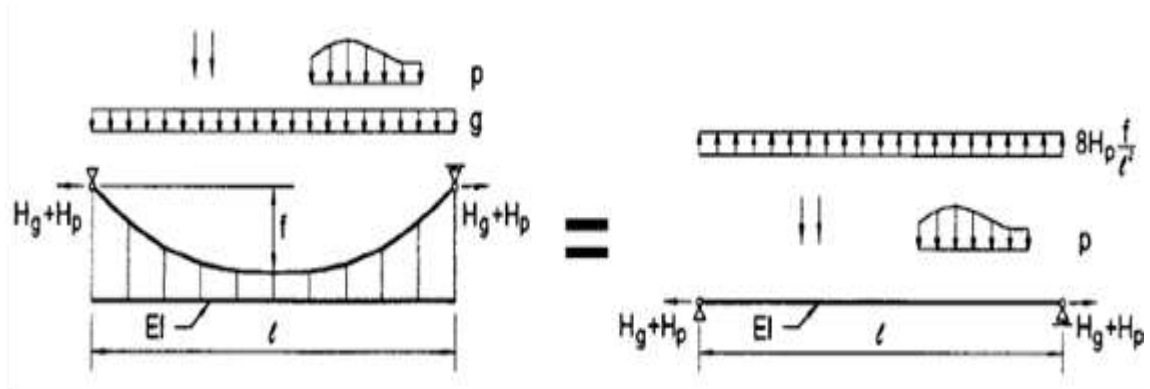
Donde:

$N$  = Tensión axial

$N = H_g + H_p$

$q$  =Carga transversal

$$q = p + H_p y'' = p - \frac{H_p 8f}{l^2} \quad (3.46a)$$



**FIGURA N° 3.6:** Analogía de una viga a Tensión

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges

Con condiciones de bordes dada en la ecuación (3.46) puede ser resuelta para la deflexión  $w$ , y subsecuente para el ángulo  $\theta = w'$ , el momento  $M = -EIw''$  y el cortante  $V = -EIw'''$ . En la figura (3.6) se presenta las soluciones para una viga simplemente apoyada con tensión axial y para los casos de las solicitaciones de cargas en el análisis de puentes colgantes. La tabla ha sido adoptada de Petersen (1993), Rubin y Vogel en (1982). Las soluciones son presentadas en términos de coordenadas adimensionales  $\xi = \frac{x}{l}$  y  $\xi' = \frac{1-x}{l}$ . El comportamiento de la viga de rigidez es caracterizada por el parámetro  $\varepsilon$ , la cual es dada por:

$$\varepsilon = l \sqrt{\frac{H_g + H_p}{EI}} \quad (3.47)$$

### b) Ecuación de compatibilidad para el cable

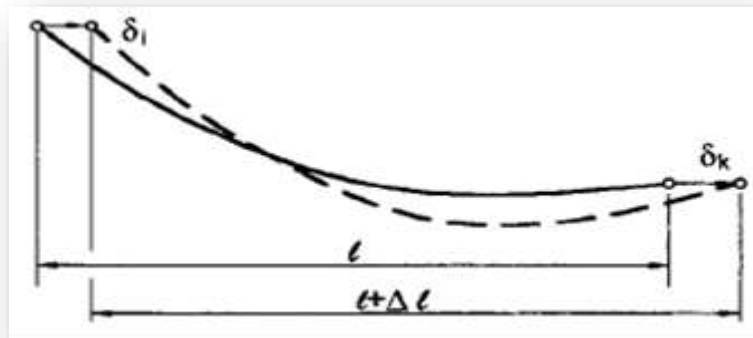
Para evaluar las formulas en la figura (3.6), la fuerza en el cable  $H_p$  debe ser conocida. Una condición para determinar esta fuerza es dada por el requerimiento de compatibilidad de la proyección horizontal del cambio en la longitud del cable debido a la carga viva y a la temperatura del cable, igual al cambio de la distancia horizontal entre los extremos del cable.

$$\Delta l = \int_l du = \delta_k - \delta_i \quad (3.48)$$

Donde:

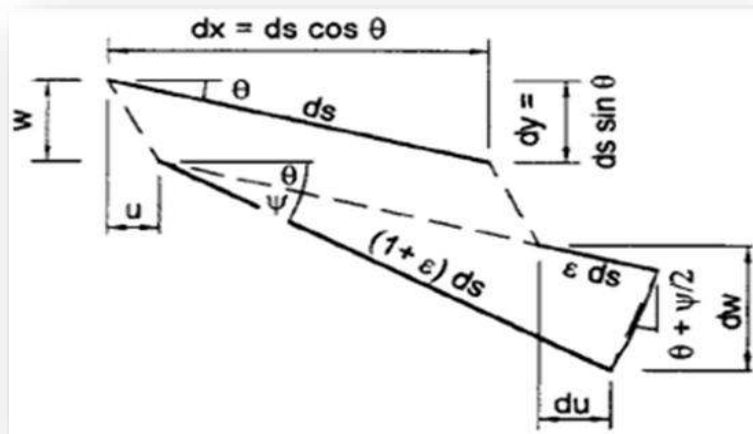
$du$ : Proyección social del cambio en la longitud del cable de un diferencial del elemento cable;

$\delta_i$  y  $\delta_k$ : Desplazamiento horizontal de los extremos del cable.



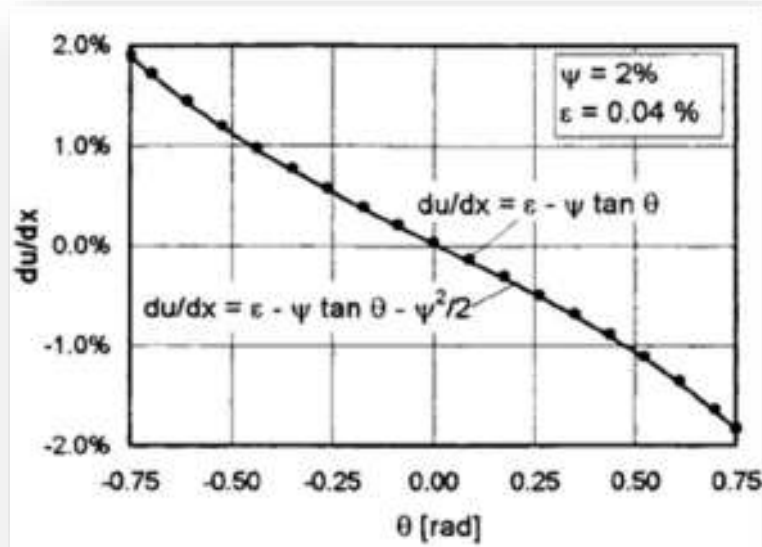
**FIGURA N° 3.7:** Ecuación de compatibilidad para el cable

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.



**FIGURA N° 3.8:** Ecuación de compatibilidad para el cable

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.



**FIGURA N° 3.9:** Aproximación para  $du/dx$

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.

Una expresión para  $du$  puede ser derivada considerando un elemento cable de longitud  $ds$ , el cual es estirado en una cantidad  $ds$  y rotado a un ángulo  $\psi$  desde suposición original como se muestra en la figura (3.7). Con las relaciones geométricas mostradas en la figura (3.8) se obtiene las ecuaciones siguientes:

$$\sin\theta = \text{sen}\theta$$

$$du = \epsilon ds \cos\theta - 2(1 + \epsilon) ds \sin\frac{\psi}{2} \sin\left(\theta + \frac{\psi}{2}\right) \quad (3.49)$$

$$dw = \epsilon ds \sin\theta - 2(1 + \epsilon) ds \sin\frac{\psi}{2} \cos\left(\theta + \frac{\psi}{2}\right) \quad (3.50)$$

Debido a que  $\epsilon \ll 1$  y  $\psi \ll 1$ , las formulas (3.49) y (3.50) pueden ser simplificados a:

$$du = \epsilon dx - \psi dy - \frac{\psi^2}{2} dx = \epsilon dx + \psi dx \left(\frac{dy}{dx} - \frac{\psi}{2}\right) \quad (3.51)$$

$$dw = \epsilon dy - \psi dx - \frac{\psi^2}{2} dy = \epsilon dy + \psi dx \left(1 - \frac{\psi}{2} \frac{dy}{dx}\right) \quad (3.52)$$



Con  $\psi$ ,  $dy/dx \ll 1$ , la ecuación (3.52) puede ser simplificada eliminando el término que involucra a  $\psi^2$ .

En la ecuación (3.51)  $\psi$  es del mismo orden de magnitud de  $dy/dx = \tan\theta$  y por lo tanto no es inmediatamente obvio que el término  $\psi^2$  pueda ser eliminado sin embargo como se muestra en la figura (3.9)  $du/dx$  Vs  $\theta$

Para los valores típicos  $\varepsilon$  y  $\psi$ , los resultados de las expresiones exacta y aproximadamente son cercanamente indistinguibles. Por lo tanto, se puede escribir para la formula nuevas fórmulas.

$$du = \varepsilon dx - \psi dy \quad (3.53)$$

$$dw = \varepsilon dy + \psi dx \quad (3.54)$$

Eliminando  $\psi$  de la ecuación (3.53) y (3.54)

$$du = \varepsilon dx \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] - dw \frac{dy}{dx} \quad (3.55)$$

El cable estirado debido a la carga viva y cambio de temperatura está dado por:

$$\varepsilon = \frac{H_P}{E_c A_c \cos\theta} + \alpha_T T = \frac{H_P}{E_c A_c} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} + \alpha_T T \quad (3.56)$$

Donde:

$E_c A_c$ : Cable de rigidez

T: Cambio de temperatura en el cable de suspensión

$\alpha_t$ : Coeficiente de expansión térmica

Combinando la ecuación (3.48), (3.55) y (3.56) con  $y' = dy/dx$ ,  $w' = dw/dx$ , y  $u'dx$ , se obtiene.

$$\int_0^1 \left[ \frac{H_P}{E_c A_c} (1 + y'^2)^{3/2} + \alpha_T T (1 + y'^2) - w' y' \right] dx = \delta_k \delta_i \quad (3.57)$$

El primer término en el integrando de la formula (3.57) puede ser aproximado por:

$$\frac{H_P}{E_c A_c} (1 + y'^2)^{3/2} \approx \frac{H_P}{E_c A_c} \left( 1 + \frac{3}{2} y'^2 + \frac{3}{8} y'^4 + \dots \dots \right) \quad (3.58)$$

Sustituyendo en la ecuación (3.39) por  $y'$  y el desarrollo de la integración presenta la ecuación de compatibilidad para el cable.

$$\frac{H_P}{E_c A_c} L_c + \alpha_T T L_T y'' \int_l w dx = \delta_k - \delta_i \quad (3.59)$$

Donde:

$$L_c = l \left[ 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right] \quad (3.60)$$

$$L_T = l \left[ \frac{16}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right] \quad (3.61)$$

	Deflection, $w(\xi)$	Moment, $M(\xi)$	
	$\left[ \frac{1}{\varepsilon^2} \left( \frac{\cosh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon/2} - 1 \right) + \frac{\xi^2}{2} \right] \frac{q l^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left( 1 - \frac{\cosh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon/2} \right) q l^2$	
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$	1	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') + \frac{\xi}{2} (\alpha' - \beta^2) \frac{q l^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q l^2$
	2	$\left[ \frac{1}{\varepsilon^2} \left( \frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) + \frac{1}{2} (\xi^2 - \xi \beta^2 - \xi^2 \alpha'^2) \right] \frac{q l^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left( 1 - \frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) q l^2$
	3	$\left[ \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') + \frac{\xi}{2} (\beta'^2 - \alpha^2) \right] \frac{q l^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) q l^2$
	1	$\left( \alpha' \xi - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P l}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P l$
	2	$\left( \alpha \xi - \frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P l}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P l$
		$\left( \xi - \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_1}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_1$
		$\left( \xi - \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_2$
		Slope, $\varphi(\xi)$	Shear, $V(\xi)$
		$\left( \frac{1}{2} - \xi - \frac{\sinh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\xi \cosh \varepsilon/2} \right) \frac{q l}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\varepsilon \cosh \varepsilon/2} q l$
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$	1	$\left[ \frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') - \frac{\alpha^2 - \beta^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q l$
	2	$\left( \frac{\cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} + \frac{1 + \alpha^2 - \beta^2 - \xi}{2} \right) \frac{q l}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} q l$
	3	$\left[ \frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) + \frac{\alpha^2 - \beta'^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') q l$
	1	$\left( \alpha' - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{P}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} P$
	2	$\left( \frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} - \alpha \right) \frac{P}{N}$	$- \frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} P$
		$\left( \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) \frac{M_1}{N l}$	$- \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_1}{l}$
		$1 - \left( \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_2}{N l}$	$\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_2}{l}$

TABLA N° 10: Ecuaciones para la viga con tensión axial (adaptación de Pateasen (1993) y Rubión. Vogel (1982)).

Fuente: Preliminary Análisis of Suspensión Bridges)

### c) Solución de las ecuaciones fundamentales

La aplicación y solución de las ecuaciones fundamentales derivadas anteriormente serán demostradas en el sistema mostrado en la figura N° 3.10

La rigidez a la deflexión esta de las torres es representada por resortes horizontales por  $K_b$  y  $K_c$  en los extremos superiores de las torres. Similarmente la rigidez de los bloques de anclaje es representada por resortes horizontales con rigideces  $K_a$  y  $K_d$ . Las deflexiones verticales de los bloques de anclaje y las torres son ignoradas.

Debido a las rigideces de las torres la fuerza horizontal del cable inducida por la carga viva y el cambio de temperatura por  $H_p$ , es diferente para cada tramo.

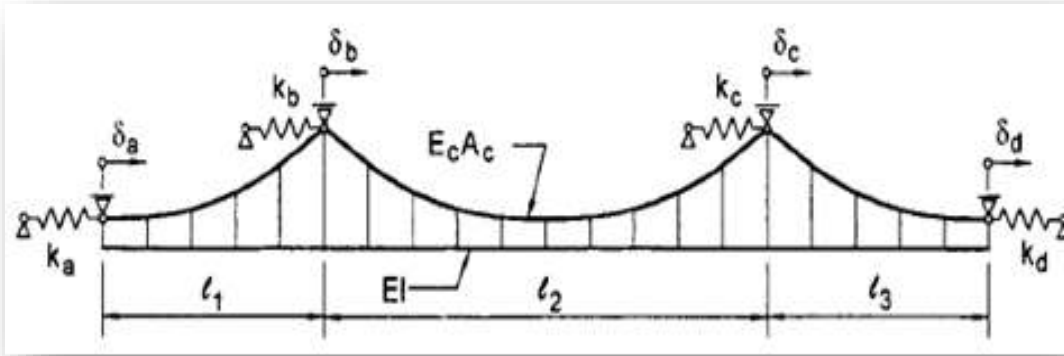
La fuerza horizontal en el cable solamente para la carga muerta  $H_g$ , es asumida como constante. Esto es típicamente el caso y puede ser asegurado por la selección apropiada de la geometría del cable bajo la carga muerta y liberando las silletas de la parte superior de la torre durante la construcción.

Los desplazamientos horizontales bajo la carga viva y los cambios de temperatura son relacionados a los componentes horizontales de la fuerza del cable por:

$$\delta_a = \frac{H_{p1}}{K_a} \qquad \delta_b = \frac{H_{p2} - H_{p1}}{K_b} \qquad (3.62)$$

$$\delta_c = \frac{H_{p3} - H_{p2}}{K_c} \qquad \delta_d = -\frac{H_{p3}}{K_d} \qquad (3.63)$$

Sustituyendo la ecuación (3.62) en (3.59) en cada tramo se llega al siguiente grupo de tres ecuaciones no lineales para tres fuerzas desconocidas  $H_{p1}$ ,  $H_{p2}$ ,  $H_{p3}$ . Se nota que en estas ecuaciones de deflexión  $w$  es una función de una fuerza del cable desconocida y por lo tanto no representa una variable independiente desconocida adicional.



**FIGURA N° 3.10:** Idealización de puentes suspendidos

Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges.

Ordenando obtenemos:

$$\frac{H_{p1}}{E_c A_c} L_{c1} + \alpha_T T L_{T1} + y'' \int_{l_1} w dx + \frac{H_{p1}}{K_a} + \frac{H_{p1} - H_{p2}}{K_b} = 0 \quad (3.64)$$

$$\frac{H_{p2}}{E_c A_c} L_{c2} + \alpha_T T L_{T2} + y'' \int_{l_2} w dx + \frac{H_{p2} - H_{p1}}{K_b} + \frac{H_{p2} - H_{p3}}{K_c} \quad (3.65)$$

$$\frac{H_{p3}}{E_c A_c} L_{c3} + \alpha_T T L_{T3} + y'' \int_{l_3} w dx + \frac{H_{p3} - H_{p2}}{K_c} + \frac{H_{p3}}{K_d} \quad (3.66)$$

Si la rigidez de la torre es despreciada tenemos:

$$k_b = k_c = 0 \Rightarrow H_{p1} = H_{p2} = H_{p3} = H_p \quad (3.67)$$

Para este caso la ecuación de compatibilidad (3.59) ha sido escrita como la suma de todos los segmentos del cable desde un bloque de anclaje hasta el otro bloque de anclaje, resultando en una simple ecuación para la componente horizontal de la fuerza del cable desconocida,  $H_p$ .

$$\frac{H_p}{E_c A_c} \sum_i L_{ci} + \alpha_T T \sum_i L_{Ti} + y'' \int_{\sum l_i} w dx + \frac{H_p}{K_a} + \frac{H_p}{K_d} = f(H_p) = 0 \quad (3.68)$$

Se nota que el mismo resultado es obtenido por la suma de las ecuaciones (3.54) y (3.66) y que los términos indeterminados  $K_b$  y  $K_c$  en el denominador se cancelan en el proceso.

La  $\int w(x)dx$  es numéricamente el mejor desarrollo basado en la regla de Simpson. Debido a que las funciones de la figura (3.6) son expresadas en los términos de la coordenada dimensional  $\xi$ , la integral debe ser escrita.

$$\int_0^l w(x)dx = l \int_0^l w(\xi)d\xi \approx \frac{1}{3n} (w_0 + 4w_1 + 2w_2 + 4w_3 + \dots \dots \dots 4w_{n-1} + w_n) \quad (3.69)$$

Las ecuaciones (3.64),(3.65),(3.66) y (3.68) son, no lineales y deben ser resueltas iterativamente. Los pasos para la solución de la ecuación (3.68) usando el método de iteración de Newton Raphson, Escrito por Isaac Newton es presentado a continuación.

- 1) Asumir el valor inicial  $H_p$  y seleccionar el tamaño de paso  $\Delta H_p$  basado en la exactitud deseada de la solución.
- 2) Calculara la deflexión  $w$  para  $H_p$  dado por las ecuaciones  $w(\xi)$ , listado en la figura (3.6). Los casos de carga a ser considerados incluyen la carga viva aplicada como una carga uniforme distribuida dirigida hacia arriba y dada por  $-\frac{H_p 8f}{l^2}$ .
- 3) Calcular la  $\int wdx$  usando la integración de Simpson dada por la ecuación (3.69).
- 4) Calcular un nuevo valor mejorado para  $H_p$  usando la ecuación (3.70) y (3.68)

$$H_{p,i} = H_{p,i} - \frac{f(H_{p,i})\Delta H_p}{f(H_{p,i}+\Delta H_p)-f(H_{p,i})} \quad (3.70)$$

$H_{p,i}$ : Es igual al valor actual para  $H_p$  y

$H_{p,i+1}$ : Igual al nuevo valor de  $H_p$ .

- 5) Repita los pasos 2 y 4 hasta que  $f(H_p)$  este cerca de 0 dentro de la exactitud deseada.

Es importante comprender que aun cuando el comportamiento de una viga suspendida sea sumamente no lineal y el principio de suspensión no es válido en general, es permitido considerar los resultados de casos de carga individuales si el mismo cable fuerza  $H_g+H_p$ . Es causado para todos los casos de carga, por lo tanto los métodos estándar están disponibles para determinar la continuidad de los momentos en las torres. La viga de rigidez, como se considera es unida en las torres.  $X_1$  y  $X_2$  es aplicado para eliminar el ángulo en los resortes bajo cargas externas. Esto cede el sistema siguiente de las ecuaciones que es lineal para un valor dado  $H_g+H_p$ .

$$\Delta\varphi_b^0 + X_1\Delta\varphi_b^1 + X_2\Delta\varphi_b^2 = 0 \quad (3.71)$$

$$\Delta\varphi_c^0 + X_1\Delta\varphi_c^1 + X_2\Delta\varphi_c^2 = 0 \quad (3.72)$$

Donde:

$X_1$  y  $X_2$ : Momentos de continuidad indeterminados.

$\Delta\varphi$ : Angulo de b a c, respectivamente debido a cargas aplicadas,  $p + H_p$ ,  $X_1 = 1$  y  $X_2 = 1$ , respectivamente.

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGIA DE INVESTIGACION**

#### **3.1 METODO CON QUE SE RESUELVE EL PROBLEMA**

##### **3.3.1 METODO DE INVESTIGACION**

La investigación científica se concibe como un conjunto de procesos sistemáticos y empíricos, que se aplican al estudio de un fenómeno, es dinámica cambiante y evolutiva. Se puede manifestar de tres formas, cuantitativa, cualitativas y mixta. Esta última implica cambiar las dos primeras. Cada una es importante, valiosa y respetable por igual.

Fuente: Libro Metodología de la investigación cuarta edición, Roberto Hernández Sampieri, Carlos Fernández Collado, Pilar Baptista Lucio, abril del 2006.

La Tesis, criterios de diseño y calculo estructural de puentes colgantes, corresponde al método científico, porque, determina cual ha sido el procedimiento para demostrar que un enunciado es así, cumple una función y tiene utilidad, analiza y sintetiza la realidad permitiéndonos llegar a explicaciones lógicas y coherentes, el punto de partida es el descubrimiento de la realidad de los hechos a partir de lo cual se formulan los problemas de investigación.



### 3.3.2 TIPO DE INVESTIGACION

Corresponde al tipo de investigación, cuantitativo, el cual nos permite dimensionar, medir, comprobar los cálculos realizados de forma manual, de los elementos de un puente colgante y esto a la vez, es comprobable con el uso de otras técnicas mediante cálculos más avanzados.

### 3.3.3 NIVEL DE INVESTIGACION

#### EXPLICATIVO

En la tesis se explica los criterios de diseño y calculo estructural de puentes colgantes, mediante fórmulas, códigos que se encuentran en normas vigentes, que al considerarlos en el diseño de un puente colgante, nos permiten obtener datos más reales y aceptables para el diseño. Esto nos lleva a seguir las secuencia de las normas, paso a paso, los cálculos pueden ser realizados de forma manual en algunos casos, en otros, utilizando técnicas más avanzadas de cálculo, que hace que lleguemos a resultados más confiables a la hora de llevar acabo el diseño de un puente colgante.

#### NO EXPERIMENTAL

Es, no experimental, porque los cálculos son comprobados por fórmulas matemáticas, que obedecen a códigos y normas establecidas en el tipo de estructuras a calcular, estos resultados serán comparadas con los resultados obtenidos, por otros métodos de cálculo.

### 3.3.2 TECNICAS DE RECOPIACION DE DATOS

La técnica para la recopilación de información para el desarrollo de los cálculos, son mediante toma de datos por anotaciones, que luego a través de fórmulas matemáticas y normas para el diseño de puentes se hace comparable a algunos de estos elementos existentes en nuestro medio, que se encuentran funcionando por más de treinta años en nuestras carreteras en nuestra red vial nacional.

### 3.3.3 MUESTREO Y UNIVERSO

Dentro de la muestra, podemos ver las experiencias para el diseño y construcción de puentes colgantes en el Perú, específicamente del tipo planteado en la tesis, es poca, se puede verificar que este tipo de puentes en el Perú han sido adquiridos al país Europeo Austria, de forma completa, es decir, calculado y construido en Austria, el propio montaje fue realizado con personal técnico procedente del mismo, especializado en la construcción en este tipos de puentes.

#### **Nos podemos referir en el Perú a los siguientes.**

Puente punta arenas luz central 220m y luz total 271m.

Puente Pizana de luz central 150m y luz total 242m

Puente Challuayacu de luz central 150m y luz total

Puente Continental de luz central 320m y luz total 723m.

Puente Tocache de luz central 220m y luz total de 330m.

Puente Aguaytia de luz central 200m y luz total de 575m.

Debo referirme que el Perú compro un total de 30 puentes en la década de los 70 para los proyectos de carretera que se construyeron en los años 80, dicha transacción fue llevada a cabo por el ministerio de transportes del Perú, y el País Europeo Austria.

Los puentes adquiridos de estado a estado, son de fabricación y diseño del país, Austria.

### **Puentes colgantes más largos del mundo vano de más de 300m, información actualizada a setiembre del 2014.**

- 1.- Puente Akashi-kaikyo (Japón) año 1998, Luz del Tramo central **1991m.**
- 2.- Xihoumen (China) año 2008, Luz del Tramo central **1650m.**
- 3.- Gran Belt Oriental (Dinamarca) año 1998, de luz del tramo central **1624m.**
- 4.- Puente Yi sun sin (Corea del sur), año 2010, luz del tramo central **1535m.**
- 5.- Runyang (China) año 2005, luz del tramo central **1490m.**
- 6.- Puente Nankin ( China) año 2012, luz central **1418m.**
- 7.- Humber (Reino unido), año 1981, luz del tramo central **1410m.**
- 8.- Jiangyn (China) año 1999, luz central **1385m.**
- 9.- Tsing Ma ( Hong Kong) año 1997, luz central **1377m.**
- 10.- Puente Hardanger ( Noruega) año 2013, luz central **1310m.**

### **3.3.4 DISEÑO DE LA PRUEBA DE LA HIPOTESIS**

#### **PRUEBA DE LA HIPOTESIS GENERAL**

En el Perú poco se diseñan, no se fabrica y construyen, los puentes colgantes con dos carriles, de luz central mayor a doscientos metros, por la falta de tecnología y materiales que exige este tipo de construcciones especiales, siendo haci, esta investigación se hace de un aporte al desarrollo de nuevas infraestructuras que mejoren la conectividad entre pueblos en el interior del país.

Esta hipótesis general, se comprueba con la realidad, viendo los antecedentes en nuestro medio.

## PRUEBA DE LAS HIPOTESIS ESPECÍFICAS

### Prueba de hipótesis 1

Se comprueba con la realidad, Al determinar los criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes de dos carriles con luz central mayor a doscientos metros, facilita la aplicación de estos conceptos para el desarrollo de nuevos proyectos.

En nuestro país solo existen tres puentes colgantes de luz central mayor a doscientos metros, y son de fabricación y diseño Europeo, construido e instalado hace más de treinta años.

La hipótesis 1 que se prueba con la realidad.

### Prueba de la hipótesis 2

Se comprueba con la realidad, Al determinar los cálculos de los elementos componentes de un puente colgante de dos carriles de luz central mayor a doscientos metros, ayudara a reducir la poca información para la construcción de este tipo de proyectos.

En nuestro país no se fabrican, puentes colgantes de gran envergadura por la falta de materiales, como el acero ASTM A572, cables ASTM A 586, a esto se suma la falta de especialistas en el diseño y la construcción de puentes colgantes de esta envergadura en el Perú.

La hipótesis 2, se prueba con la realidad.

### Prueba de la Hipótesis 3

Se comprueba a través de la comparación de resultados, Al mostrar los resultados de diseño en forma manual y compararla a los resultados con el software Csi Bridge 2015 V 17.2, utilizando el método de elementos finitos nos permitirá, comprobar, interpretar, y obtener resultados más confiables en la etapa de diseño y calculo estructural en un puente colgante de dos carriles de luz central mayor a doscientos metros.

Los resultados de ingeniería obtenidos de forma manual siguiendo, la norma AASTHO LRFD, AISC 2010, Manual de diseño de puentes MTC 2003, nos genera resultados que el software verifica como resultado adecuado.

La hipótesis 3, se prueba mediante la comprobación de resultados.

## **CAPITULO IV**

### **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **1.- CARACTERISTICAS DEL PUENTE A DISEÑAR**

##### **GENERALIDADES**

En este punto se diseñara un puente tipo colgante, cuya luz central es de 220m, que para este caso ha sido obtenido según las condiciones topográficas del terreno, el cual para cada proyecto de puentes la fuente de información proviene del estudio topográfico.

Para este caso la topografía presentada en la zona es plana, con pendiente no significativa, se asemeja a la topografía de la zona de selva, que tiene grandes extensiones planas con ríos extensos y caudalosos.

El puente se diseña considerando los estados límites especificados en la norma AASHTO LRFD (USA) para puentes, (AISC) manual de diseño y construcción de acero y la norma de diseño de puentes MTC del (Perú), con el fin de lograr los objetivos de construcción, seguridad y servisiablilidad, que esto alavés considera los aspectos relacionados a, inspección, economía y estética.

Luego de haberse obtenido los estudios básicos de ingeniería para este tipo de puente, se determinó el siguiente perfil del cauce del río y por consiguiente la luz del puente que será 220m de Torre a Torre.

Cotas de Niveles de Agua.

Nivel de Aguas Extraordinarias = 373.65m

Nivel de aguas Máximo Ordinarias = 368.75m

Nivel de Aguas Mínimas o en estiaje = 366.32m

#### A. LONGITUD DEL PUENTE

El puente a diseñar en el desarrollo de la tesis, tiene como luz en el vano central 220m y luz total de 330m, que corresponde para el medio en el cual estamos a un puente de longitud regular.

Luz de cálculo de torre a torre = 220m

Luz de cálculo de la Viga de rigidez = 220m

Luz de la cámara de anclaje a torre = 55m (ambas márgenes)

#### B. TIPO DE PUENTE

De acuerdo a las condiciones topográficas, hidrológicas, hidráulicas, geológicas y geotécnicas. Las posibilidades de construcción y el lugar de ubicación asumido para el puente, se considera en este caso un puente del tipo colgante con viga de rigidez, celosía en rombo doblemente reforzada.

#### C. NUMERO DE VIAS

El puente a considerar será de dos vías, ya que este tipo de puentes son puestos en servicio en las carreteras principales de flujos de tránsito de importancia.

Ancho de vía = 3.60m

Ancho de veredas = 0.60m

Espesor de la losa = 0.20m

#### D. FLECHA EN EL CABLE

De la teoría, referiremos que la flecha en el cable, se encuentra relacionado con la luz del puente en el vano central o luz entre torres, lugar en la cual el cable toma la forma parabólica.

$$\frac{1}{10}(L) a \frac{1}{8}(L)$$

$$\frac{1}{10}(220) a \frac{1}{8}(220) \approx 22m a 27.5m$$

$$\frac{1}{9.166}(220) = 24.0m$$

Asumiremos, una flecha de 24m

#### E. PERALTE DE LA VIGA DE RIGIDEZ

De acuerdo a la tabla N° 01, el peralte varia de 1/50 a 1/70 de la luz entre las torres, para nuestro caso se encuentra en la relación 1/55, en cual nos da 4m.

#### F. GEOMETRICAS

Longitud del vano central = 220m

Longitud de torre a torre = 220m

Longitud de la viga de rigidez = 220m

Flecha del cable = 24m

Peralte de la viga de rigidez = 4m

Ancho de Carril = 3.60m

Ancho de vereda = 0.60m

Ancho, Carril más veredas = 8.40m

Ancho Total, incluye ambas vigas de Rigidez= 9.49m

#### G. SOBRECARGAS

Vehicular = HL-93M (Tándem de diseño),

HL-93K (Camión de diseño).



Baranda Peatonal = 100kg/m, Forma parte la Viga de rigidez.

Vereda = 400kg/m

## H. MATERIALES

### ACERO ESTRUCTURAL

Al carbono, ASTM A 36, En perfiles, planchas, secciones.

Esfuerzo mínimo de fluencia **Fy**:

$$36 \text{ klb/Plg}^2 \Rightarrow 2,531.16 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo a Tensión **Fu**:

$$58 \text{ klb/Plg}^2 \Rightarrow 4,077.98 \text{ kg/cm}^2$$

Baja aleación alta resistencia, ASTM A 572 Gr.50

Esfuerzo mínimo de fluencia **Fy**:

$$50 \text{ klb/Plg}^2 \Rightarrow 3,515.50 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo a Tensión **Fu**:

$$65 \text{ klb/Plg}^2 \Rightarrow 4,570.15 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$200,000 \text{ Mpa} \approx 29,007.6 \text{ klb/pulg}^2 \approx 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2. (\text{AASHTO} - \text{LRFD}, 5.4.3.2, \text{pag. 5} - 22)$$

$$E's = 29,867.72 \text{ klb/pul}^2 \quad E's \approx 2,100,000 \text{ kg/cm}^2 \approx 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2. (\text{Promedio})$$

### CABLES

Galvanized Structural Strand To ASTM A – 586, en las péndolas y el cable principal.

Módulo de elasticidad

$$E_c = 24,000,000 \text{ PSI} \approx 24,000 \text{ klb/pulg}^2 \approx 1,687,440 \text{ kg/cm}^2 (\text{ASTM. A} - 586. \text{Tabla 6})$$

$$E_c = 197,000 \text{ Mpa} \approx 28,572.48 \text{ klb/pulg}^2 \approx 2,008,931.06 \text{ kg/cm}^2 (\text{AASHTO} - \text{LRFD}, 5.4.3.2, \text{Pag. 5} - 23)$$

## CONCRETO ARMADO

Resistencia a la compresión

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible en compresión: (Método Servicio)

$$F'_c = 0.40F'_c = 0.40(280) = 112 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad:

$$E'_c = 15,000\sqrt{F'_c} (10) = 15,000\sqrt{280} = 250,998 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de Refuerzo en el concreto

Grado 60

Resistencia a la fluencia:

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible en tracción:

$$F_s = 0.40F_y = 0.40(4,200) = 1,680 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad:

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### **Peso específico de los materiales**

$$\text{Acero} = 7,750 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Concreto armado} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Concreto ciclopeo} = 2,300 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Asfalto} = 2,200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Tierra} = 1,800 \text{ kg/m}^3$$

#### I. NORMATIVIDAD

- Aastho Lrfd Bridge del 2012.
- Manual de diseño de puentes Perú del 2003.
- Manual de diseño y construcción de acero AISC 2010.
- ASCE 2010, SEI/ASCE 7-10.
- ASTM International.
- ACI 318-11.

- E.030, Diseño Sismo resistente, E.060, Concreto Armado, E.090, Estructuras metálicas.
- Reglamento nacional de Edificaciones Perú.

## 2.- FILOSOFIA DE DISEÑO

El diseño por resistencia de los elementos y conexiones se determina en base a su comportamiento inelástico, aun cuando las solicitaciones se determinan mediante análisis elásticos.

El propósito fundamental del diseño de puentes, es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos fundamentales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural y de la relación entre la distribución y la función de una estructura, de la mecánica, y del análisis estructural, debe tener también, una apreciación clara de los valores éticos y contribuir así, a la obtención de un buen funcionamiento de la estructura.

En el diseño estructural juegan un papel importante la teoría de las estructuras, mecánica estructural y la experiencia para validar ciertos datos que en general se basan en hipótesis ingenieriles, que son verificados con la experiencia y el cálculo.

## 3.- ESTADOS LÍMITES

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones satisfacen la siguiente ecuación:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r, 1.3.2.1.1 \text{ del } \mathbf{AASHTO LRFD}$$

Donde:

$\gamma_i$  = Factor de carga, multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

$n_i$  = Factor de modificación de las cargas, factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$Q_i$  =Solicitaciones

$\phi$  =Factor de resistencia, multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia Nominal, según lo especificado en las secciones 5,6,7,8,10,11 y 12 del **AASTHO LRFD**.

$R_n$  =Resistencia Nominal.

$R_r$  =Resistencia mayorada:  $\phi R_n$

### 3.1 Estado límite de Servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

### 3.2 Estado límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se considera como restricción impuesta al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las especificaciones sobre materiales AASHTO.

### 3.3 Estado límite de Resistencia

Se considera el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa al comportamiento que un puente pueda experimentar durante el periodo de diseño.

### 3.4 Estados limites correspondientes a Eventos extremos

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

#### 4.- DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

#### 5.- CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

##### 5.1 Combinaciones de carga y factores de carga

Con el fin de poder considerar todas las condiciones de carga posible, y siendo estas las más desfavorables para la estructura, se consideran las siguientes combinaciones de cargas las cuales han sido extraídas de la norma **AASHTO LRFD**:

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

**TABLA N° 11:** Combinaciones de Carga y factores de carga  
Fuente AASHTO LRFD, Tabla 3.4.1-1

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global		
• Muros de sostenimiento y estribos	1,00	N/A
• Estructura rígida enterrada	1,35	1,00
• Marcos rígidos	1,30	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,35	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,95	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,90

**TABLA N° 12:** Factores de carga para cargas permanentes ( $\gamma_p$ ), Fuente AASTHO LRFD, Tabla 3.4.1-2

Los significados en inglés que se presentan en la tabla, se encuentran en la Norma AASTHO LRFD, **Sección (3-9)-(3-12)**.

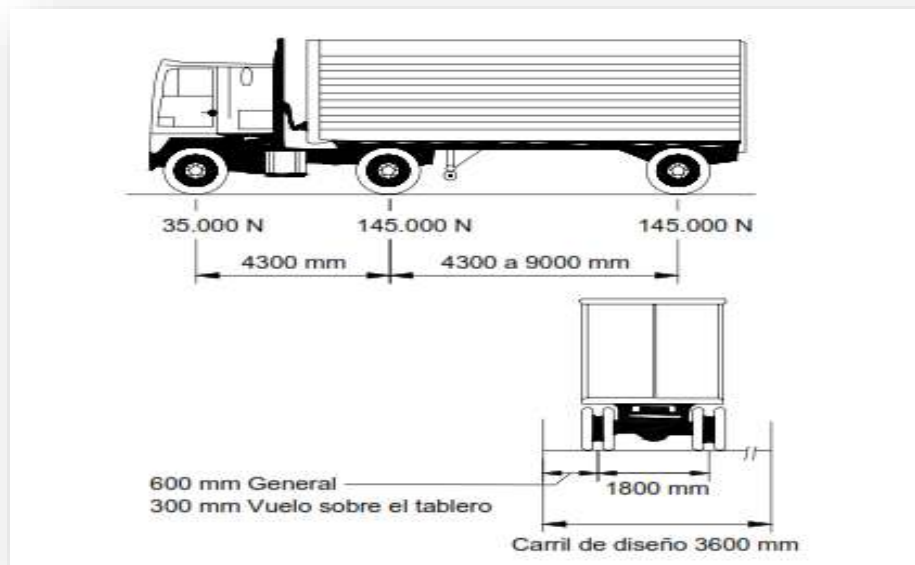
## 5.2 Cargas

Las cargas permanentes incluyen el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficies de rodadura, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

Las cargas vivas son distribuidas en el número de carriles de diseño que se determinen por cálculo, considerando la relación  $w/3600$ , siendo  $w$  el ancho libre de la calzada entre barreras, en (mm). Si en algún caso particular la calzada tuviera un ancho libre entre 6000 y 7200(mm), se tendría dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de la calzada.

## Carga HL-93

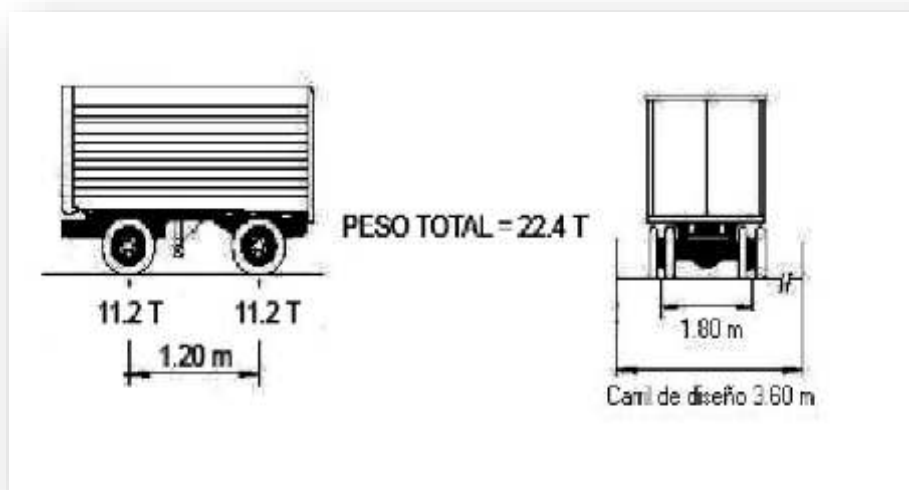
### Camión de diseño



PESO TOTAL = 33.20T

**FIGURA N° 4.1:** Camión de diseño. Figura 3.6.1.2.2-1. Fuente AASHTO LRFD, página 3.26

### Tándem de diseño



**FIGURA N° 4.2:** Tándem de diseño, figura 3.6.1.2.2-1. Fuente AASHTO LRFD, página 3-26

### 5.3 Carga de Carril de Diseño

La carga de carril de diseño considera una carga de 9.3N/mm equivalente a 0.96T/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga de dinámica. Según indica en el art. 3.6.1.2.4 ASSTHO LRFD.

Debido a la probabilidad de ocurrencia de que se encuentren más de un carril cargado, las consideraciones consideradas basa su resultados sobre la teoría expuesta en el art. **3.6.1.1.2-1** de la Norma ASSTHO LRFD y considerando los siguientes factores de presencia múltiple.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

**TABLA N° 12:** Factor de presencia múltiple (*m*)

Fuente AASHTO LRFD, Tabla 3.6.1.1.2-1

Las cargas de diseño que se considera, es la de un vehículo sobre la calzada del puente o estructuras incidentales, designada con la sigla HL-93 y consiste en una combinación de la carga de carril más el mayor valor entre, camión HL-93 y el Tándem.

### 6.- FUERZA DE VIENTO

El puente es diseñado, para resistir las presiones producidas por el viento y sus efectos, sobre la Súper estructura y la Sub estructura, estas presiones varían de acuerdo a la zona en donde será instalado el puente, la norma ASSTHO LRFD Tabla 3.8.1.2-1, indica para velocidades de viento:



$$V_B = 160 \text{ km/h}$$

Sobre la Súper estructura

Carga barlovento

$$P_B = 0.0024 \text{ Mpa} \approx 0.0024 \text{ N/mm}^2$$

Carga Sotavento

$$P_B = 0.0012 \text{ Mpa} \approx 0.0012 \text{ N/mm}^2$$

Sobre la Sub estructura

$$P_B = 0.001 \text{ Mpa} \approx 0.001 \text{ N/mm}^2$$

Si las velocidades de viento son mayores a las de 160km/h, considerar valores,  $P_B$  con los criterios adecuados del cálculo de la fuerza de viento sobre la súper estructura y que el diseño planteado de la sección del puente, garantice su resistencia a esta fuerza natural.

Las Vibraciones inducidas por el viento, en estructuras importantes la magnitud de los valores extremos de presión y succión se deberán establecer mediante ensayos de simulación en túnel de viento, indicado en el artículo 4.7.2.2 de la norma AASTHO LRFD.

## 7.- DEFORMACIONES

El puente, es diseñado a manera de evitar los defectos estructurales, que provocan las deformaciones, las limitaciones referidas a las deflexiones y profundidad serán a criterio del profesional, cualquier deformación importante de las practicas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas serán revisadas.

Para las construcciones de acero y/o Hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- i. Carga Vehicular, general = Longitud/800
- ii. Cargas vehiculares y/o peatonales = Longitud/1000
- iii. Carga vehicular sobre voladizo = Longitud/300
- iv. Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos = Longitud/375

Indicados en la norma AASHTO LRFD, en el artículo 2.5.2.6.2 Criterios para la deflexión y el artículo 9.5.2 Estados límites de servicio.

## 8.- DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento de los elementos que componen el puente, obedecen a las condiciones establecidas en las normas vigentes a la fecha, AASTHO LRFD (USA) para puentes, (AISC) manual de diseño y construcción de acero y el manual de diseño de puentes MTC (PERU).

### DETERMINACION DE LA SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

#### 8.1 ANCHO DEL CARRIL DE TRÁFICO DEL PUENTE

Según el AASTHO LRFD en el art. 3.6.2., el ancho de diseño de una vía es de 3.60m medido entre borde de las aceras.

#### 8.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ACERA

Cargas de acera se pueden proyectar para una sobrecarga de 400 Kg/m<sup>2</sup> de superficie de acera.

##### a. Ancho de la acera o vereda

- Ancho mínimo de circulación peatonal = 0.60m
- Colocación de baranda, Viga de rigidez cumple también como baranda.

Se adoptara un ancho de Acera o vereda = 0.60m

##### b. Peralte de la acera o vereda

Cargas de acera, se proyectara una sobrecarga de 400 kg/cm<sup>2</sup>, sobre la superficie de acera.

Carga muerta:

- Peso propio =  $1.00 \times (0.25 + 0.12) / 2 \times 2400 = 444 \text{ kg/m}$
- Acabados =  $1.00 \times 100 = 100 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ W_D = 544 \text{ kg/m} \end{array}$$

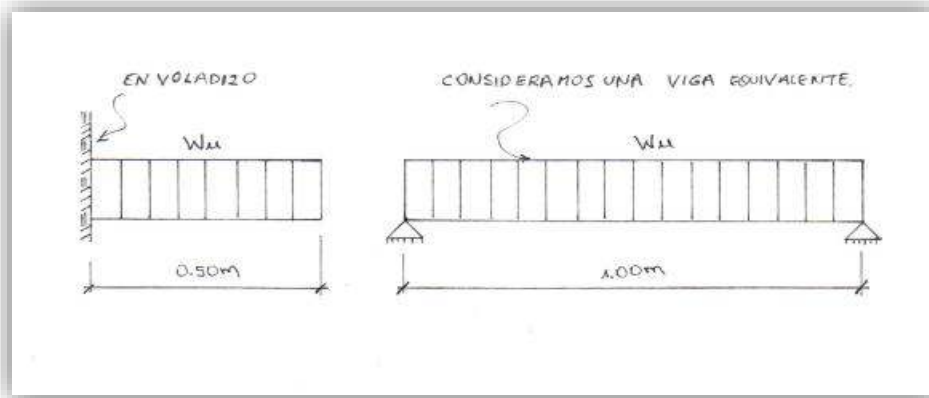
Carga viva:

- Sobrecarga =  $1.00 \times 400 = 400 \text{ kg/m}$

Carga Última:

- $W_U = 1.4(544) + 1.7(400) = 1441.6 \text{ kg/m} = 0.1441 \text{ kg/cm}^2$

Modelo estructural, Viga en Voladizo:



**DIBUJO N°01:** Representación de Viga equivalente, (Fuente: Libro puentes de concreto armado, pag.51, Autor: Mohamed Mehdi Hadi Mohamed)

$$h = \frac{L}{4/\sqrt{W_u}} = \frac{L}{4/\sqrt{0.1441}} = \frac{L}{10.53}$$

$$h_{acera} = 1.41 \left( \frac{L}{10.53} \right) = 13.39 \text{ cm}$$

Tomaremos  $h_{acera} = 0.185 \text{ m}$  (Forma de trapecio monolítico, junto a la losa)

### 8.3 DISEÑO DE LA LOSA

El tablero será una losa continua de sección constante de concreto armado, apoyada sobre las vigas de perfil W, espaciados a 3.67m de centro a centro y armado en dirección paralela al tráfico.

Se asume que las deformaciones propias de la estructura al centro del puente son asumidas por la viga de rigidez, siendo haci la losa un elemento que soportara carga de compresión y tracción, producto de la deformaciones producidas por las cargas producidas por la cargas vehiculares.

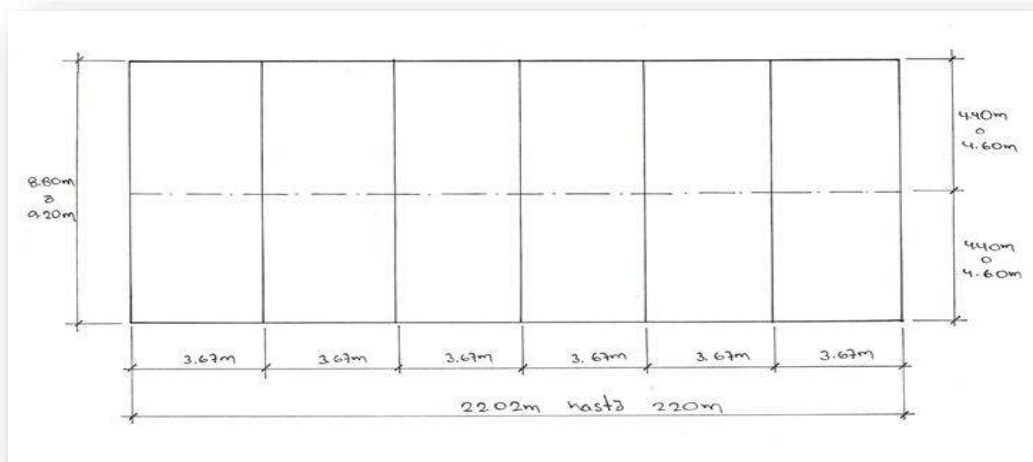
La losa tendrá un ancho libre para el paso de vehículos, 7.20m para dos vías y dos veredas de 0.60m de ancho elevada 0.25m en un extremo y 0.12m en el otro. Con respecto a la vía.

### 8.3.1 SEPARACION DE LOS DIAFRAGMAS DE ACERO ESTRUCTURAL

Se colocaran diafragmas a la mitad de la separación de las péndolas.

Separación entre péndolas = 7.34m

Separación de diafragmas = 3.67m



**DIBUJO N° 02:** Detalle de la distribución de los diafragmas.

### 8.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

$$d = \frac{S + 10}{30}$$

Dónde:

S=espacio entre diafragma

$$s = 3.67m \epsilon 12.04 \text{ pie}$$

$$d = \frac{12.04 + 10}{30}$$

$$d = 0.73 \text{ pies}, d = 0.73 \times 0.3048 = 0.22m$$

La separación entre diafragmas de acero, es perpendicular a la vía y arriostrada en forma de rombo cada 3.67m, cada espaciamiento al eje, de extremo extremo.

Por ello:

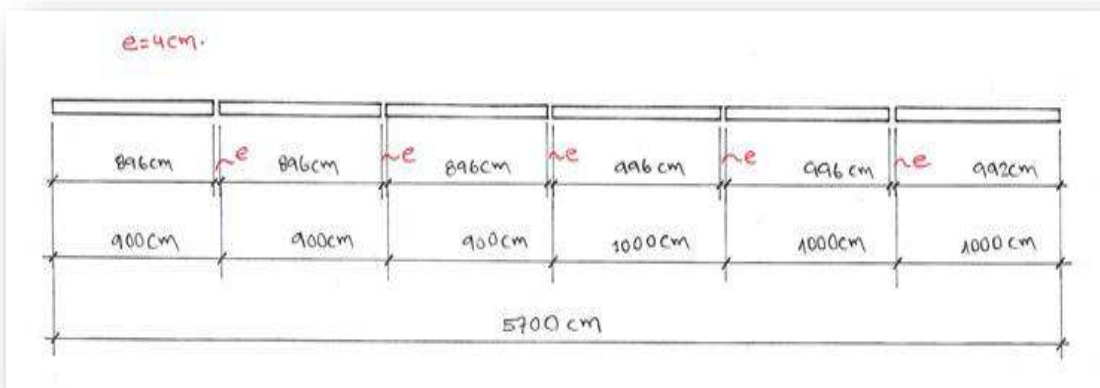
Tomaremos  $d=0.20\text{m}$

### 8.3.3 JUNTA DE DILATACION

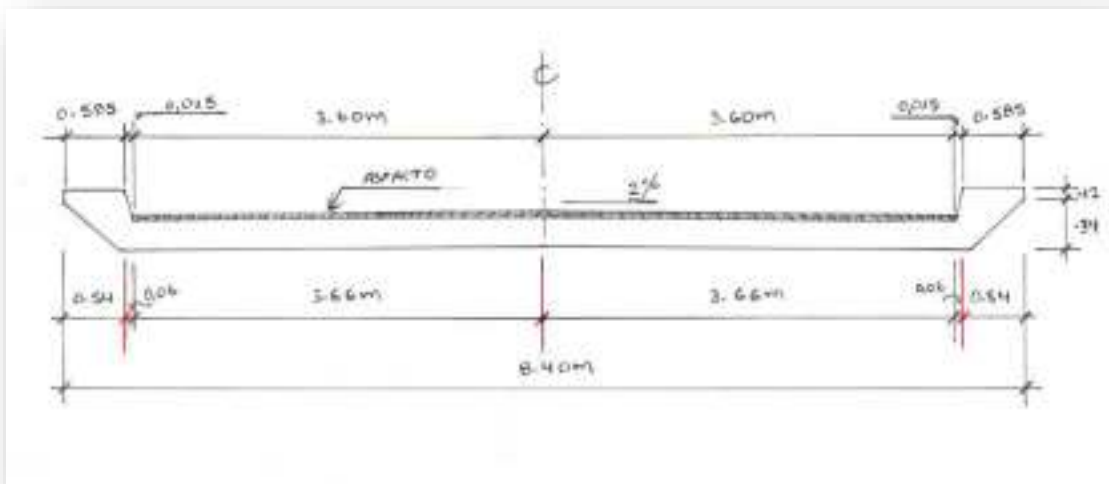
El tablero del puente de acuerdo a la separación de los diafragmas de acero es de 3.67m, haciendo un total de 60 tramos.

Los tramos de concreto se darán de la siguiente manera:

10 tramos de 9m más 13 tramos de 10m.



**DIBUJO N° 03:** Detalle de junta de dilatación.



**DIBUJO N° 04:** Detalle de la losa de Concreto.

La junta de dilatación en la losa de concreto tiene la finalidad de absorber la dilatación debido al aumento de temperatura y las contracciones debido a la fragua del concreto.

$$J = \Delta L_1 + \Delta L_2$$

$$\Delta L = Lxcx\Delta T$$

$$\Delta L = \text{Dilatacion lineal}$$

$$L = \text{Longitud de la losa en el caso mas desfavorable, } L = 9x4 = 36m$$

$$c = \text{coeficiente de dilatacion del concreto, } 0.0000117$$

$$\Delta T = \text{Variacion de temperatura, } 35^\circ$$

Reemplazando:

$$\text{Para } L=9x4=36m$$

$$\Delta L_1 = 36x0.0000117x35 \Rightarrow \Delta L_1 = 0.01474m$$

$$\text{Para } L=10x4=40m$$

$$\Delta L_2 = 40x0.0000117x35 \Rightarrow \Delta L_2 = 0.01638$$

Luego:

$$J = 0.01474 + 0.01638$$

$$J = 0.0311m$$

Tomaremos como junta de dilatación en cada tramo, en ambos extremos

$$J = 4cm \text{ (Conforme)}$$

### **Diseño de la Losa de Concreto**

#### **8.3.4 METRADO DE CARGAS POR PESO PROPIO (MD)**

Analizando en  $A_t = 1m$  (Franja de Borde)

$$PP_{Losa} = 0.20m \times 1m \times 2.4 t/m^3 = 0.480 t/m$$

$$PP_{Vereda} = (0.12m) \times 0.60m \times 2.4 t/m^3 = 0.1728 t/m$$

$$PP_{Vereda} = (0.33m) \times \frac{66}{2} m \times 2.4 t/m^3 = 0.2613 t/m$$

---


$$WD = 0.914 t/m$$

Calculo de momentos debido a la carga muerta.

$$WD = 0.914 t/m$$

### **Momentos (MD)**

$$MP_{Propio} = \frac{WD \times L^2}{8} \Rightarrow MP_{Propio} = \frac{0.914 \times 3.7^2}{8} = 1.56 t.m$$

### **Sin vereda (MD)**

$$MP_{Propio} = \frac{WD \times L^2}{8} \Rightarrow MP_{Propio} = \frac{0.480 \times 3.7^2}{8} = 0.82 t.m$$

Del cual separamos los momentos producidos por el asfalto para facilitar, el cálculo.

### **Carga por Asfalto**

$$PP_{Asfalto} = (0.05m) \times 1m \times 2.2 t/m^3 = 0.11 t/m$$

### **Momento**

$$MP_{Asfalto} = \frac{WD \times L^2}{8} \Rightarrow MP_{Propio} = \frac{0.11 \times 3.7^2}{8} = 0.18 t.m$$

## 8.3.5 CALCULO DE MOMENTOS DEBIDO A LA CARGA VIVA (ML)

### **Camión de diseño HL-93**

Analizamos en un segmento de la luz del puente.

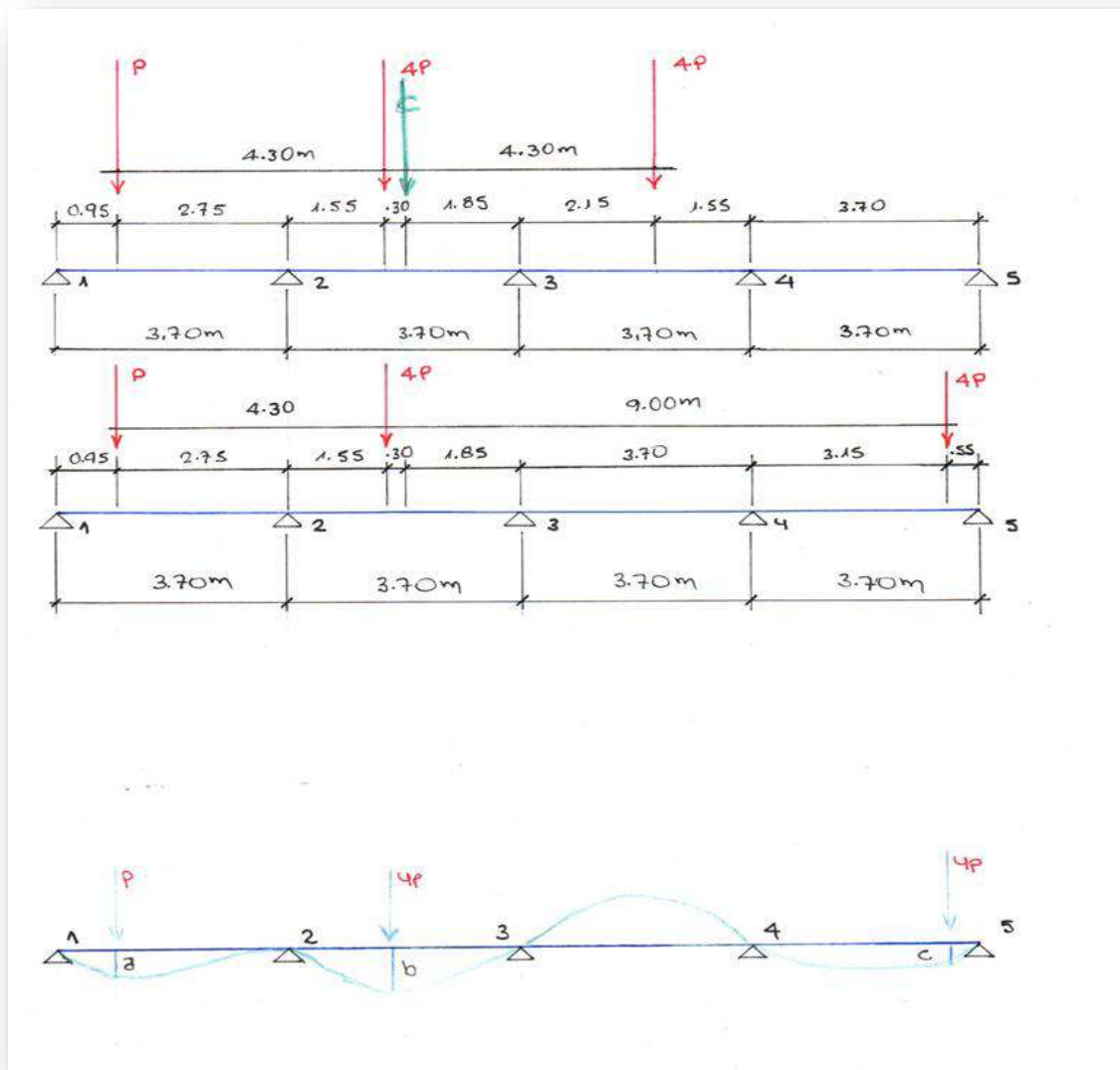
Ubicamos el camión a 0.30m del eje de un tramo.

35,000N equivale a 3.6 Toneladas.

145,000N equivale a 14.8 Toneladas.

$$4P = 14.8T$$

$$P = 3.70T$$



**DIBUJO N° 05:** Momentos máximos producidos por el Camión HL-93

$$y = \frac{mxn}{m + n}$$

$$a = \frac{0.95 \times 2.75}{0.95 + 2.75}, \quad b = \frac{1.55 \times 2.15}{1.55 + 2.15}, \quad c = \frac{3.15 \times 0.55}{3.15 + 0.55}$$

$$a = 0.706\text{m}, \quad b = 0.90\text{m}, \quad c = 0.468\text{m}$$

$$M_{max} = P(0.706) + 4P(0.90) + 4P(0.468)$$

$$M_{max} = 2.612 + 13.32 + 6.9264, \quad M_{max} = 22.85 \text{ t.m}$$

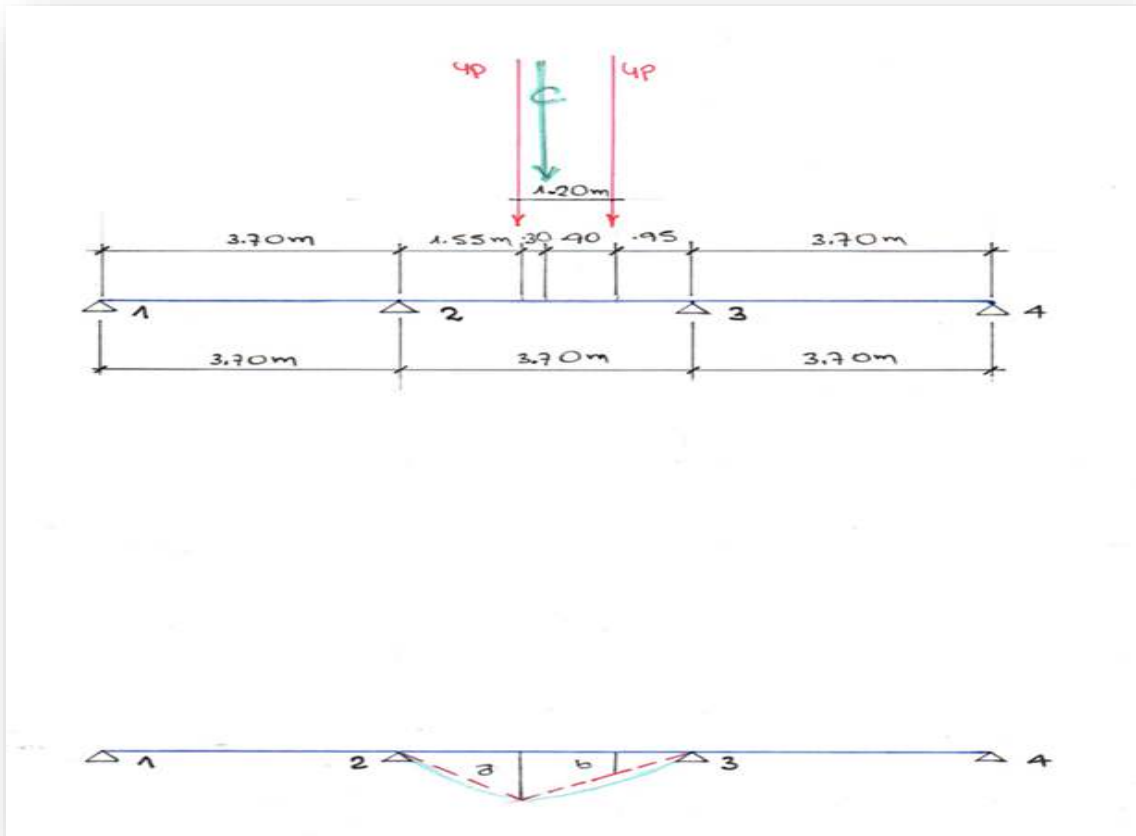
$$M_{S/c} = M_L$$



## Tándem

110,000N equivale a 11.2Toneladas.

$$4P=11.20TP= 2.80T$$



**DIBUJO N° 06:** Momentos máximos producidos por el Tándem

$$a = \frac{1.55 \times 2.15}{1.55 + 2.15}, a = 0.90m$$

$$\frac{0.90}{2.15} = \frac{b}{0.95}, b = 0.397m$$

$$M_{\max} = 4P(0.90) + 4P(0.397)$$

$$M_{\max} = 10.08 + 4.446, \quad M_{\max} = 14.52 \text{ t.m}$$

### **Momento máximo por carga de carril**

AASTHO-LRFD, 3.6.1.2.4, es de 9.3N/mm equivalente a 0.96Tn/m

$$M_{max} = \frac{WxL^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{0.96x3.7^2}{8} = 1.64 \text{ t.m}$$

### **Momento Último Mu (S/C)**

$$Mu_{S/C} = M_{S/C} + M_I + M_{Carril}$$

### **Momento por Impacto (MI)**

$$M_I = 33\%xM_{S/C}$$

$$M_I = 33\%x22.85 \text{ t.m} = 7.54 \text{ t.m}$$

Tomaremos el mayor momento producido entre el Camión HL-93 y el Tándem.

$$M_{S/C} = 22.85 \text{ t.m}$$

$$Mu_{S/C} = 22.85 + 7.54 + 1.64 \Rightarrow Mu_{S/C} = 33.03 \text{ t.m}$$

### **Calculo de ancho de franja E**

E= Ancho de franja

Ancho de carril para carga viva en caso de dos carriles

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L1xW1} \leq \frac{W}{NL}$$

$$L1 = 3.70\text{m} \rightarrow 3700\text{mm}$$

$$W1 = 8.40\text{m} \rightarrow 8400\text{mm}$$

$$W = 8.40\text{m} \rightarrow 8400\text{mm}$$

$$NL = \frac{7.20}{3.6} = 2$$

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{3700x8400} \Rightarrow E = 2768.99\text{mm} \Rightarrow E = 2.76\text{m}$$

Ancho de franja en caso de carril cargado

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L1xW1}$$

$$E = 250 + 0.42\sqrt{3700x8400} \Rightarrow E = 2591.47mm \Rightarrow E = 2.59m$$

### Momento Último Mú (S/C)

$$M'u_{S/C} = \frac{Mu_{S/C}}{E}$$

$$M'u_{S/C} = \frac{33.03 \text{ t.m/m}}{2.59m}$$

$$M'u_{S/C} = 12.75 \text{ t.m}$$

### Resumen de Momentos

$$MP_{Propio} = 1.56 \text{ t.m (Con vereda)}$$

$$MP_{Propio} = 0.82 \text{ t.m (Sin vereda)}$$

$$M_{Asfalto} = 0.18 \text{ t.m}$$

$$M'u_{S/C} = 12.75 \text{ t.m}$$

### Diseño de acero en la Franja Exterior

#### PARA EL CÁLCULO

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios.

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento para servicios públicos.

LL= Peso por carga viva, la mayor.

MI= Momento por Impacto.

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$$

De la norma para puentes consideraremos lo indicado en la, **Tabla 3.4.1-1**,

#### AASHTO-LRFD

#### Resistencia

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)}]$$

#### Servicio

$$M_{Ultimo} = n[1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0(LL+IM)]$$

**Fatiga**

$$M_{Ultimo} = n[0.75(LL+IM)]$$

**8.3.6 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD**

**Diseño por Resistencia I**

$$M_{Ultimo} = 1[1.25(0.82) + 1.5(0.18) + 1.75(12.75)]$$

$$M_{Ultimo} = 23.60 \text{ t. m/m}$$

El momento último por resistencia I, es mayor en comparación al de servicio y fatiga.

Consideramos el  $M_{Ultimo}$ , por resistencia I.

**Calculo de acero Acero Principal producido por el momento máximo negativo.**

$$K = \frac{M_U}{bd^2} \dots\dots\dots(I)$$

$$As = \frac{M_U}{0.90x f_y x d} \dots\dots\dots(II)$$

Tener en cuenta:

$$d = \left( h - r - \frac{\phi}{2} \right), r = 2.5cm, h = 20cm$$

$$d = \left( 20 - 2.5 - \frac{1.90}{2} \right) \rightarrow d = 16.70cm$$

$$\phi = \frac{3}{4} \text{ pulg} \rightarrow \phi = 1.90cm \rightarrow As = 2.85cm^2$$

$$As = \frac{23.60x(10^5)}{0.90x4200x16.70} \Rightarrow As = 37.38cm^2$$

$$37.38cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$2.85cm^2 \dots\dots\dots S(3/4)$$

$$S(3/4) = 7.62cm$$

### Calculo de Acero de distribución

$$\%As_{Principal} = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

$$\%As_{Principal} = \frac{1750}{\sqrt{3700}} = 28.76\% \leq 50\% \text{ (Conforme)}$$

$$As_{Distribucion} = As_{Principal} \times 28.76$$

$$As_{Distribucion} = 37.38 \times 28.76\% \Rightarrow As = 10.75 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \frac{1}{2} \text{ pulg} \rightarrow \phi = 1.27 \text{ cm} \rightarrow As = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$10.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S(1/2)$$

$$S(1/2) = 11.81 \text{ cm}$$

### Calculo de Acero producido por el momento máximo positivo

$$M_{max} = \frac{W \times L^2}{10}$$

$$PP_{Losa} = 0.480 \text{ t/m,}$$

$$L = 3.70 \text{ m (Mas desfavorable)}$$

$$PP_{Asfalto} = 0.11 \text{ t/m}$$

### Resumen de Momentos

$$MP_{Propio} = 0.65 \text{ t.m}$$

$$M_{Asfalto} = 0.15 \text{ t.m}$$

$$M'_{u_{S/C}} = 12.75 \text{ t.m}$$

### Diseño por Resistencia I

$$M_{Ultimo} = 1[1.25(0.65) + 1.5(0.15) + 1.75(12.75)]$$

$$M_{Ultimo} = 23.35 \text{ t.m/m}$$

$$As = \frac{23.35 \times (10^5)}{0.90 \times 4200 \times 16.70} \Rightarrow As = 36.98 \text{ cm}^2$$

$$36.98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$2.85\text{cm}^2 \dots\dots\dots S(3/4)$$

$$S(3/4) = 7.70\text{cm}$$

### Calculo de Acero de distribución

$$A_{S_{Distribucion}} = A_{S_{Principal}} \times 28.76\%$$

$$A_{S_{Distribucion}} = 36.98 \times 28.76\% \Rightarrow A_s = 10.63\text{cm}^2$$

$$\phi = \frac{1}{2} \text{ pulg} \rightarrow \phi = 1.27\text{cm} \rightarrow A_s = 1.27\text{cm}^2$$

$$10.63\text{cm}^2 \dots\dots\dots 100\text{cm}$$

$$1.27\text{cm}^2 \dots\dots\dots S(1/2)$$

$$S(1/2) = 11.94\text{cm}$$

Consideraremos el calculado por ser mayor al acero mínimo.

$$A_s = \rho x b x d$$

Formula de cantidad de acero mínimo en losa de concreto en donde,

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 16.70 \Rightarrow A_s = 3\text{cm}^2$$

$$A_{S_{Calculado}} > A_{S_{Minimo}}$$

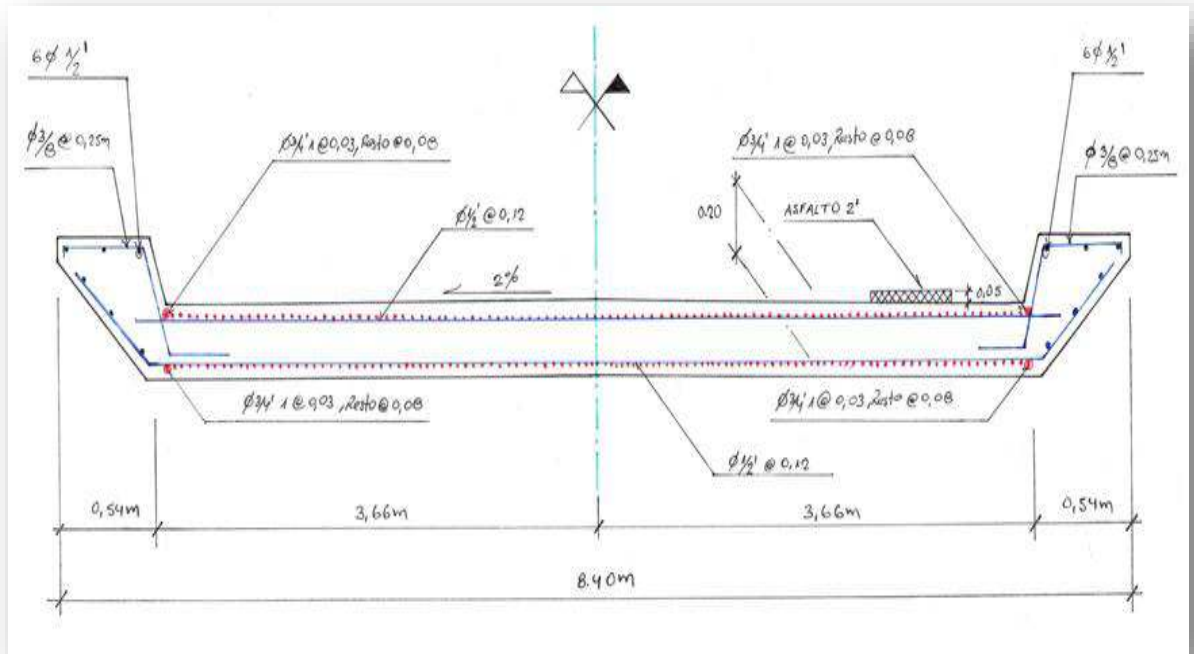
Tomaremos,  $A_{S_{Calculado}}$

### Resultados del cálculo de acero de refuerzo

Acero principal,  $\phi \frac{3}{4} @ 0.08\text{m}$

Acero de distribución,  $\phi \frac{1}{2} @ 0.12\text{m}$

Cota de la rasante en la autopista=379.22m (Dato considerado para el modelamiento, Cota referencial, cada proyecto tendrá su propia cota de rasante dependerá del lugar y la geometría de la carretera)



**DIBUJO N° 07:** Distribución del acero en la losa

#### 8.4 ACCION DEL VIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA

La fuerza de viento a considerar para este tipo de puente está en función a la velocidad de viento producido por fenómenos naturales en el lugar donde se construya el puente.

Para ello consideraremos el cálculo de la fuerza de viento mediante las ecuaciones:

$$v = 160 \text{ km/h} \quad \text{e} \quad v = 99.44 \text{ milla/h}$$

$$P_B = 0.0024 \text{ Mpa} \approx P_B = 0.02448 \text{ kg/cm}^2, \text{ Tabla 3.8.1.2 - 1, del ASSTHO - LRFD}$$

Fv = Fuerza del viento (libras) o (t)

$$F_v = A_x P_B$$

$$P_B = 0.02448 \text{ kg/cm}^2 \times \frac{2.203 \text{ libra}}{1 \text{ kg}} \times \frac{100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{3.28 \text{ pie} \times 3.28 \text{ pie}}$$

$$P_B = 50.12 \text{ lib/pie}^2$$

A = Area de la superficie frontal (pie<sup>2</sup>)

$$A = 4m \times 1m \Rightarrow A = 13.122\text{pie} \times 3.28\text{pie} \Rightarrow A = 43.04\text{pie}^2$$

$$F_v = 43.04\text{pie}^2 \times 50.12$$

$$F_v = 2157.16\text{libras} \approx F_v = 2157.16\text{libras} \times \frac{1\text{kg}}{2.203\text{libras}}$$

$$F_v = 979.19\text{kg}$$

$$F_v = 0.970\text{t}$$

### **OTRA FORMA DE CALCULO DE FUERZA DE VIENTO**

$$v = 180 \text{ km/h} \in v = 111.87 \text{ milla/h}$$

$$P = 0.00256(v^2)$$

P = Presion del viento (lib/pie<sup>2</sup>)

v = velocidad del viento (milla/hora)

$$1\text{milla} = 1609.34\text{m} \in 1\text{milla} = 1.609\text{km}$$

$$v = 180 \text{ km/h} \in v = 111.87 \text{ milla/h}$$

$$F_v = A \times P \times C_d \times C_r$$

F<sub>v</sub> = Fuerza del viento (libras) o (t) sin reduccion por tipo de seccion.

A = Area de la superficie frontal (pie<sup>2</sup>)

C<sub>d</sub> = Coeficiente, de resistencia de la superficie = 1a mas, C<sub>d</sub> = 1.2

C<sub>r</sub> = Coeficiente por efecto rafaga del viento

$$C_r = 0.65 + \left( \frac{0.60}{(hs/33)^{1/7}} \right)$$

hs = *Altura de la supeficie = 4m(Peralte de la viga de rigidez)*

$$C_r = 1.461$$

$$P = 0.00256(v)^2$$

$$P = 0.00256(111.87)^2 \Rightarrow P = 32.038 \text{ lib/pie}^2$$



$$A = 43.04 \text{pie}^2$$

$$F_v = 43.04 \text{pie}^2 \times 32.038 \text{lib/pie}^2 \times 1.2 \times 1.461$$

$$1 \text{Kilo} = 2.203 \text{ libras}$$

$$F_v = 2,417.51 \text{ libras}$$

$$F_v = 2,417.51 \text{ libras} \left( \frac{1 \text{kg}}{2.203 \text{ libras}} \right) \Rightarrow F_v = 1,097.37 \text{ kg/m} \Rightarrow F_v = 1.097 \text{ t/m}$$

M = Momento producido en el centro del puente

$$M = \frac{F_v \times L^2}{8} \Rightarrow M = \frac{1,097.37 \times 220^2}{8} \Rightarrow M = 6,639,088.5 \text{ k - m}$$

$$M = 6,639.08 \text{ t - m}$$

$$T = \frac{M}{A_{cv}}$$

$$A_{cv} = \text{Ancho de los carriles mas veredas, al eje de la Viga} \Rightarrow A_{cv} = 8.95 \text{m}$$

T = Momento producido en el centro del puente

$$T = \frac{5,539.80 \text{t}}{8.95 \text{m}} \Rightarrow T = 741.79 \text{t}$$

$$V = F_v \times L$$

$$\text{Consideraremos, } F_v = 1.1 \text{ t/m}$$

$$L = \text{Luz entre torres}$$

V = Fuerza cortante en toda la estructura en sentido lateral, en toda la viga de rigidez

El esfuerzo cortante por acción de contacto con el viento generara una reacción, el cual será considerado el mayor valor producido en la cumbre de la torre, sin reducción, considerando que esta fuerza podría actuar en todas sus direcciones posibles en la sección del puente, y en el centro del puente.

V<sub>lat</sub> = Fuerza cortante, en la cumbre de la torre.

$$V_{lat} = 1.1 \times 220 \Rightarrow V_{lat} = 242 \text{tn}$$

Tomaremos:

$$V_{lat} = 242 \text{t}$$

Tomaremos:

$$F_v = 1.1 \text{ t/m}, \quad \text{calculado a velocidad de viento } 180 \text{km/h}$$

Se puede notar que se encuentra cercano al valor producido por la Velocidad **160 km/h , producido por el valor( $W_s$ ),  $P_B = 0.0024\text{Mpa}$ , del ASSTHO – LRFD.**

Consideraremos el valor producido a la velocidad 180 km/h

### **Tensión máxima horizontal por Viento ( $FF_v$ )**

$$H = \frac{wxl^2}{8h} \quad \text{Ecuación (3.1).}$$

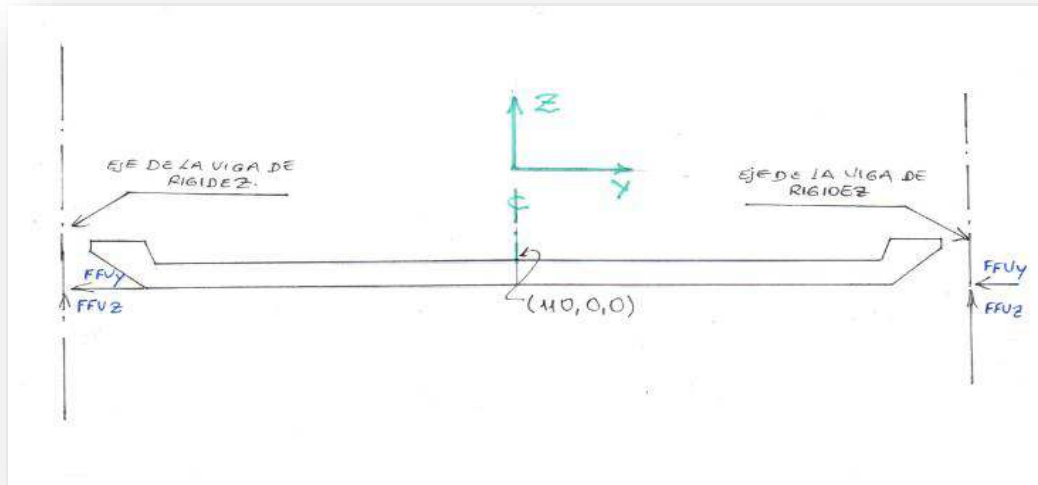
$$FF_v = \frac{wxl^2}{8f}$$

$$f = h, F_v = 1.1 \text{ t/m} \approx w$$

$$f = \text{flecha del cable, } f = 24\text{m}$$

$$FF_v = \frac{1.1 \times 220^2}{8 \times 24} \Rightarrow F_v = 277.29 \text{ t}$$

Debemos considerar la posibilidad de reducir la fuerza del viento utilizando un diseño aerodinámico en la sección del puente, ver la figura N°02,09. Esto reduce la fuerza lateral del viento. A diferentes velocidades de viento, de forma significativa, según sea el diseño geométrico de la sección del puente, y hacer evitar entrar en resonancia. Fenómeno Estudiado por el Ingeniero Theodore Von Kármán, quien explicó el fenómeno llamado desprendimiento de torbellinos y las oscilaciones resonantes, luego del colapso del puente Tacoma Narrows el 7 de noviembre de 1940, fue demostrado en la prueba del túnel de viento dicha teoría. De allí la incorporación de la prueba del túnel de viento en los proyectos de construcciones de puentes.



**DIBUJO N° 08:** Fuerza de viento en el sentido Y

## 8.5 DISEÑO DE LA VIGA DE RIGIDEZ

El tablero determinado anteriormente descansa sobre las vigas compuestas, estas a su vez estarán apoyadas sobre unos elementos rígidos llamados viga de rigidez, el cual tiene como función tomar a tensión cualquier carga colocada arbitrariamente sobre el puente más el peso propio de los elementos que lo componen y repartirla uniformemente en las péndolas y estas transmitiendo a todo el cable.

### 8.5.1 NÚMERO Y SEPARACION DE VIGAS LONGITUDINAL

#### a. Numero de Vigas

El número de vigas longitudinales depende del ancho de la calzada siendo par nuestro caso, igual al número de vías de tránsito.

Para el puente en mención, siendo el ancho de la calzada de dos vías y por criterio estructural se planea dos vigas de rigidez longitudinales, que se conecta en su parte inferior con los diafragmas a cada 3.67m

#### b. Separación entre Vigas

En la separación de las vigas, de centro a centro es de 8.945m, cuya viga ocupa un ancho propio fuera de la vereda y es de estructura metálica,

estructura independiente que a la vez soporta la losa a través de los diafragmas.

**c. Peralte de la viga de Rigidez**

De acuerdo a la tabla N° 01, el peralte de la viga, para nuestro caso se encuentra en la relación 1/55, en cual nos da 4m.

**8.5.2 METRADO DE CARGAS**

**Metrado de Cargas peso Propio (PD1)**

Analizando en  $A_t = 8.4m$  (Losa de concreto más veredas)

**Losa de Concreto (PD1)**

$$PP_{Losa} = 0.20m \times 3.6 \times 2m \times 2.4 t/m^3 = 3.456 t/m$$

$$PP_{Vereda} = (0.12m) \times 0.60m \times 2.4 t/m^3 \times 2 = 0.345 t/m$$

$$PP_{Vereda} = (0.33m) \times \frac{66}{2} m \times 2.4 t/m^3 \times 2 = 0.522 t/m$$

---

$$PD1 = 4.323 t/m$$

$PD1 = 4,323 kg/m$  en todo el ancho del tablero es decir para ambas vigas.

$$\frac{PD1}{2} = \frac{4,323}{2} = 2,161.5 \frac{kg}{m} \text{ Carga en una Viga R.}$$

**Carga por asfalto en ambos carriles.**

$$PP_{Asfalto} = (0.05m) \times 3.60 \times 2m \times 2.2 t/m^3 = 0.792 t/m$$

$$PP_{Asfalto} = 0.792 t/m$$

**Carga por asfalto en un carril.**

$$PP_{Asfalto} = \frac{0.792}{2}$$

$$PP_{Asfalto} = 0.396 \text{ t/m}$$

### Carga por carga de carril

AASTHO-LRFD, 3.6.1.2.4, es de 9.3N/mm equivalente a 0.96Tn/m

### Estructura metálica.

#### Carga repartida debido a la viga de apoyo del tablero (PD2)

Los diafragmas están formados por perfiles WF 27x84, de 9m de distancia, distanciados cada 3.67m de centro a centro.

Los perfiles HD, HE, IPN, IPE en lectura europea son los mismos que los perfiles americanos WF y S, en sus medidas tienen poca diferencia entre ellos, por calibración de cada fabricante.

Número de vigas en el vano central:

$$N_{vigas} = \frac{L}{\text{Luz entre vigas}} + 1$$

$$N_{vigas} = \frac{220}{3.7} + 1 = 60.45 \Rightarrow N_{vigas} = 61$$

Longitud total de Vigas ( $L_{tv}$ )

$$L_{tv} = 8.7 \times 61 = 530.7 \text{ m}$$

Peso Total de los perfiles W 27x84 equivalente a IPE600

$$t_f = 16 \text{ mm}, t_w = 12 \text{ mm}$$

$$P = W \times L$$

$W = \text{Peso de Perfil en (libra/pie)},$

$$\frac{\text{libra}}{\text{pie}} = \left( \frac{0.4536}{0.3048} \text{ kg/m} \right) \Rightarrow \frac{\text{libra}}{\text{pie}} = 1.488 \text{ kg/m}$$

$$P_a = 84 \text{ lb/pie} \times 530.7 \text{ m} \Rightarrow 84 \times 1.488 \text{ kg/m} \times 530.7 \text{ m} \Rightarrow P_a = 66,333.25 \text{ kg}$$

2L (150x150) en mm

$$LtX = 11.60 \times 61 = 707.60m$$

$$tw = 12mm, peso = 26.16 kg.f/m$$

$$Pb = 2 \times 26.16 kg/m \times 707.60m \Rightarrow P_b = 37,021.63kg$$

$$Pb = Pa + Pb \Rightarrow P = 103,354.88kg$$

**Peso por ml.**

$$\frac{P}{ml} = \frac{P}{L} = \frac{103,354.88}{220} \Rightarrow P = 469.79 kg/m \Rightarrow \mathbf{PD2 = 469.79 kg/m}$$

Considerar el reforzamiento del alma, con rigidizadores que incremente el  $S_x$  (Modulo de seccion) y  $Z_x$  (Modulo plastico) del perfil W

**Carga repartida debido a la viga de rigidez (PD3)**

**Superior (PS)**

- 2C(350x100, tw=12mm L=220m, p=47.6kg/m

$$P1 = 2 \times 47.6 kg/m \times 220m \quad \Rightarrow \quad P1 = 20,944kg$$

- T, 150x150, tw=8mm L=220m, p=25kg/m

$$P1 = (25 kg/m \times 220m) \quad \Rightarrow \quad P2 = 5,500kg$$

- 2L, 150x150, LT=667m

$$L=5.42, 61.5L \text{ veces, } 2L, tw=12mm, p=26.16kg/m$$

$$P3 = (2 \times 26.16kg/m \times 667m) \quad \Rightarrow \quad P3 = 34,897.44kg$$

- W10X33≈IPE300

$$L=4m, 31 \text{ parantes, } p=52.1kg/m, tw=8mm.$$

$$P4 = (124m \times 52.1kg/m) \quad \Rightarrow \quad P4 = 6,460.40kg$$

*Accesorios*

*(Pernos, planchas, conectores, etc)*  $\Rightarrow$   $P5 = 49,599.98kg$

*(15%) del peso total de la viga*

-----  
 $PI = 113,655.84kg$

### **Peso por ml.**

$$\frac{P}{ml} = \frac{P}{L} = \frac{113,655.84}{220} \Rightarrow Ps/m = 516.61 kg/m$$

### **Peso para las dos vigas de rigidez**

$$PS = Ps \times 2 \Rightarrow PS = 516.61 \times 2 \Rightarrow PS = 1,033.22 kg/m$$

### **Inferior (PI)**

- 2C(350x100, tw=12mm L=220m, p=47.6kg/m

$$P1 = 2 \times 47.6 kg/m \times 220m \Rightarrow P1 = 20,944kg$$

- T, 150x150, tw=8mm L=220m, p=25kg/m

$$P1 = (25 kg/m \times 220m) \Rightarrow P2 = 5,500kg$$

- 2L, 150x150, LT=667m

L=5.42, 61.5L veces, 2L, tw=8mm, p=18.90kg/m

$$P3 = (2 \times 18.90kg/m \times 667m) \Rightarrow P3 = 25,212.60kg$$

- W10X33≈IPE300

L=4m, 31parantes, p=52.1kg/m, tw=8mm.

$$P4 = (124m \times 52.1kg/m) \Rightarrow P3 = 6,460.40kg$$

*Accesorios*

*(Pernos, planchas, conectores, etc)*  $\Rightarrow$   $P4 = 49,599.22kg$

*(15%) del peso total de la viga*

-----  
 $PI = 113,655.84kg$

### **Peso por ml.**

$$\frac{P}{ml} = \frac{P}{L} = \frac{113,655.84}{220} \Rightarrow PI/m = 516.61 \text{ kg/m}$$

### **Peso para las dos vigas de rigidez**

$$PI = PI \times 2 \Rightarrow PI = 516.61 \times 2 \Rightarrow PI = 1,033.22 \text{ kg/m}$$

$$PD3 = PS + PI \Rightarrow PD3 = 1,033.22 + 1,033.22 \Rightarrow PD3 = 2,066.44 \text{ kg/m}$$

$$PD = PD1 + PD2 + PD3$$

$$PD = PD1 + PD2 + PD3 \Rightarrow PD = 2,161.5 + 469.79 + 2,066.44$$

$$PD = 4,697.73 \text{ kg/m} \Rightarrow PD = 4.697 \text{ t/m}$$

PD= Carga muerta que actúa sobre una viga de rigidez sin asfalto.

PPT= Carga muerta que actúa sobre una viga de rigidez, incluye asfalto

PP<sub>Asfalto</sub> = Carga de asfalto en un carril.

### **8.5.3 TENSION MAXIMA POR TEMPERATURA (Pte)**

$$Pte = 1.5\%(PPT + PPW + M'u_{S/C})$$

$$Pte = 1.5\%(4.697 + 0.396 + 22.85) \Rightarrow Pte = 0.419 \text{ t}$$

### **RESUMEN DE CARGAS**

$$PD = 4.697 \text{ t/m}$$

$$PP_{\text{Asfalto}} = 0.396 \text{ t/m}$$

$$PPT = P'D + PP_{\text{Asfalto}}$$

$$PPT = 5.093 \text{ t/m}$$

$$H_{S/C} = 22.85 \text{ t/m}$$

$$Pte = 0.419 \text{ t/m}$$

$$Fv = 1.1 \text{ t/m}$$

*PPT = Carga repartida verdadera por peso propio (considerando, losa del tablero, apoyos del tablero y la viga de rigidez)*

*H<sub>S/C</sub> = Carga por efecto del camión, sin reducir, tomando el mayor entre el Camión de diseño y el Tandem*



#### 8.5.4 FUERZA ACTUANTE SOBRE EL ELEMENTO VERTICAL DE LA VIGA DE RIGIDEZ

$$T_n = T_p + M'u_{s/c}$$

$$F_p = wxd$$

$PPT = w =$  Carga repartida verdadera por peso propio para una via.

$d =$  distancia entre pendolas  $\Rightarrow d = 7.34m$

$$w = 5.093 t/m$$

$$T_p = T_{p1} + T_{p2} + T_{p3} + T_{p4}$$

$$T_{p1} = 4.697t/m \times 7.34m = 34.47t$$

$$T_{p2} = 0.396 \times 7.34 = 2.90t$$

$$T_{p3} = 0.419 \times 7.34 = 3.07t$$

$$T_{p4} = 1.1 \times 7.34 = 8.074t$$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ TP = 48.514t \end{array}$$

$$H_{s/c} = 22.85 t.m$$

$$T_n = 48.514t + 22.85t$$

$$T_n = 71.364t$$

De la norma para puentes consideraremos lo indicado en la, **Tabla 3.4.1-1,**  
**AASTHO-LRFD**

#### 8.5.5 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)} + 1.20_{TU}] + 1.0FF_v$$

Incrementamos la Fuerza de viento

**Tensión Última en el nudo del elemento Vertical de la Viga de Rigidez**  
**( $T_{UV}$ )**

**Diseño por Resistencia I**

$$T_{UV} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)} + 1.20_{TU} + 1.0FF_v]$$

$$T_{UltimoV} = 1[1.25 \times 34.47 + 1.5 \times 2.90 + 1.75 \times 22.85 + 1.20 \times 3.07]$$

$$T_{UltimoV} = 91.109 \text{ t (Sin Viento)}$$

$$T_{UltimoV} = 91.109 \text{ t.m/m} + 8.074 \text{ t.m/m}$$

$$T_{UV} = 99.183 \text{ t (Con Viento)}$$

Por lo tanto la tensión Última en el nudo entre la armadura y el cable de la péndola es 99.183t y similar en el lado contrario de la viga de rigidez.

Tensión que será soportada por los elementos integrantes de la viga de rigidez.

### 8.5.6 DILATACION LINEAL EN LA VIGA DE RIGIDEZ

De acuerdo a esta dilatación calcularemos el espaciamiento del ojo chino, en el apoyo móvil, consideraremos la siguiente ecuación de dilatación:

$$L_t = L_o(1 + \alpha t)$$

$$\Delta_1 = L_t - L_o$$

$$\Delta_1 = L_o \alpha t$$

Donde:

t = aumento de temperatura = 35°

$\alpha$  = Coeficiente de dilatación del acero =  $10.5 \times 10^{-6} / ^\circ c$

$L_o$  = Longitud inicial

$L_t$  = Longitud final.

$\Delta_1$  = Incremento de longitud.

Reemplazando valores:

$$\Delta_1 = 220(10.5 \times 10^{-6})35$$

$$\Delta_1 = 0.080 \text{ m}$$

El ojo chino tendrá una longitud mínima de tres veces el  $\Delta_1$ , es decir 24cm, tomaremos como valor 25cm.

## 8.6 DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL

El cable será el elemento encargado de recepcionar las cargas transmitidas por las péndolas en forma uniforme repartida, por lo tanto el cable estará sujeto a una tensión el cual será transmitido hasta la cámara de anclaje.

Para el cálculo será necesario determinar la tensión en el cable, para el cual necesitamos calcular la tensión máxima horizontal. Con la tensión máxima del cable afectado de un coeficiente de seguridad, y en comparación con las tablas de diámetros de cable seleccionaremos el adecuado.

### 8.6.1 TENSION MAXIMA HORIZZONTAL (Hm)

Las tensiones a calcular, se realiza a la mitad del puente para una vía, por lo tanto el número de cables a calcular es el que corresponde a cada lado del puente, por ello los metrados de cargas se realizaron de tal forma que se pueda separar es decir a ambos lados.

La tensión máxima Horizontal del cable será representada por:

$$Hm = HPP + Hu_{s/c} + Ht + Fv$$

Hm = Tension maxima Horizontal del cable.

HPP = Tension maxima Horizontal por cargas verdaderas o peso propio sin *asfalto*

PDW = Tension maxima horizontal producida por el *safalto*.

Hu<sub>s/c</sub> = Tension maxima Horizontal por sobrecarga.

H<sub>t</sub> = Tension maxima debido a la temperatura.

F<sub>v</sub> = Tension maxima debido al Viento

#### **Tensión máxima Horizontal por peso propio o carga muerta (HPP)**

$$HPP = \frac{PPT \times L^2}{8f} \approx H = \frac{wL^2}{8h}$$

Ecuación (3.1).

$$f = h, PPT = w$$

$$f = \text{flecha del cable}, f = 24m$$

$$HPP = \frac{4.697 \times 220^2}{8 \times 24} \Rightarrow HPP = 1,184.035t$$

$$PDW = \frac{0.396 \times 220^2}{8 \times 24} \Rightarrow PDW = 99.825 t$$

**Tensión máxima Horizontal por sobrecarga ( $H_{u_{S/C}}$ )**

$$H_{u_{S/C}} = H_{S/C} + H_I + H_{Carril}$$

$$H_{S/C} = 22.85 t$$

**Impacto**

$$H_I = 33\% \times M_{S/C}$$

$$H_I = 7.54 t$$

**Carga de carril**

0.96Tn/m en un ancho total de 3m.

$$H_{Carril} = \frac{PxL}{5xNxn}$$

N = Coeficiente que depende de los elementos del puente.

$$N = \frac{8}{5} + \frac{E3IL'}{E_C A f^2 L} (1 + 8n^2) + \left(6 \frac{I}{A_1 f^2}\right) \left(\frac{E}{E_C}\right) \left(\frac{L_2}{L} \sec^3 \alpha_1\right)$$

Donde:

$E_c$  = Modulo de elasticidad del cable

E = Modulo de elasticidad de la viga de rigidez

I = Momento de inercia de la viga de rigidez

A = Area metalica del cable

$$A_1 = A$$

$L'$  = Longitud horizontal del cable, entre torres

L = Longitud de la viga de rigidez

$L_2 =$  Proyección horizontal del fiador

$\alpha_1 = \alpha =$  Angulo de inclinación del fiador

$N = 1.7$ (asumido, en el desarrollo será verificado) valor que va de 1.6 a 2.2

### i. Cálculo de momento de inercia de la viga de rigidez (I)

- Determinación del centro de gravedad de la viga de rigidez

*Elemento 2C, 350mmx100mmx47.6 kg. f/m*

$$A_g = 6065\text{mm}^2 \approx 60.65\text{cm}^2, t = 12\text{mm}$$

$$I_x = 95.7 \times 10^6 \text{mm}^4 \approx 229.92 \text{pulg}^4$$

$$1\text{cm} = 10\text{mm}, \quad 1\text{pulg} = 2.54\text{cm}$$

$$60.65\text{cm}^2 \left( \frac{1\text{pulg} \cdot 1\text{pulg}}{2.54\text{cm} \cdot 2.54\text{cm}} \right) = 9.40\text{pulg}^2$$

$$A_g = 9.40\text{pulg}^2$$

$$2C = 18.80\text{pulg}^2 \text{ (Superior e inferior)}$$

$$A_1 = 18.80\text{pulg}^2$$

*L(125mmx125mm)*

$$A_g = 2314\text{mm}^2 \approx 23.14\text{cm}^2, t = 10\text{mm} \text{ ó } 8\text{mm}, I_x = 3.509 \times 10^6 \text{pulg}^4 \approx 8.62\text{pulg}^4$$

$$23.14\text{cm}^2 \left( \frac{1\text{pulg} \cdot 1\text{pulg}}{2.54\text{cm} \cdot 2.54\text{cm}} \right) = 3.58\text{pulg}^2$$

*Arriostre en cruz, ver dibujo N° 10*

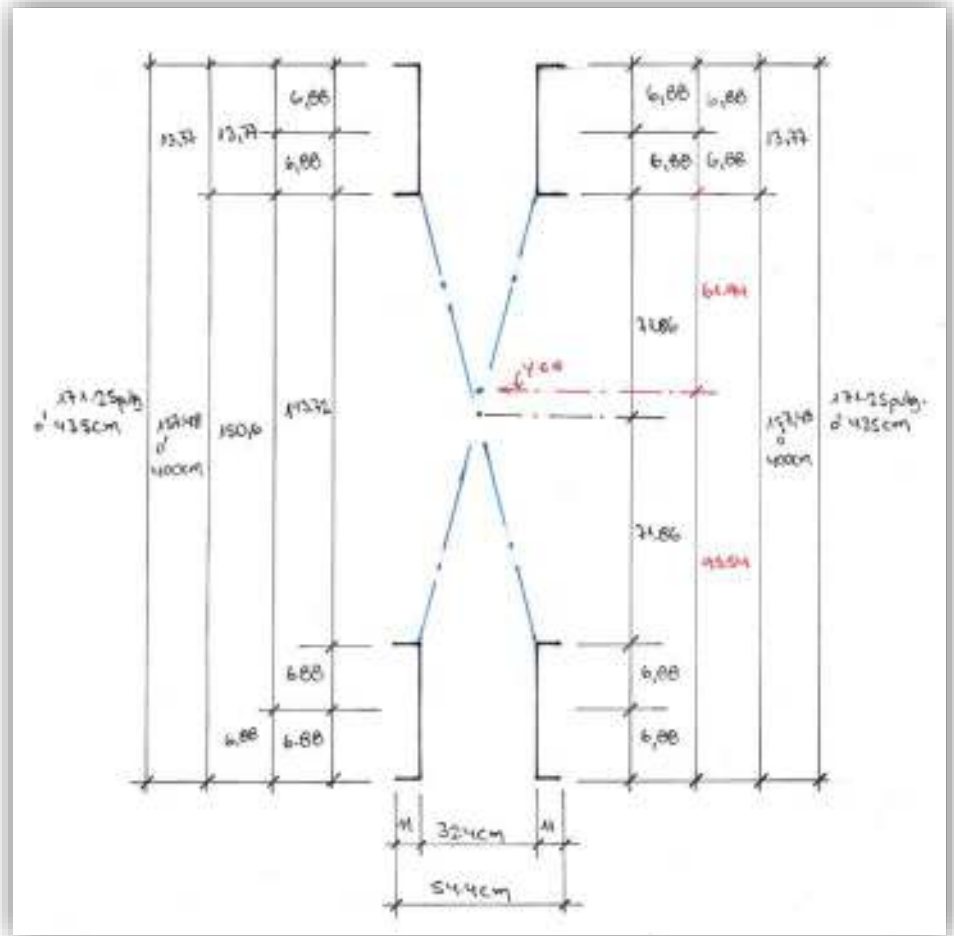
*2L(125mmx125mm)*

$$A_2 = 7.16\text{pulg}^2, \quad A_3 = 18.80\text{pulg}^2, A_4 = 7.16\text{pulg}^2$$

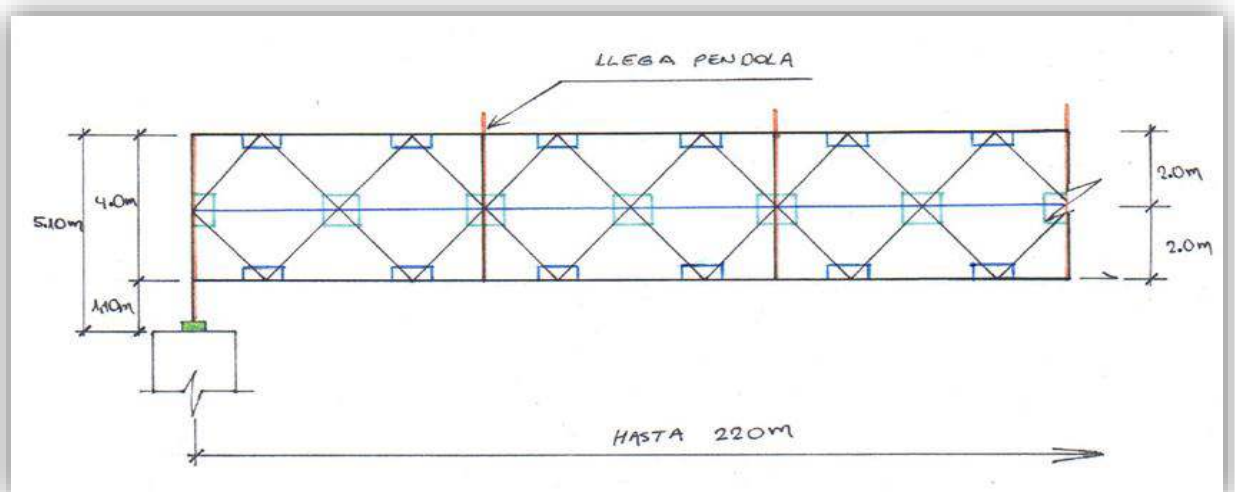
$$Y_{CG} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + A_4 Y_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

$$Y_{CG} = \frac{18.80 \times 164.36 + 7.16 \times 157.48 + 18.80 \times 6.88 + 7.16 \times 85.62}{18.80 + 18.80 + 7.16 + 7.16}$$

$$Y_{CG} = 95.54\text{pulg}$$



**DIBUJO N° 09:** Vista frontal paralelo al eje Y, (C, considerado en el modelamiento 15.74pulg = 40cm)



**DIBUJO N° 10:** Vista lateral de la viga de rigidez paralelo al eje X

$a = 4m =$  Peralte de la viga de rigidez.

$c = 1.10 =$  Separacion entre el fondo de la viga de rigidez y la base de la torre.

Cota=375.33m (Cota de la base de la torre, cota referencial, estará sujeto a la topografía del terreno), cota del fondo de la viga de rigidez=376.43m.

Cota=373.65m (Nivel de agua extraordinarias, nivel referencial, estará sujeto a los datos hidrológicos de cada rio)

Cota=379.22m (Cota de la rasante en la autopista, nivel referencial, estará sujeto a la topografía del terreno)

- Momento de inercia

$$I_{CG} = \sum I_i + A_i d_i^2$$

$$I_{CG} = I_1 + A_1 d_1^2 + I_2 + A_2 d_2^2 + I_3 + A_3 d_3^2 + I_4 + A_4 d_4^2$$

$$I_{CG} = 229.92 + 18.80 \times 88.66^2 + 8.62 + 7.16 \times 88.66^2 + 229.92 + 18.80 \times 61.94^2 + 8.62 + 7.16 \times 61.94^2 = 322,814.07 \text{ pulg}^4$$

$$I_{CG} = 304,135.33 \text{ pulg}^4$$

$$I_{CG} = 12,659,068.32 \text{ cm}^4$$

$$n = \frac{f}{L}, L = \text{luz} \rightarrow n = \frac{24}{220} = 0.109$$

$$H_{\text{carril}} = \frac{0.96 \times 220}{5 \times 1.7 \times 0.109} \Rightarrow H_{\text{carril}} = 227.95t$$

$$Hu_{S/C} = 22.85t + 7.54 + 227.95$$

$$Hu_{S/C} = 258.34 t$$

## ii. Verificación del valor de N

$$N = \frac{8}{5} + \frac{E3IL'}{E_C A f^2 L} (1 + 8n^2) + \left(6 \frac{I}{A_1 f^2}\right) \left(\frac{E}{E_C}\right) \left(\frac{L_2}{L} \sec^3 \alpha_1\right)$$

Donde:

$$E_c = 24,000,000 \text{ lbs/pulg}^2 \rightarrow E_c = 1,687,440 \text{ kg/cm}^2. (\text{ASTM.A} - 586. \text{Tabla 6})$$

E = Módulo de elasticidad de la viga de Rigidez o el acero

$$I_{CG} = 12,659,068.32 \text{ cm}^4 = 0.126m^4$$

A = Area metalica del cable

$$A_1 = A = 7.06 \times 4 = 28.24 \text{ pulg}^2 = 182.19 \text{ cm}^2 = 0.018 \text{ m}^2$$

L' = Longitud horizontal del cable, entre torres = 220m

L = Longitud de la viga de rigidez = 220m

L<sub>2</sub> = Proyeccion horizontal del fiador = 72.98

α<sub>1</sub> = α = Angulo de inclinacion del fiador = 23° 33' 25.93"

$$\sec \alpha = 1.090$$

$$n = 1.090$$

$$N = \frac{8}{5} + \frac{2.1 \times 10^6 \times 3 \times 0.126 \times 220}{1.687440 \times 10^6 \times 0.018 \times 24^2 \times 220} (1 + (8 \times 1.090^2)) + (6 \times \frac{0.126}{0.018 \times 24^2}) (\frac{2.1 \times 10^6}{1.687440 \times 10^6}) (\frac{72.98}{220} \times 1.090^3)$$

$$N = 2.11$$

El valor de N, interviene en la formula carga de carril, en el cálculo se ha considerado un N de valor 1.7, que nos da un mayor valor para el cálculo.

Dejaremos el asumido de 1.7 por presentar resultado más desfavorable para el mismo.

## 8.6. 2 VERIFICACION DE LA FLECHA EN EL CABLE

Por teoría para puentes colgantes, la flecha se encuentra en el rango desde 1/8 a 1/12 de la luz en el vano central del puente colgante, en promedio de 1/10.

$$\frac{1}{12} (220) < \frac{1}{9.166} (220) < \frac{1}{8} (220) \approx 18.333 \text{ m} < 24 \text{ m} < 27.5 \text{ m} \text{ (Conforme)}$$

Se considera flecha de 24m, en el modelamiento.

Fórmula empleada

$$y = \frac{4hx}{L^2} (L^2 - x)$$

$$y = \frac{4hx}{L^2} (x - L) + x \cdot \tan \theta \quad (\text{a})$$

La ordenada Y, va cambiando para cada distancia X, tal como se desarrolla la parábola.

y = Ordenada del cable



$h = \text{flecha del cable}$

$x = \text{longitud de la torre a la seccion analizada}$

$L = \text{longitud entre torres}$

TABLE: Joint Coordinates									
Joint	CoordSys	oordTyp	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	m	m	m	Yes/No	m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	0	0	0	No	0	0	0
2	GLOBAL	Cartesian	7.333	0	3.093198	No	7.333	0	3.093198
3	GLOBAL	Cartesian	14.667	0	5.973459	No	14.667	0	5.973459
4	GLOBAL	Cartesian	22	0	8.64	No	22	0	8.64
5	GLOBAL	Cartesian	29.333	0	11.09323	No	29.333	0	11.09323
6	GLOBAL	Cartesian	36.667	0	13.33343	No	36.667	0	13.33343
7	GLOBAL	Cartesian	44	0	15.36	No	44	0	15.36
8	GLOBAL	Cartesian	51.333	0	17.17326	No	51.333	0	17.17326
9	GLOBAL	Cartesian	58.667	0	18.7734	No	58.667	0	18.7734
10	GLOBAL	Cartesian	66	0	20.16	No	66	0	20.16
11	GLOBAL	Cartesian	73.333	0	21.33328	No	73.333	0	21.33328
12	GLOBAL	Cartesian	80.667	0	22.29337	No	80.667	0	22.29337
13	GLOBAL	Cartesian	88	0	23.04	No	88	0	23.04
14	GLOBAL	Cartesian	95.333	0	23.57331	No	95.333	0	23.57331
15	GLOBAL	Cartesian	102.667	0	23.89334	No	102.667	0	23.89334
16	GLOBAL	Cartesian	110	0	24	No	110	0	24

**TABLA N° 14:** Resultados de cálculo de la Ordenada Y, a distancia X

### Carga de carril

0.96Tn/m en un ancho total de 3m.

$$H_{Carril} = \frac{PxL}{5xNxn}$$

$$H_{Carril} = \frac{0.96x220}{5x2.11x0.109} \Rightarrow H_{Carril} = 183.66t$$

$$Hu_{S/C} = 22.85t + 7.54 + 183.66$$

$Hu_{S/C} = 214.05 t$  (Menor valor no considerado) con N calculado = 2.11

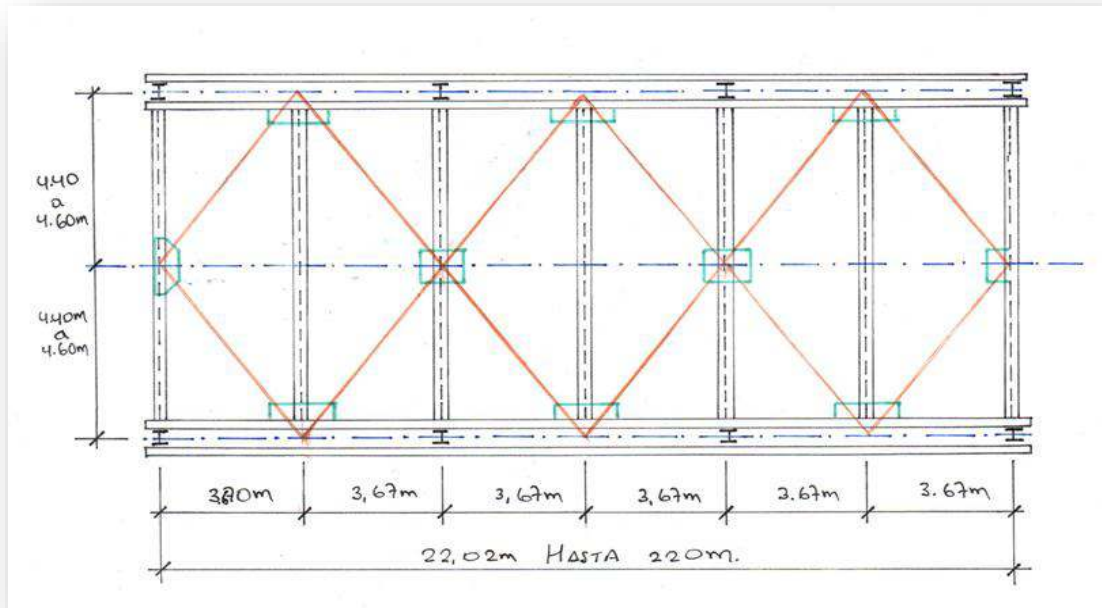
$Hu_{S/C} = 258.34t$  (Mayor Valor considerado) con N asumido = 1.70

## Tensión máxima Horizontal por Temperatura ( $H_t$ )

Como se sabe esta tensión es pequeña, aproximadamente entre 05%-2% de las tensiones producidas por peso propio y sobrecarga.

$$H_t = 1.5\%(H_{PP} + PDW + H_{u_{s/c}})$$

$$H_t = 1.5\%(1,184.035 + 99.825 + 258.34) \Rightarrow H_t = 23.133 \text{ t}$$



**DIBUJO N° 11:** Distribución de diafragmas que soportan a la losa.

## RESUMEN DE TENSION MAXIMA HORIZONTAL

$$H_{PP} = 1,184.035 \text{ t}$$

$$PDW = 99.825 \text{ t}$$

$$H_{u_{s/c}} = 258.34 \text{ t}$$

$$H_t = 23.133 \text{ t}$$

$$FF_v = 277.29 \text{ t}$$

De la norma para puentes consideraremos lo indicado en la, **Tabla 3.4.1-1, AASTHO-LRFD**

## Resistencia

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)} + 1.20_{TU}]$$

### Servicio

$$M_{Ultimo} = n[1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0(LL+IM)]$$

### Fatiga

$$M_{Ultimo} = n[0.75(LL+IM)]$$

Notamos que el momento último por resistencia es mayor que el de servicio y fatiga, diseñaremos por resistencia I.

### 8.6.3 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD

#### Diseño por resistencia I

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(LL+IM) + 1.20T_U + 1.0FF_v]$$

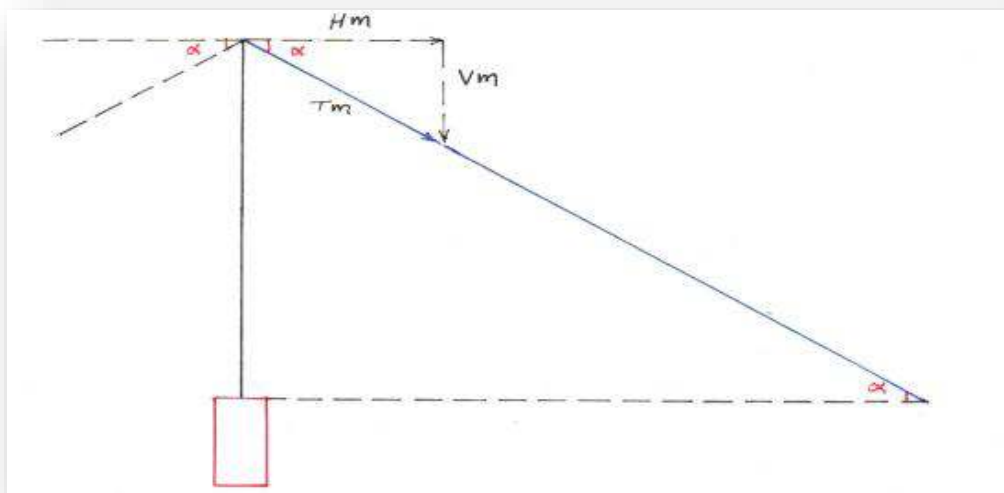
$$M_{Ultimo} = 1[1.25x1,184.035 + 1.5x99.825 + 1.75x258.34 + 1.20x23.133]$$

$$M_{Ultimo} = 1,879.16 \text{ t.m/m} + 1[1x277.29]$$

$$H_m = 2,109.63 \text{ t. (Sin viento)}$$

$$H_m = 2,386.92 \text{ t. (Con Viento)}$$

### 8.6.4 TENSION AXIAL EN EL CABLE PRINCIPAL ( $T_m$ )



**DIBUJO N° 12:** Torre y el Cable principal.

De la figura:

$$T_m = Hm(\sec\alpha)$$

Done:

$$\sec\alpha = \sqrt{1 + tg^2\alpha}$$

$$\phi = \alpha(\text{en la teoria } \alpha \text{ es } \phi)$$

$$tg\phi = \frac{4f}{L} \quad (3.19a)$$

$$n_1 = \frac{f}{L} = \frac{24}{220} \Rightarrow n_1 = 0.1091$$

$$tg\alpha = 4n_1 = 0.4364$$

$$\sec\alpha = \sqrt{1 + (0.4364)^2} = 1.091$$

$$\alpha = 23^\circ 33' 25.93''$$

Reemplazando valores:

$$T_m = 2,386.92 \times 1.091 \Rightarrow T_m = 2,604.12t$$

#### 8.6.5 TENSION DE ROTURA EN CADA CABLE ( $T_c$ )

Asumiendo que el cable principal está compuesto por un paquete de 4 cables para el soporte de la superestructura, y esto se da en ambos lados.

$$T_c = \frac{T_m}{4} \Rightarrow T_c = \frac{2,604.12}{4} \Rightarrow T_c = 651.03t$$

#### 8.6.6 DIAMETRO DEL CABLE

Las tensiones que vemos en las tablas de diámetros de cables están en el sistema inglés, toneladas cortas, será necesario convertir las toneladas métricas de la tensión de rotura de cada cable.

$$T_c = 651.03 \text{ ton. met} \times 1.1 \frac{\text{ton. corta}}{\text{ton. met}} \Rightarrow T_c = 716.13 \text{ ton. corta}$$

De la tabla especificaciones para cables de hebra estructural.

ASTM A586-04a (2009)

Estándar especification for Zinc – coated parallel Hand helical Steel wire structural strand.

Corresponde:

$$\emptyset = 3 \frac{5'}{8} \text{ pulg.}$$

Tr = 768 ton. corta

Ta = 716.13ton.corta

A = 7.9 pulg<sup>2</sup>

Peso = 28 lbs/pie

Para el modelamiento tomaremos, 4 cables de diámetro **3 ¾'**

## 8.7 LONGITUD DEL CABLE PRINCIPAL

### 8.7.1 LONGITUD DE LA CURVA DEL CABLE (S)

La longitud de la curva dada por cálculo viene dado por:

$$S = L \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{h}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{h}{L} \right)^5 \right] \quad (3.6)$$

*S = Longitud de la curva del cable.*

*L = Longitud entre torres.*

*h = Flecha del cable.*

$$S = 220 \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{24}{220} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{24}{220} \right)^5 \right] \Rightarrow S = 226.96m$$

$$S_0 = S \rightarrow h = f \rightarrow L = L$$

$$S_0 = L \left[ 1 + \frac{8f^2}{3L^2} - \frac{32f^4}{5L^4} + \frac{256f^6}{7L^6} - \dots \right] \quad (3.25)$$

$$S_0 = 220 \left[ 1 + \frac{8(24^2)}{3x(220^2)} - \frac{32(24)^4}{5(220)^4} + \frac{256(24)^6}{7x(220)^6} - \dots \right] \Rightarrow S = 226.79m$$

$$n_1 = \frac{f}{L} = \frac{24}{220} \Rightarrow n_1 = 0.109090$$

Ambas fórmulas dan el mismo valor, variando uno de otro en 17cm, Tomaremos el mayor valor, 226.96m, en el vano central es decir de torre a torre.

*La longitud total del cable sera S mas longitud de los dos fiadores mas anclae en la camara*

Consideraremos  $L_{TC} = 410m$  (pagina 165), 4 cables de diámetro  $3 \frac{3}{4}$ ' y 410m de longitud c/u, a cada lado de la vía, que descansa sobre la silleta en la parte alta de la Torre.

## 8.8 DISEÑO DE LAS PENDOLAS

### Tensión máxima por Temperatura (PTe)

$$PTe = 1.5\%(PPT + PPW + M'u_{S/C})$$

$$PTe = 1.5\%(4.697 + 0.396 + 22.85) \Rightarrow PTe = 0.419 t$$

$$PD = 4.697 t/m$$

$$PP_{Asfalto} = 0.396 t/m$$

$$PPT = 5.093 t/m$$

$$H_{S/C} = 22.85 t/m$$

$$PTe = 0.419 t/m$$

$$Fv = 1.1 t/m$$

#### 8.8.1 TENSION EN LA PENDOLA (Tp)

$$T_p = F_p + M'u_{S/C}$$

$$F_p = wxd$$

*PPT = w = Carga repartida verdadera por peso propio para una via.*

*d = distancia entre pendolas  $\Rightarrow d = 7.34m$*

$$W = 5.093 t/m$$

$$F_p = F_{P1} + F_{P2} + F_{P3} + F_{P4}$$

$$F_{P1} = 4.697 \times 7.34 = 34.47t$$

$$F_{P2} = 0.396 \times 7.34 = 2.90t$$

$$F_{P3} = 0.40 \times 7.34 = 3.07t$$

$$F_{P4} = 1.1 \times 7.34 = 8.074t$$

$$\begin{array}{c} \text{-----} \\ FP = 48.514t \end{array}$$

$$H_{S/C} = 22.85 \text{ t.m}$$

$$T_p = 48.514t + 22.85t$$

$$T_p = 71.364t$$

### 8.8.2 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA LRFD

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)} + 1.20_{TU}] + 1.0FF_v$$

Incrementamos la Fuerza de viento

#### **Tensión Última en la péndola ( $T_U$ )**

$$T_U = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75_{(LL+IM)} + 1.20_{TU} + 1.0FF_v]$$

$$T_{Ultimo} = 1[1.25 \times 34.47 + 1.5 \times 2.90 + 1.75 \times 22.85 + 1.20 \times 3.07]$$

$$T_{Ultimo} = 91.109 \text{ t.m/m} + 8.074 \text{ t.m/m}$$

$$T_{Ultimo} = 91.109 \text{ t.m/m (Sin Viento)}$$

$$T_{Ultimo} = 99.183 \text{ t.m/m (Con Viento)}$$

### 8.8.3 DETERMINACION DEL DIAMETRO DEL CABLE EN LA PENDOLA

Convertimos las toneladas métricas a toneladas cortas

$$T_c = 99.183 \text{ ton. met} \times 1.1 \frac{\text{ton. corta}}{\text{ton. met}} \Rightarrow T_c = 109.10 \text{ ton. cort}$$

De la tabla especificaciones para cables de hebra estructural.

ASTM A586-04a (2009)

Corresponde:

$$\emptyset = 1 \frac{3}{4} \text{ pulg.}$$

Tr = 188 ton. corta

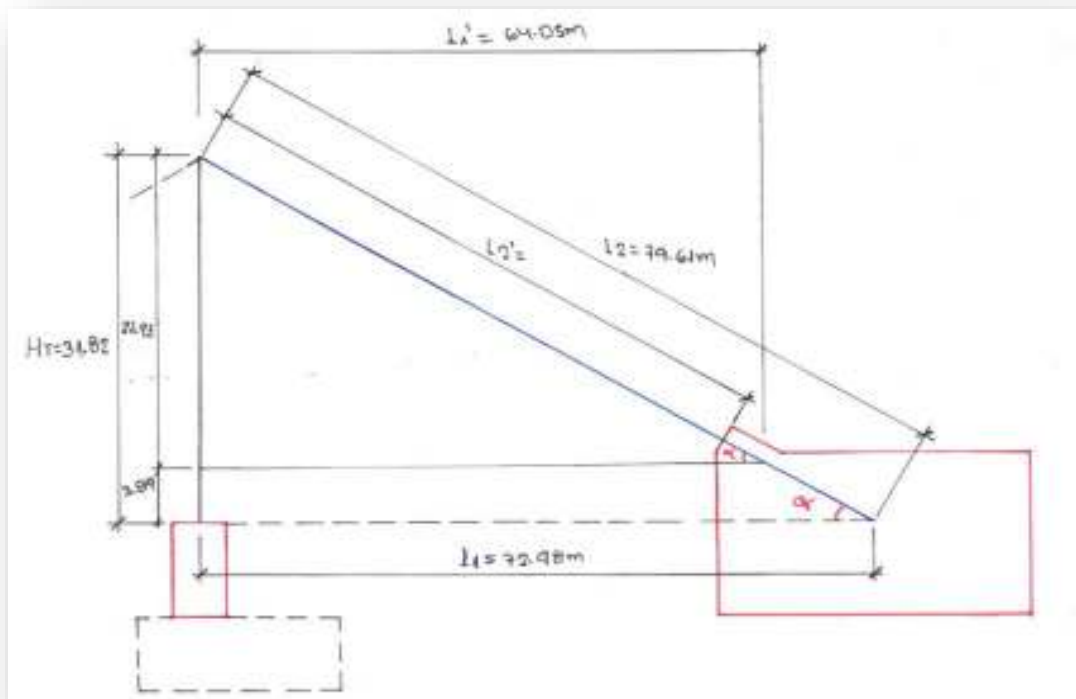
Ta = 109.10ton.corta

A = 1.8 pulg<sup>2</sup>

Peso = 6.4 libra/pie

Para el modelamiento, tomaremos el valor de diámetro 2'

## 8.9 LONGITUD DE FIADORES



**DIBUJO N° 13:** Longitud del cable Fia dor.

$$L_1 = \sqrt{(H_T)^2 + (l_1)^2}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H_T}{l_1} \Rightarrow l_1 = \frac{H_T}{\operatorname{tg} \alpha}$$

$L_2 =$  Longitud de fiador

$H_T =$  Altura de la torre.

$l_1 =$  Proyeccion horizontal de fiador.

La flecha máxima del cable se da a  $0.5L$

$$x = 0.5L$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{8fx}{(L)^2} = \frac{8fx \cdot 0.5L}{(L)^2} = \frac{4f}{L} = 4n_1$$



Reemplazando:

$$\operatorname{tg} \alpha = 4(0.1090) = 0.436$$

$$l_1 = \frac{31.82}{0.436} \Rightarrow l_1 = 72.98m$$

$$L_2 = \sqrt{31.82^2 + 72.98^2}, L_2 = 79.61m$$

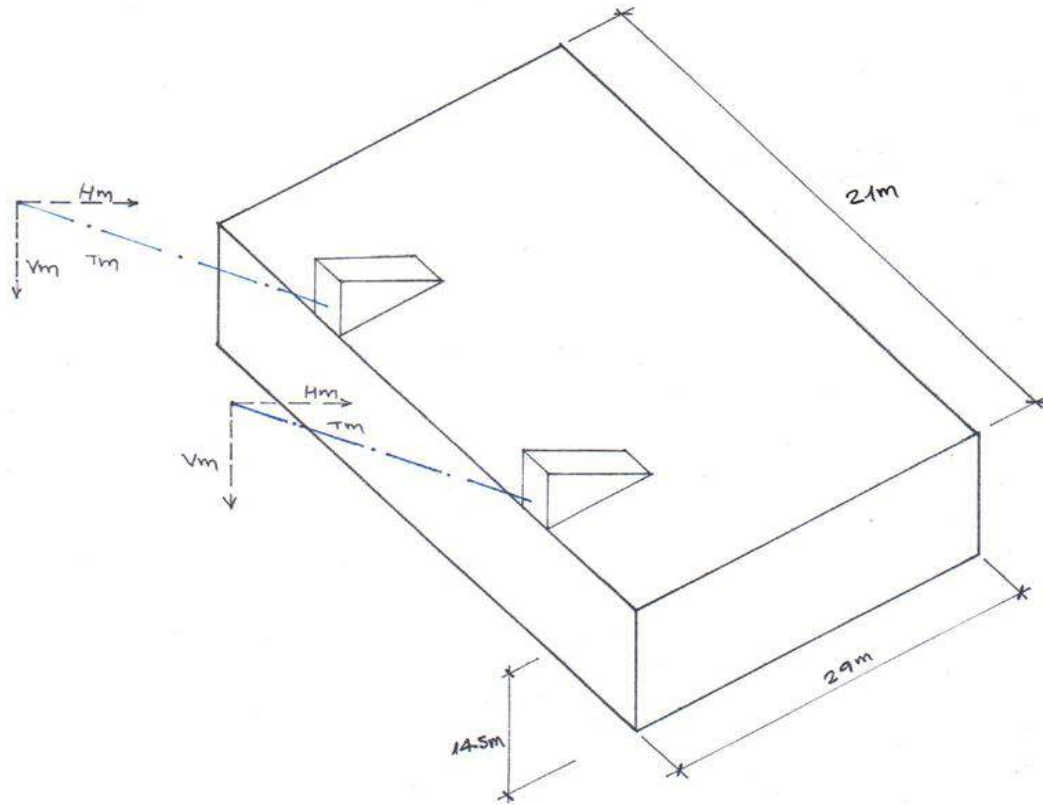
$$L'_1 = \frac{27.93}{\operatorname{tang} \alpha}, L'_1 = 64.05m$$

$$L'_2 = \sqrt{27.93^2 + 64.05^2}, L'_2 = 69.87m$$

## 8.10 DISEÑO DE LA CAMARA DE ANCLAJE

Las cámaras de anclaje son bloques de concreto armado sólido, relleno con material apropiado, cuyo objeto es resistir la tensión del cable, sus dimensiones dependen de la importancia de la obra, pudiendo hacerse una para cada grupo de cables o una sola para los dos grupos del cable en el primer caso conviene enlazarlas en alguna forma y para el caso de puentes muy anchos o circunstancias especiales, condición, cada cámara de anclaje para cada grupo de cables.

Para nuestro caso utilizaremos una cámara de concreto armado sólida y utilizaremos una sola cámara de anclaje para los dos grupos de cable en cada margen.



**DIBUJO N° 14:** Isométrico de la cámara de anclaje

De acuerdo la figura anterior, hallamos el peso propio de la cámara.

#### 8.10.1 ESFUERZOS QUE ACTUAN

##### i. Por efecto de la súper estructura

$$T_m = 2,604.12t$$

$$H_m = 2,386.92t$$

$$V_m = T_m \times \text{sen} \alpha$$

$$\alpha = 23^\circ 33' 25.93''$$

$$\text{sen} \alpha = 0.39966444$$

$$V_m = 2,604.12 \times \text{sen} \alpha \Rightarrow V_m = 1,040.77t$$

##### ii. Por peso propio de la cámara de anclaje ( $F_v$ )

$$F_v = 21 \times 29 \times 14.5 \times 2.4 = 21,193.2t$$

### 8.10.2 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$C_d \leq \frac{\sum F_v x f}{\sum F_h}$$

Donde:

$$\sum F_v = \text{Suma de fuerzas verticales.}$$

$$\sum F_h = \text{Suma de fuerzas horizontales.}$$

$C_d = \text{Coeficiente de deslizamiento} \geq 2$  (No considera el empuje pasivo)

$f = \text{Coeficiente de friccion}$

Consideramos  $f$ , de acuerdo a la tabla **3.11.5.3-1 AASHTO LRFD**, correspondiente a grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa

$$f = 0.55$$

$$C_d \leq \frac{[21,193.2 - (2 \times 1,040.77)] \times 0.55}{(2 \times 2,386.92)} = 2.20$$

$$C_d \leq 2.20 \text{ (Conforme)}$$

### 8.10.3 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO

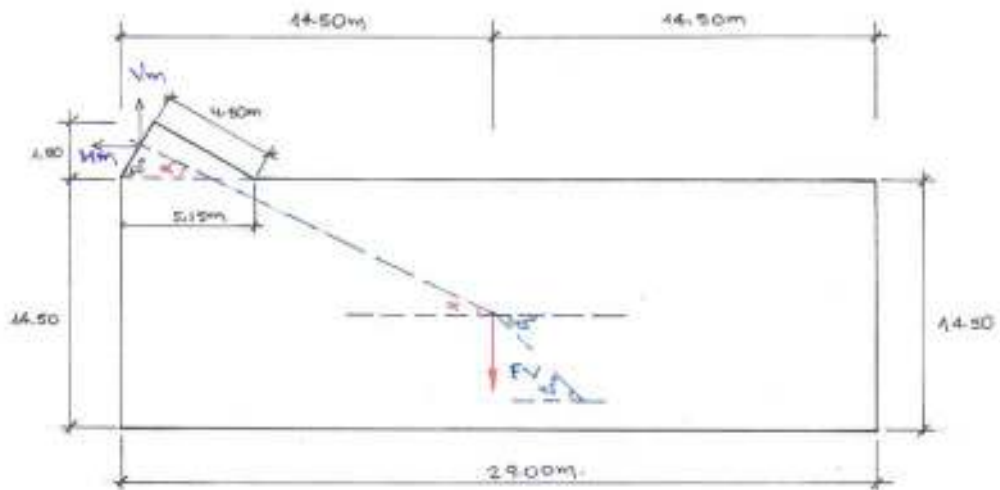
$$C_v \leq \frac{M_v}{M_h}$$

Donde:

$M_v = \text{Momento resistente al volteo.}$

$M_h = \text{Momento de volteo.}$

$C_v = \text{Coeficiente de volteo} \geq 2$



**DIBUJO N° 15:** Vista Lateral de la cámara de anclaje

De la figura anterior

$$M_v = F_v \times d$$

$$M_v = 21,193.2 \times 14.5 \Rightarrow M_v = 307,301.4 \text{ t}$$

$$M_h = F_h \times d$$

$$M_h = 2 \times 2,386.92 \times 14.5 \Rightarrow M_h = 69,220.68 \text{ t}$$

$$C_v \leq \frac{307,301.4}{69,220.68} = 4.43$$

$$C_v \leq 4.43 \text{ (Conforme)}$$

#### 8.10.4 VERIFICACION DE LA EXENTRICIDAD

Se sabe:

$$x_o = \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum F_v}$$

$$e = \frac{b}{2} - x_o$$

$$\sum F_v = [21,193.2 - (2 \times 1040.77)] = 19,111.66 \text{ t}$$

A = Area de contacto.

$b =$  Ancho de la cámara sentido de la fuerza actuante del cable

$e =$  Exentricidad

$$e = \frac{29}{2} - \frac{(307,301.4 - 69,220.68)}{19,111.66} \Rightarrow e = 2.04$$

Comprobamos:

$$\frac{b}{6} > e$$

$$\frac{29}{6} > 2.04, 4.83 > 2.04 \text{ (Conforme)}$$

#### 8.10.5 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Se sabe:

$$q_{1y2} = \frac{\sum F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$$

$\sum F_v =$  Suma de fuerzas verticales.

$$q_{1y2} = \frac{19,111.66 \times 1,000}{29 \times 21 \times 10,000} \left(1 \pm \frac{6 \times 2.04}{29}\right)$$

$$q_{1y2} = 3.13 \pm 1.42$$

$$q_1 = 4.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

Para el caso de esta tesis, no conocemos la capacidad portante del suelo, es por ello se asumirán que los valores de capacidad del terreno sean superiores al calculado líneas anteriores.

De no ser así en un caso real se deberá replantear el diseño de la cámara de anclaje para poder obtener menores presiones sobre el terreno y que sea estable en otro tipo de condiciones de suelo, se puede sugerir pilotes

hasta una profundidad en donde se pueda obtener mayor resistencia, que garantice la estabilidad de la cámara de anclaje.

#### 8.10.6 UBICACIÓN DE LA CAMARA DE ANCLAJE

Consideremos la cámara de anclaje enterrado, cuya parte superior en la cual se colocara la superficie de rodadura, para el cual ubicaremos a 55m del eje de la torre.

$$\alpha_1 = 23^\circ 33' 25.93''$$

$$\cos\alpha = 0.9166615$$

$$L'_1 = 64.05m(\text{distancia del eje de la torre a la camara de anclaje})$$

$$L'_2 = 69.87m(\text{Longitud de fiador})$$

Cota del fondo de la Viga de rigidez= 376.43m

Diferencia de cotas = 379.22m-376.43m =2.79m, b = 1.10m (Separación entre el fondo de la viga y la base de la torre), (Las cotas son referenciales)

Ahora, La altura de la torre desde la rasante del pavimento a la cumbre es:

$$31.82m-2.79-1.10m = 27.93m \text{ (pag.146 y 155).}$$

#### 8.10.7 UBICACIÓN DE LA CAMARA DE ANCLAJE A 55m

La distancia del eje de la torre a la cámara de anclaje, con el valor del Angulo  $\alpha_2$ :

$$\arctang\alpha_2 = \frac{27.93m}{55}, \alpha_2 = 26^\circ 55' 20.24''$$

$$H_m = 2,386.92 \text{ toneladas}$$

De la figura:

$$T_m = H_m(\sec\alpha)$$

Done:

$$\sec\alpha = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\alpha}$$

$$\sec\alpha = \sqrt{1 + (0.507818)^2} = 1.121$$

$$\sec^3\alpha = 1.408$$

Reemplazando valores:

$$T_m = 2,386.92 \times 1.121 = 2,675.73t$$

$$V_m = T_m \times \text{sen} \alpha_2$$

$$\text{sen} \alpha_2 = 0.452781$$

$$V_m = 1,211.52 \text{ toneladas}$$

### Resumen

$$H_m = 2,386.92 \text{ toneladas}$$

$$T_m = 2,675.73 \text{ toneladas}$$

$$V_m = 1,211.52 \text{ toneladas}$$

### 8.10.8 VERIFICACION DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$C_d \leq \frac{\sum F_v x f}{\sum F_h}$$

$$f = 0.55$$

$$C_d \leq \frac{[21,193.2 - (2 \times 1,211.52)] \times 0.55}{(2 \times 2,386.92)} = 2.16$$

$$C_d \leq 2.16 \text{ (Conforme)}$$

### 8.10.9 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO

$$C_v \leq \frac{M_v}{M_h}$$

$$M_v = F_v \times d$$

$$M_v = 21,193.2 \times 14.5 \Rightarrow M_v = 307,301.4 \text{ t}$$

$$M_h = F_h \times d$$

$$M_h = 2 \times 2,386.92 \times 14.5 \Rightarrow M_h = 69,220.68t$$

$$C_v \leq \frac{307,301.4}{69,220.68} = 4.43$$

$$C_v \leq 4.43 \text{ (Conforme)}$$

### 8.10.10 VERIFICACION DE LA EXENTRICIDAD

Se sabe:

$$q_{1y2} = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sum F_v = \text{Suma de fuerzas verticales.}$$

$$x_o = \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum F_v}$$

$$e = \frac{b}{2} - x_o$$

$$T_m = 2,675.73 \text{ toneladas}$$

$$V_m = 1,211.52 \text{ toneladas}$$

$$\sum F_v = [21,193.2 - (2 \times 1,211.52)] = 18,770.16 \text{ t}$$

A = Area de contacto.

b = Ancho de la camara sentido de la fuerza actuante del cable

e = Exentricidad

$$e = \frac{29}{2} - \frac{(307,301.4 - 69,220.68)}{18,770.16} \Rightarrow e = 1.81$$

Comprobamos:

$$\frac{b}{6} > e$$

$$\frac{29}{6} > 1.81, 4.83 > 1.81 \text{ (Conforme)}$$

### 8.10.11 PRESIONES SOBRE E TERRENO

Se sabe:

$$q_{1y2} = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sum F_v = \text{Suma de fuerzas verticales.}$$

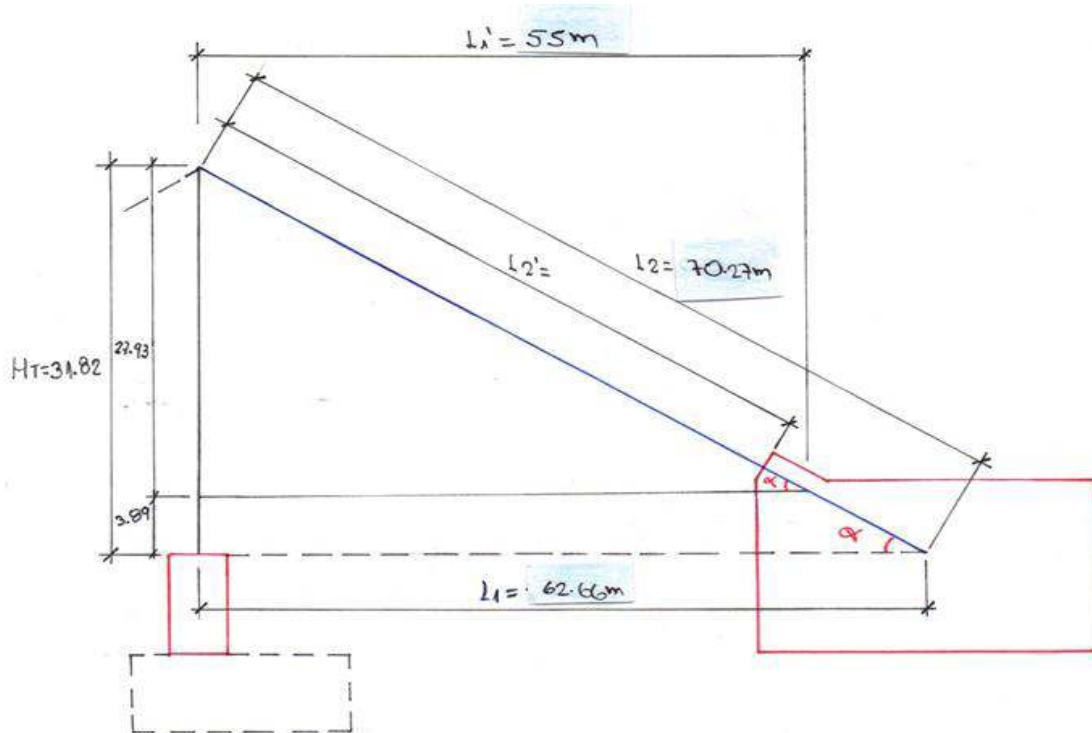


$$q_{1y2} = \frac{18,770.16 \times 1,000}{29 \times 21 \times 10,000} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.81}{29} \right)$$

$$q_{1y2} = 3.08 \pm 1.374$$

$$q_1 = 4.454 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1.706 \text{ kg/cm}^2$$



**DIBUJO N° 16:** Ubicación de la cámara de anclaje a 55m

La nueva ubicación de la cámara de anclaje, nos genera un cambio del ángulo  $\alpha$ .

$$\text{arc}(\text{tanga}) = \frac{27.93}{55}, \alpha = 26^\circ 55' 20.24''$$

$$\text{seca} = \sqrt{1 + \text{tg}^2 \alpha}$$

$$\text{seca} = 1.121$$

$$\text{sec}^3 \alpha = 1.408$$

$$\text{tang}_\alpha = \frac{31.82\text{m}}{L_1}, L_1 = 62.66\text{m}$$

$$L'_2 = \sqrt{27.93^2 + 55^2}$$

$$L'_2 = 61.68m$$

$$L_2 = \sqrt{31.82^2 + 62.66^2}$$

$$L_2 = 70.27m$$

Con la ubicacion de la camara de anclaje nos da un longitud de fiador de 70.27m

El cual considera la conexion, entre cable y la camara , dentro de dicha camara.

Por lo tanto la longitud parcial del cable sera:

$$S + 2(\text{longitud de fiador})$$

$$226.96 + 2 \times 70.27 \approx L_{PC} = 367.50m$$

Considerar holgura de montaje en ambos lados.

$$\text{Anclaje dentro de la camara} = 20m$$

$$L_{TC} = 367.50m + 20 + 20 \approx L_{TC} = 407.50m$$

$$\text{Consideraremos } L_{TC} = 410m$$

#### 8.10.12 TENSION DE ROTURA EN CADA CABLE A DISTANCIA 55M ( $T_C$ )

Tensión de rotura en el cable, con la cámara de anclaje ubicado a 55m.

Asumiendo que el cable principal está compuesto por un paquete de 4 cables para el soporte de la superestructura, y esto se da en ambos lados.

$$T_C = \frac{Tm}{4} \Rightarrow T_C = \frac{2,675.73}{4} \Rightarrow T_C = 668.93t$$

#### 8.10.13 DIAMETRO DEL CABLE A DISTANCIA 55M

Las tensiones que vemos en las tablas de diámetros de cables están en el sistema inglés, toneladas cortas, será necesario convertir las toneladas métricas de la tensión de rotura de cada cable.

$$T_C = 668.93 \text{ ton. met} \times 1.1 \frac{\text{ton. corta}}{\text{ton. met}} \Rightarrow T_C = 735.82 \text{ ton. corta}$$

De la tabla especificaciones para cables de hebra estructural.

ASTM A586-04a (2009)

Estándar especification for Zinc – coated parallel Hand helical Steel wire structural strand.

Corresponde:

$$\emptyset = 3 \frac{5}{8} \text{ pulg.}$$

Tr = 768 ton.corta

Ta = 735.82ton.corta

A = 7.9 pulg<sup>2</sup>

Peso = 28 lbs/pie

Para el modelamiento tomaremos, 4 cables de diámetro **3 ¾'**

## 8.11 FLECHA DE MONTAJE

La flecha de montaje es la que forma el cable al ser colocado sobre las torres de manera que cuelgue libremente, se calcula tal que al colocarse el puente, la flecha aumentara debido al estiramiento del cable, por tanto será preciso darle una flecha menor.

Los alargamientos son mayores al comenzar a actuar la carga debido a que no es un material homogéneo y el alargamiento se debe al propio material más el debido al acomodo de las fibras del cable.

En el cálculo de la flecha de montaje de deben distinguir lo siguiente:

### **Primero:**

Suponiendo que el cable se encuentra fijo al tope de las torres, absorbiéndose el alargamiento de los fiadores por movimiento horizontal de la parte superior de la torre, efectuado mediante carros de dilatación, articulaciones en la base de la torre o por simple deflexión de esta actuando como un cantiléver empotrado en su base.

### **Segundo:**

Cuando el carro se desliza sobre la parte superior de la torre sin ocasionar deflexiones en ella.

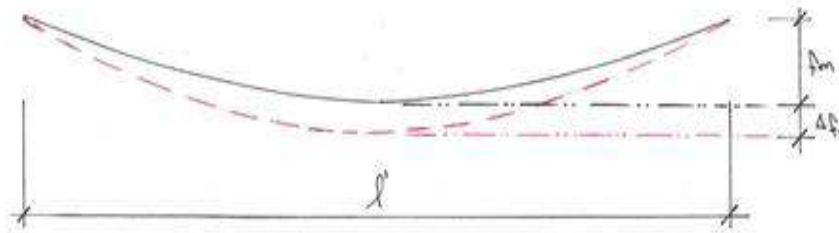
De ambos casos, el más frecuente es el primero, salvo el caso de torres muy rígidas, el rozamiento del cable sobre las monturas de la torre, impide a este deslizarse, ocasionado antes la deflexión de la torre.

### **Analizaremos el proyecto, considerando el primer caso**

El aumento de la flecha se debe a dos motivos:

- Al alargamiento del cable entre Torres.
- A la disminución de luz entre torres, debido al corrimiento de los carros de dilatación o a la deflexión de las torres ocasionadas por el alargamiento de los fiadores.

#### » **Aumento de Flecha por alargamiento del Cable entre Torres**



**DIBUJO N° 17:** Alargamiento del Cable entre Torres.

Citaremos a las siguientes ecuaciones:

$$\Delta f_1 = \frac{15}{16n_1(5 - 24n_1^2)} \Delta L$$

$$\Delta L = \frac{HPPT \cdot l'}{E \cdot A} \left( 1 + \frac{16}{3} n^2 \right)$$

Donde:

$\Delta f_1$  = Aumento de flecha por alargamiento de cable entre torres.

$\Delta L$  = Aumento de longitud del cable entre torres.

$l'$  = Longitud entre torres.

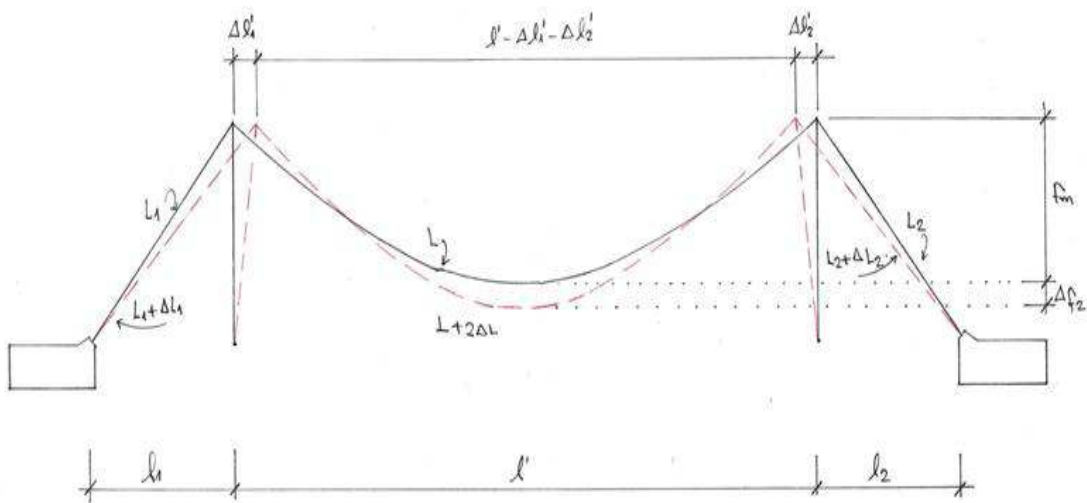
$E =$  Modulo de elasticidad del cable.

$A =$  Area del cable.

$$n_1 = \frac{fm}{l'}$$

HPPT = Tension maxima horizontal incluye (peso propio total) considerando Losa del tablero, viga de rigidez.

» **Aumento de Flecha por disminuci3n de luz entre Torres**



**DIBUJO N° 18:** Aumento de flecha

Sabemos que:

$$\Delta f_2 = - \frac{15 - 40n^2 + 288n^4}{16n_1(5 - 24n_1^2)} \Delta l'$$

$$\Delta l' = \frac{HPPT(l_1 + l_2)}{E \cdot A} (\sec^3 \alpha)$$

Donde:

$l_1, l_2 =$  Longitud horizontal de Fiador

$\Delta f_2 =$  Aumento de flecha por disminucion de luz entre torres.

$\sec \alpha = 1.121$  (Hallado anteriormente con fiador a 55m a cada lado)

$\sec^3 \alpha = 1.408$

## » **Calculo de la Flecha de Montaje**

La flecha de montaje se calculara por aproximaciones sucesivas.

Se tiene las siguientes ecuaciones:

$$f = f_m + \Delta f$$

Donde:

$$\Delta f = \Delta f_1 + \Delta f_2$$

Luego:

$$f = f_m + (\Delta f_1 + \Delta f_2) \text{ ----- } \beta$$

$$HPPT = \frac{PPTT'.L^2}{8.f} \approx H = \frac{w.L^2}{8.h} \text{ (Ecuacion 3.1)}$$

$$f = h, PPT = w$$

$$f = \text{flecha en el cable} \approx 24m$$

Consideraremos el peso del cable, el cable principal consta de un paquete de 4 cables de diámetro  $3 \frac{3'}{4}$ , el cual pesa 30 lb/pie.

O multiplicamos por 1.488 para pasar a kg/m

$$30 \frac{\text{libra}}{\text{pie}} \left( \frac{0.4536 \text{kg}}{\text{libra}} \right) \left( \frac{1 \text{pie}}{0.3048 \text{m}} \right) = 44.645 \text{ kg/m}$$

Para diámetro de  $3 \frac{3'}{4}$  es 30 lb/pie, en promedio consideraremos  $P_{ca} = 44.645 \times 4 = 178.58 \text{ kg/m} \approx 0.18 \text{ t/m}$ .

## **RESUMEN DE CARGAS**

$$P'D = 4.697 \text{ t/m}$$

$$PP_{\text{Asfalto}} = 0.396 \text{ t/m}$$

$$PPT = P'D + PP_{\text{Asfalto}}$$

$$PPT = 5.093 \text{ t/m}$$

$$H_{S/C} = 22.85 \text{ t/m}$$

$$P_{Te} = 0.419 \text{ t/m}$$

$$F_v = 1.1 \text{ t/m}$$

$$P_{ca} = 0.18 \text{ t/m}$$

Consideraremos

$$PPTT' = PPT + F_v + P_{ca}$$

$$PPTT' = 5.093 + 1.1 + 0.18 \approx PPTT' = 6.373 \text{ t/m}$$

$$HPPT = \frac{6.373 \cdot (220^2)}{8 \cdot (24)} \approx HPPT = 1,606.52 \text{ toneladas (A cada lado del puente).}$$

$$E = 24,000,000 \frac{\text{libra}}{\text{pulg}^2} \left( \frac{0.4536 \text{ kg}}{\text{libra}} \right) \left( \frac{\text{pulg}^2}{2.54 \times 2.54 \text{ cm}^2} \right)$$

$$E = 1,687,395.375 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Consideraremos este valor exacto)}$$

$$E = 1,687,395.375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left( \frac{1 \text{ tn}}{1000 \text{ kg}} \right) \left( \frac{100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{1 \text{ m}^2} \right)$$

$$E = 16,873,953.75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$A = 8.4 \text{ pulg}^2 \left( \frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ pulg}} \right) \left( \frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ pulg}} \right) = 54.19344 \text{ cm}^2 \approx 0.005419 \text{ m}^2$$

### Primera aproximación

Para esta primera aproximación consideraremos una flecha de montaje igual a 0.90 de la flecha del cable.

$$n = \frac{f}{l'} = \frac{24}{220} = 0.109$$

$$n_1 = \frac{fm}{l'} = \frac{0.90(24)}{220} = \frac{21.6}{220} = 0.0981$$

Reemplazando:

$$\Delta L = \frac{1,606.52(220)}{16,873,953.75(4)(0.005419)} \left[ 1 + \frac{16}{3} (0.109)^2 \right] = 0.966301(1.06336) = 1.0275$$

$$\Delta L' = \frac{1,606.52(55 + 55)}{16,873,953.75(4)(0.005419)} [1.408] = 0.4831[1.408] = 0.6802$$

Luego:

$$\Delta f_1 = \frac{15}{16(0.0981)[5 - 24(0.0981)^2]} (1.0275) = 2.058$$

$$\Delta f_2 = \frac{15 - 40(0.109^2) + 288(0.109^4)}{16(0.0981)[5 - 24(0.0981^2)]} [0.6802] = 1.316$$

Reemplazando en  $\beta$

$$24 = 21.60 + (2.058 + 1.316)$$

$$24 \neq 24.974$$

Diferencia:

$$24m - 24.974m = -0.974m$$

### Segunda aproximación

$f_m = f_m(\text{primer tanteo}) + \text{diferencia}$

$$f_m = 21.60m - 0.974 = 20.626m$$

$$n_1 = \frac{20.626}{220} = 0.0937$$

$$\Delta f_1 = \frac{15}{16(0.0937)[5 - 24(0.0937)^2]} (1.0275) = 2.076m$$

$$\Delta f_2 = \frac{15 - 40(0.109^2) + 288(0.109^4)}{16(0.0937)[5 - 24(0.0937^2)]} [0.6802] = 1.372m$$

Luego

$$24 = 20.626 + (2.076 + 1.372)$$

$$24 \neq 24.074$$

Diferencia:

$$24m - 24.074m = -0.074m \approx 7.4cm$$

$$\therefore f_m = 20.626 + (-0.074m)$$

$$f_m = 20.552m \text{ (Valor considerado como flecha de Montaje)}$$

### **Longitud del Cable en entre las torres ( $L_m$ )**

$$L_m = S - (\Delta l' + \Delta L)$$



$$S = L \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{h}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{h}{L} \right)^5 \right] \quad (3.6)$$

$S =$  Longitud de la curva del cable.

$L =$  Longitud entre torres.

$h =$  Flecha del cable.

$$S = 220 \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{24}{220} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{24}{220} \right)^5 \right] \Rightarrow S = 226.96m$$

$$S_0 = S \rightarrow h = f \rightarrow L = L$$

$$\therefore L_m = 226.96m - (0.6802m + 1.0275m)$$

$$L_m = 225.25m$$

## 8.12 CONTROL DE DEFLEXIONES

El control de deflexiones, de acuerdo al artículo 2.5.2.6.2 y 9.5.2 de la norma AASTHO LRFD se tiene:

Carga vehicular general	Longitud/800
Carga vehicular y/o peatones	Longitud/1000
Carga vehicular y/o tráfico peatonal significativo	Longitud/1200

### 8.12.1 DEFORMACIONES POR CARGA VIVA ( $D_o$ )

Consideraremos el valor obtenido de:

$$D_o = \frac{\text{Longitud}}{800}$$

$$D_o = \frac{220}{800} \approx D_o = 0.275m$$

### 8.12.2 CONTRAFLECHA ( $\Delta Pl$ )

$$\Delta Pl = f'$$

$$\Delta Pl = 3D_o$$

$$\Delta Pl = \text{Contraflecha}$$

Por Tratarse de una estructura especial, de luz considerable

Tomaremos:

$$\Delta Pl = 8xD_o \approx \frac{L}{100} = \frac{220}{100} = 2.20m$$

$$\Delta Pl = 8 \times 0.275 = 2.20m$$

Tomaremos

$$\Delta Pl = 2.20m$$

Verificaciones

Se verificara con la carga del camión solo o' la carga distribuida por carril más el 25% de la carga del camión

## 8.13 DISEÑO DE LAS TORRES

### 8.13.1 ALTURA DE LA TORRE

Viene dado por:

$$H_T = f + c + a + f' + b$$

f = Flecha en el cable.

H<sub>T</sub> = Altura de las torres.

c = Distancia entre cable y cordon superior de la viga de rigidez en el eje  $\approx 0.526m$

a = Peralte de la viga de Rigidez  $\approx 4m$

b = separacion entre el fondo de la viga y la base de la torre  $\approx 1.10m$

f' = Contraflecha de la viga de rigidez  $\approx 2.20m$ .

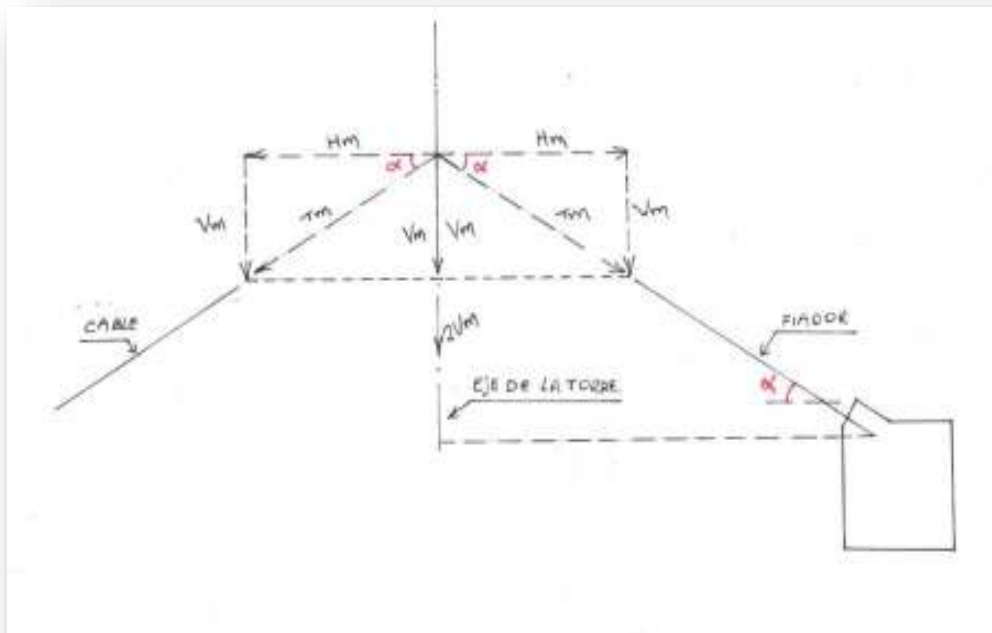
$$H_T = 24 + 0.526 + 4 + 2.2 + 1.10 \Rightarrow H_T = 31.82m$$

Las torres será de sección rectangular de material acero estructural, ambas torres en cada extremo forman un pórtico a cada lado, con restricción en la parte superior, denominado riostra diagonal y horizontal.

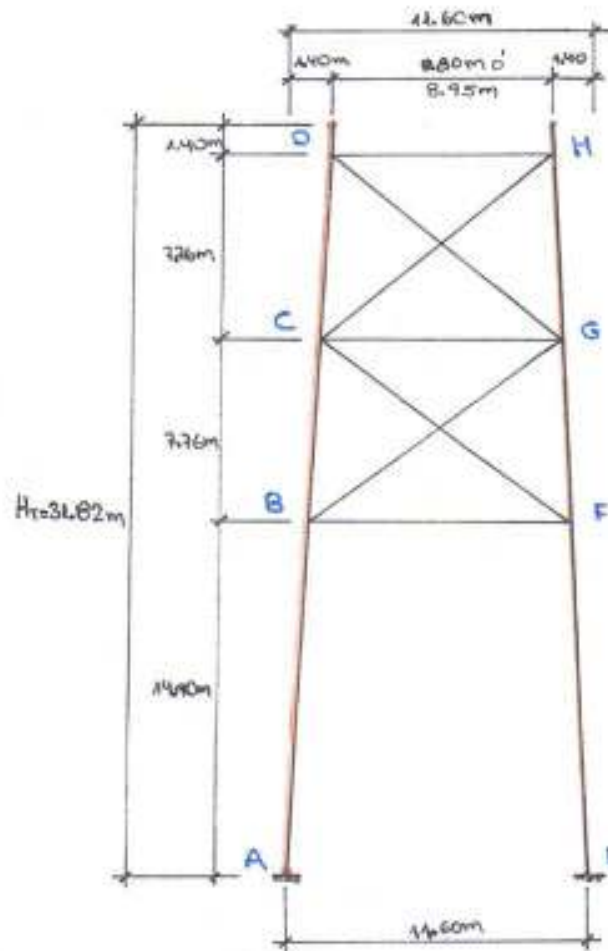
Material a utilizar, ASTM A 572 G. 50

$$F_y = 50 \text{ klb/plg}^2 \approx 3,515.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo minimo de fluencia)}$$

$$F_u = 65 \text{ klb/plg}^2 \approx 4,570.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de tension)}$$



**DIBUJO N° 19:** Esfuerzos en la Torre



**DIBUJO N° 20:** Modelo estructural de la Torre

8.13. 2 DISEÑO POR RESISTENCIA EN BASE A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

Donde:

$P_u$  = Resistencia Requerida (LRFD).

$P_n$  = Resistencia Nominal.

$\phi$  = Factor de resistencia.

$\phi \cdot P_n$  = Resistencia de Diseño.

## RESUMEN DE CARGAS

$$HPP = 1,184.035 t$$

$$PDW = 99.825 t$$

$$Hu_{S/C} = 258.34 t$$

$$Ht = 23.133 t$$

$$FFv = 277.29t$$

### 8.13.3 DISEÑO POR RESISTENCIA I

$$M_{Ultimo} = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(LL+IM) + 1.20_{TU} + 1.0FF_v]$$

$$M_{Ultimo} = 1[1.25x1,184.035 + 1.5x99.825 + 1.75x258.34 + 1.20x23.133]$$

$$M_{Ultimo} = 1,879.16 t.m/m + 1[1x277.29]$$

$$Hm=2,109.63 t. (Sin viento)$$

$$Hm=2,386.92 t. (Con Viento)$$

$$V_m = 1,211.52t$$

$$Vm_T = \text{Esfuerzo actuante transmitido por el cable en Tn.}$$

$$Vm_T = 2Vm$$

$$Vm_T = 2,423.04t \text{ (Sin peso del Cable)}$$

Incrementamos el peso del cable principal, Pca=0.18t/m

$$Vm_{ca} = 30x2 = 60 \text{ toneladas mayorado (1.25DC)}$$

$$Vm_{Tot} = 2,423.04 + 60 = 2,483.04t \text{ (Con peso del Cable)}$$

$$Vlat = 1.1x220 \Rightarrow Vlat = 242t$$

$Vlat = \text{Fuerza cortante por accion del viento, que actua en el centro del puente}$   
 $\text{El cual es transmitido atra vez del cable a la cumbre de las torres.}$

### 8.13.4 VERIFICAMOS A COMPRESION

$$Vm_T = Pu$$

$Pu =$  Esfuerzo Ultimo Mayorada ó Resistencia requerida LRFD

La torre es de sección rectangular HSS 120cmx100cm de espesor 6.35cm o 2.5pulgadas

$$A = 2,632.71cm^2$$

$$Pu = 2,483.04t$$

$$Pn = FyxAg$$

$Pn =$  Reistencia nominal

$A =$  Area de la seccion

$$Pn = 3,515.5 \times 2,632.71 \Rightarrow Pn = 9,255.29t$$

$$Pu \leq \phi \cdot Pn$$

$$Pu = 2,483.04t \leq 0.90 \times 9,255.29t$$

$$Pu = 2,483.04t \leq 8,329.76t \text{ (Conforme)}$$

### 8.13.5 FACTORES DE RIGIDEZ

$$\text{Area } AB = BC = CD = EF = FG = GH = 408.07pulg^2$$

$$\text{Area } BF = CG = DH = 16.71pulg^2$$

$$\text{Area } BG = CF = CH = DG = 24.19pulg^2, r_x = pulg$$

Elemento	Sección	$I_x(pulg^4)$	L(pulg)	$I/L$	$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$
<b>AB</b>	HSS120X100	130,039.18	587	221.53	17.85
<b>BC</b>	HSS120X100	130,039.18	305.90	425.10	17.85
<b>CD</b>	HSS120X100	130,039.18	305.90	425.10	17.85
<b>FE</b>	HSS120X100	130,039.18	305.90	425.10	17.85
<b>GF</b>	HSS120X100	130,039.18	305.90	425.10	17.85
<b>HG</b>	HSS120X100	130,039.18	587	221.53	17.85
<b>BF</b>	2U30X20	294.30	405.11	0.72	4.19

<b>CG</b>	2U30X20	294.30	378.74	0.77	4.19
<b>DH</b>	2U30X20	294.30	351.18	0.83	4.19
<b>BG</b>	2U42X42	869.42	496.85	1.74	5.99
<b>CF</b>	2U42X42	869.42	496.85	1.74	5.99
<b>CH</b>	2U42X42	869.42	475.98	1.82	5.99
<b>DG</b>	2U42X42	869.42	475.98	1.82	5.99

**TABLA N° 15:** Determinación de los Factores de Rigidez.

Utilizaremos el valor del multiplicador para miembros unidos rígidamente, de la condición empotrada contra el giro, por estar articulada en los nudos A y E el valor considerado es de 1.5, para marcos que no cumplen con la hipótesis de los monogramas con respecto a los giros de los nudos, Tabla 7.1 Multiplicadores para miembros unidos rígidamente y lo indicado en la Fuente: Comentario de la Especificación, Apéndice 7-Tabla C-A-7.1, p.16.1-511, 22 de Junio 2010, American Institute of Steel Construction (AISC), pagina 143, Jack McCormac y Stephen F. Csernak, del 2013.

Para esta ocasión revisaremos solo columnas.

G= Factor de Longitud Efectiva.

Nudo	Elemento	$\left(\frac{\sum I_c}{L_c}\right) / \left(\left(\frac{\sum I_v}{L_v}\right) \times 1.5\right)$	G
<b>A</b>	<b>AB</b>	10	10
<b>B</b>	<b>BC</b>	$(221.53 + 425.10) / ((0.72 + 1.74 + 1.74) \times 1.5)$	102.63
<b>C</b>	<b>CD</b>	$(425.1) / ((0.77 + 1.82 + 1.82) \times 1.5)$	64.26
<b>E</b>	<b>HG</b>	$(425.1) / ((0.77 + 1.82 + 1.82) \times 1.5)$	64.26
<b>F</b>	<b>GF</b>	$(221.53 + 425.10) / ((0.72 + 1.74 + 1.74) \times 1.5)$	102.63
<b>G</b>	<b>FE</b>	10	64.26

**TABLA N° 16:** Factores de Rigidez de las Torres.

Nudo	Elemento	GA	GB	K
A	AB	10	102.63	1
B	BC	102.63	64.26	1.2
C	CD	64.26	10	0.99
E	FE	10	102.63	1
F	GF	102.63	64.26	1.2
G	HG	64.26	64.26	1.1

**TABLA N° 17:** Resultados de los valores de K.

El Valor de K, de acuerdo a Nomogramas de Jackson y Moreland para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos.

Con la condición de ladeo impedido, nos da un K cercano a 1, tomaremos como valor de K = Calculado en cada segmento.

#### 8.13.6 VERIFICAMOS LA RELACION LIMITANTE ANCHO-ESPESOR

TRAMO AB DE LA TORRE

$\lambda_r$  = Razon limite, Ancho – Espesor,  $E = 29,000 \text{ klb/pulg}^2$ ,  $F_y = 50 \text{ klb/pulg}^2$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \frac{b}{t} > \lambda_r (\text{Sec. esbeltas}), \frac{b}{t} \leq \lambda_r (\text{Sec. no esbeltas})$$

Tabla B4.1a del AISC, Caso 6

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{29,000}{50}} = 33.71, \frac{b}{t} \approx \frac{120\text{cm}}{6.35\text{cm}} = 18.89 \leq 33.71 (\text{No esbelta})$$

#### 8.13.7 VERIFICAMOS LONGITUD EFECTIVA

$\frac{KL}{r}$  = Razon de esbeltez, r=radio de giro (cm, mm o pulg)

$$\frac{KL}{r_x} < 200 (\text{AISC 2010 – E2}), \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 587 \text{ pulg}}{17.85 \text{ pulg}} = 32.88 < 200 (\text{Conforme})$$



## 8.13.8 VERICAMOS EL PANDEO POR FLEXION

### 8.13.8.1 Pandeo Elástico

Cuando:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25, \quad F_{cr} = 0.877F_e, \text{ (Ecuacion E3 - 3 del AISC)}$$

$F_{cr}$  = Tension critica torsional y flexo – torsional

$F_e$  = Tension de pandeo elastico o Esfuerzo critico de Euler

$$F_{e_x} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}, \text{ Ecuacion E3 - 4 del AISC}$$

es lo mismo a,  $F_e = 0.44F_y$  (*Comentarios del AISC - E3*)

$$32.88 > 4.71 \sqrt{\frac{29,000}{50}} \approx 32.88 > 113.43 \text{ (No cumple esta condicion)}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{F_y}{0.44F_y} = \frac{50}{0.44 \times 50} = 2.27 > 2.25 \text{ (Cumple esta condicion)}$$

Si cumple con la segunda ecuación es decir con,  $F_e = 0.44F_y$

$$F_{e_x} = 0.44 \times 50 \text{ klb/pulg}^2 \approx F_{e_x} = 22 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} = 0.877 \times 22 \text{ klb/pulg}^2 \approx F_{cr} = 19.29 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} = 1,356.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A \text{ (Ecuacion E3 - 1 del AISC)}$$

$P_n$  = Resistencia nominal para el pandeo de flexion al rededor del eje x

A = Area de la seccion

$$P_n = 1,356.56 \times 2,632.71 \Rightarrow P_n = 3,571.42 \text{ t}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n \text{ (LRFD)}$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ t} \leq 0.90 \times 3,571.42 \text{ t}$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ t} \leq 3,214.28 \text{ t (Conforme)}$$

### 8.13.8.2 Pandeo Inelástico

Cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25, \quad F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y, \quad \text{Ecuacion E3 - 2 del AISC}$$

$$32.88 \leq 4.71 \sqrt{\frac{29,000}{50}} \approx 32.88 \leq 113.43 \text{ (Cumple esta condicion)}$$

$$F_y = 50 \text{ klb/plg}^2 \approx 3,515.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo minimo de fluencia)}$$

$$F_u = 65 \text{ klb/plg}^2 \approx 4,570.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de tension)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}, \text{ Ecuacion E3 - 4 del AISC (Esfuerzo critico de Euler)}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \times 29,000}{\left(\frac{1 \times 587}{17.85}\right)^2}$$

$$F_{ex} = 264.74 \text{ klb/pulg}^2 \approx F_{ex} = 18,613.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{50}{F_{ex}} \right] 50 \Rightarrow F_{cr} = 46.55 \text{ klb/pulg}^2$$

$$\therefore F_{cr} = 46.55 \text{ klb/Pulg}^2 \approx 3,272.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A \text{ (Ecuacion E3 - 1 del AISC)}$$

$P_n$  = Resistencia nominal para el pandeo de flexion al rededor del eje x

A = Area de la seccion

$$P_n = 3,272.93 \times 2,632.71 \Rightarrow P_n = 8,616.67 \text{ t}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ t} \leq 0.90 \times 8,616.67 \text{ t}$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ t} \leq 7,755 \text{ t (Conforme)}$$

### 8.13.9 RESISTENCIA DISPONIBLES A JUNTAS SOLDADAS

La sección rectangular de la torre, el será fabricado para lograr tener la sección indicada requerida por el diseño, consideramos para ello, las resistencia a las uniones soldadas entendiéndose, que estas uniones pasan a ser más débiles, y además la acumulación de estas uniones forman el elemento a la medida diseñada.

Según, Tabla J 2.5 pagina 190-191 del AISC 2010

#### 8.13.9.1 TRACCION O COMPRESION

Resistencia de la junta controlada por el metal base

##### 8.13.9.1.1 PARA EL METAL BASE

##### RESISTENCIA

$R_n = F_{nBM} \times A_{BM}$ , Ecuacion J2 – 2 del AISC

$F_{nBM} =$  Tension Nominal del metal Base  $\approx 65 \text{ klb/pulg}^2$

$A_{BM} =$  Area de la seccion transversal del metal base.

$R_n =$  Resistencia Nominal

$R_n = \phi \times F_{nBM} \times A_{BM}$

$\phi = 0.75$ , **Tabla J2 – 5 del AISC**

$R_n = 0.75 \times 4,570.15 \times 2,632.71$

$P_u \leq R_n$

$P_u = 2,483.04t \leq 9,023.90t$  (Conforme)

### 8.13.9.2 CORTE

El más desfavorable es la verificación por corte, por lo tanto verificamos esa condición.

#### 8.13.9.2.1 PARA EL METAL DE SOLDADURA

$$F_{nBM} = 0.60F_{Exx}$$

$$R_n = F_{nw} \times A_{we}, \text{ Ecuacion J2 - 3 del AISC}$$

$R_n$  = Resistencia nominal en juntas soldadas.

$F_{nw}$  = Tension Nominal del metal de soldadura

$A_{we}$  = Area efectiva de soldadura.

$F_{Exx}$  = Resistencia de clasificacion del metal de relleno.

Consideraremos el mismo material de relleno que el metal Base.

$$F_{nw} = 0.60F_{Exx}$$

$$R_n = 0.60F_{Exx} \times A_{we}$$

$$R_n = 0.60 \times 4,570.15 \times 2,632.71 \Rightarrow R_n = 7,219.12t$$

$$P_u \leq \phi \cdot R_n$$

$$\phi = 0.75, \text{ Tabla J2 - 5 del AISC}$$

$$P_u = 2,483.04t \leq 0.75 \times 7,219.12t$$

$$P_u = 2,483.04t \leq 5,414.34t \text{ (Conforme)}$$

## 8.14 DISEÑO DE LA CIMENTACION

### Dimensionamiento

Se ha considerado para el cálculo una sección de contacto rectangular de 10m de ancho por 12.80m de largo y 18.5m de Altura.

Peso de la superestructura en toneladas.

#### Información referencial de campo

- Altura del estribo (H) = 18.50m
- Capacidad portante del suelo ( $\delta_t = 3 \text{ kg/cm}^2$ )
- Peso unitario del suelo ( $\gamma_t = 1800 \text{ kg/cm}^2$ )
- Angulo de fricción entre el suelo y el muro ( $\delta = 33^\circ$ )
- Angulo efectivo de fricción interna ( $\theta_f = 30^\circ$ )
- Angulo de inclinación del muro con la vertical ( $\beta = 0$ )
- Angulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal ( $\theta = 90^\circ$ )
- $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (Acero de refuerzo de la Sub estructura)
- Acero del los elementos de la superestructura ASTM A572 Gr. 50

1. Calculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ):

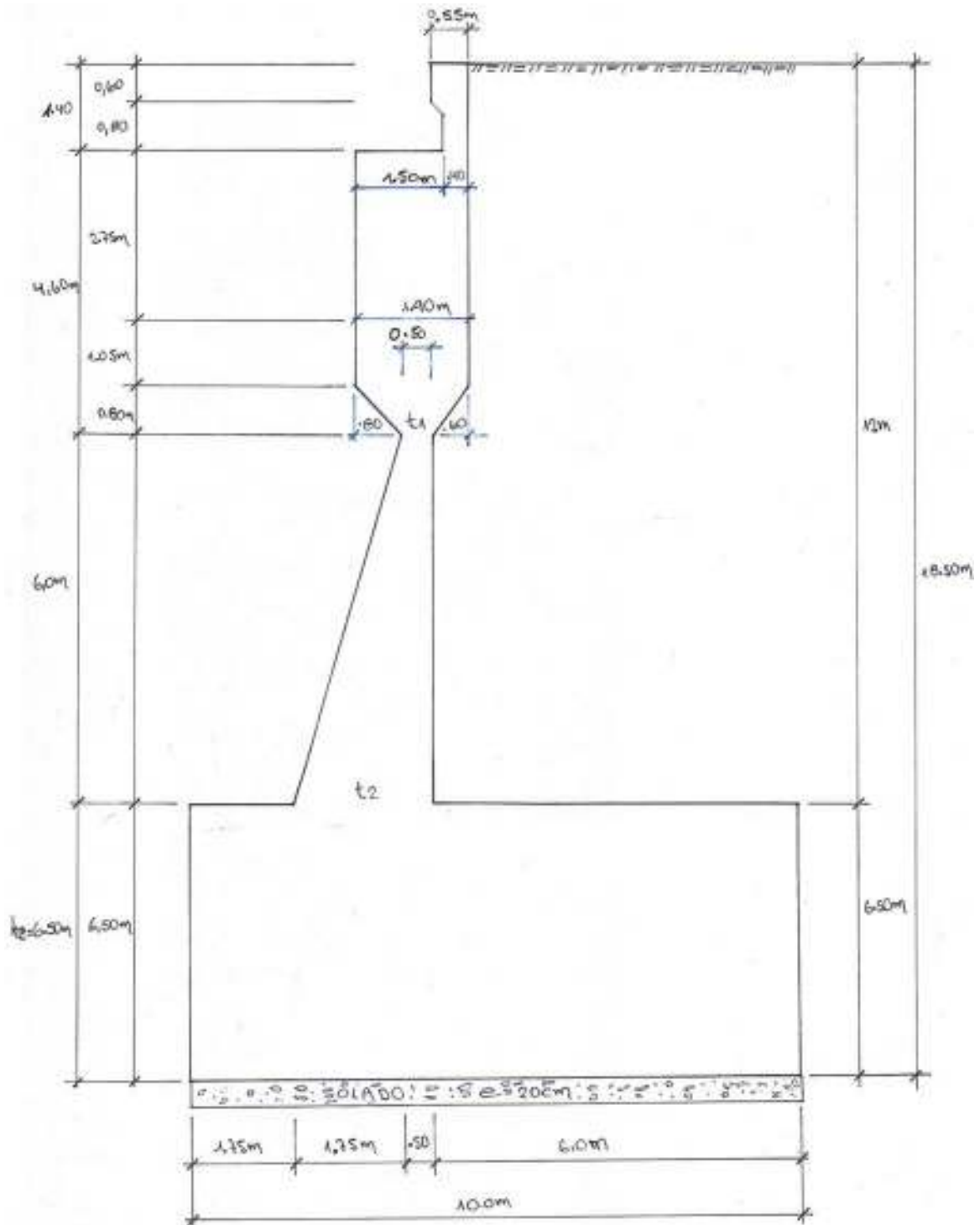
$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \theta_f)}{r \cdot \text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta)}$$

$$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\theta_f + \delta) \cdot \text{sen}(\theta_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 33) \cdot \text{sen}(30 - 0)}{\text{sen}(90 - 33) \cdot \text{sen}(90 + 0)}} \right]^2, r = 3.020$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90 + 30)}{r \cdot \sin^2 90 \cdot \sin(90 - 33)}, K_a = \frac{0.75}{3.020 \times 1 \times 0.83867056}$$

$$K_a = 0.296$$



**DIBUJO N°21: Geometría del estribo**

2. Cálculo de la fuerza de empuje del suelo (PA):

$$PA = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$PA = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 18.5^2 \times 0.296$$

$$PA = 91.175 \text{ toneladas}$$

3. Cálculo de ( $K_{AE}$ ):

$$\theta_s = \arctan\left(\frac{K_n}{1 - K_v}\right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta_s - \beta)}{\cos\theta_s \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta_s) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta_s - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_s) \cdot \cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

$$K_n = 0.10, \quad K_v = 0$$

$$K_n = \text{Coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5 \times A \approx 0.5 \times 0.20 = 0.10$$

$$K_v = \text{Coeficiente de aceleración vertical}$$

$$i = \text{Angulo de material del suelo con la horizontal}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(90 + 5.71 - 0)}{\cos 5.71 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(33 + 0 + 5.71) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(90 + 33) \cdot \sin(90 - 5.71 - 0)}{\cos(33 + 0 + 5.71) \cdot \cos(0 - 0)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{0.009898940263}{0.7764494877 \times 4.137720921}$$

$$K_{AE} = 0.0030811$$

4. Cálculo de Fuerza sísmica ( $P_{EQ}$ )

$$P_{EQ} = PA \times (K_a - K_{AE})$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot (K_a - K_{AE})$$

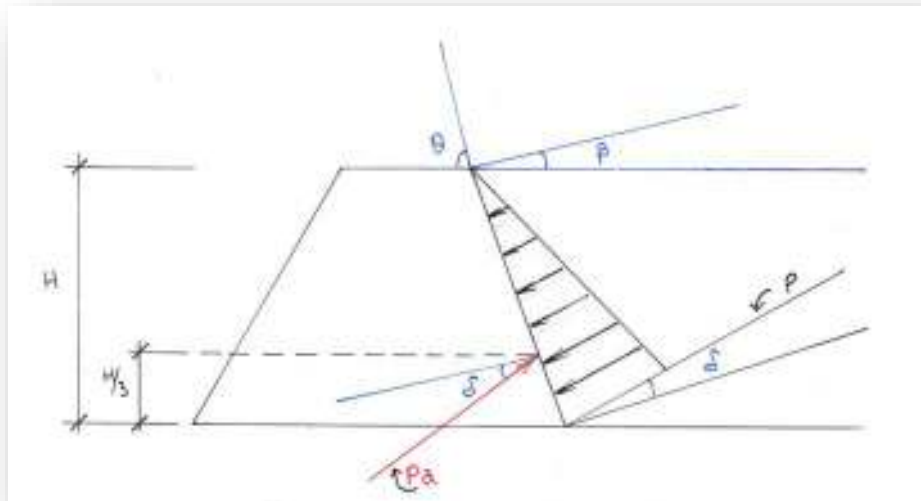
$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 1.8 \cdot 18.5^2 \cdot (0.296 - 0.0030811)$$

$$P_{EQ} = 90.226 \text{ toneladas}$$

$$P_{EQX} = P_{EQ} \cdot \cos 33^\circ$$

$$P_{EQY} = P_{EQ} \cdot \sin 33^\circ$$

$$P_{EQX} = 75.66 \text{ toneladas}, \quad P_{EQY} = 49.14 \text{ toneladas}$$



**DIBUJO N°22:** Simbología para el empuje activo de Coulomb

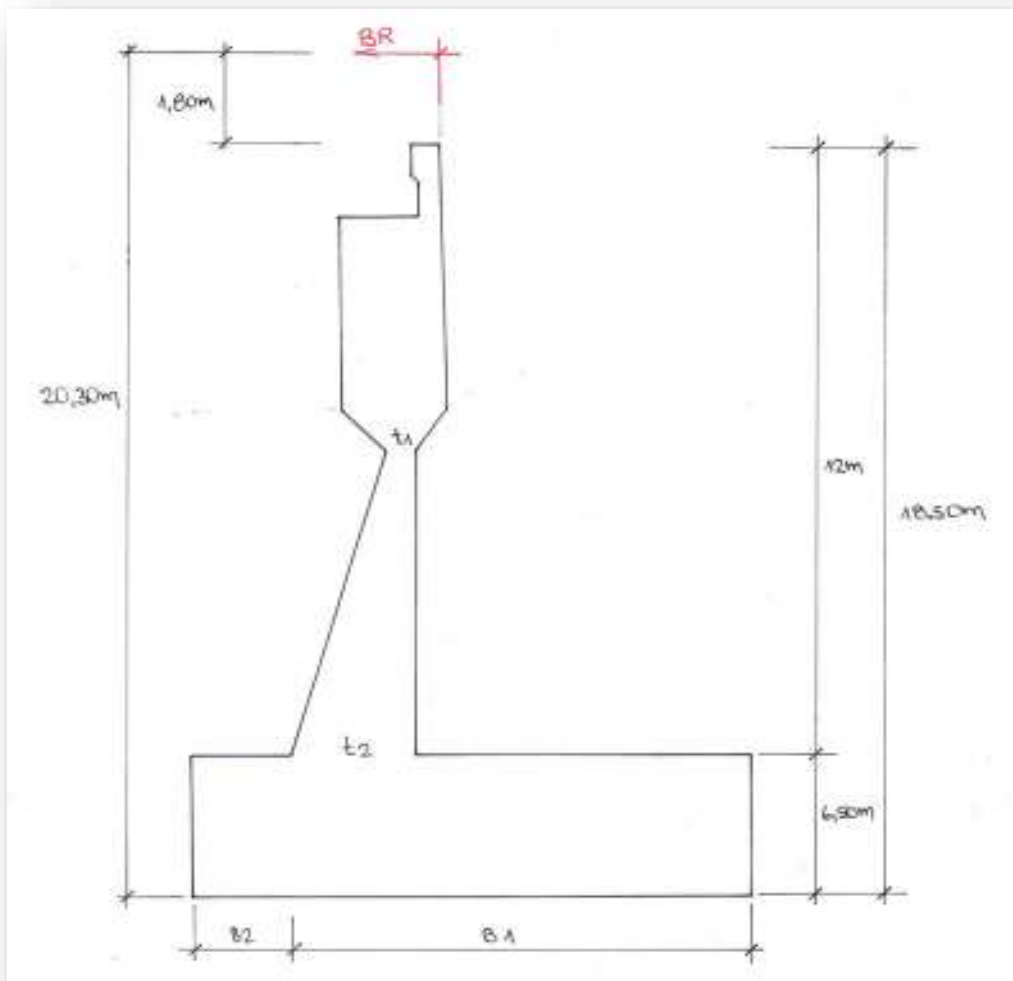
5. Calculo de la fuerza de frenado ( $B_{R1}$ )

$$B_{R1} > B_{R2} > B_{R3} > B_{R4}$$

$$B_{R1} = \frac{25\% \cdot P_{camion} \cdot N^\circ \text{ de vias} \cdot m}{lapoyos \cdot N^\circ \text{ apoyos}}$$

$$B_{R1} = \frac{25\% \times 33.2 \times 2 \times 1}{7.2 \times 2}, B_{R1} = 1.15 \text{ toneladas}$$





**DIBUJO N°23:** Fuerza de frenado

6. Calculo de cargas producidas por presión lateral del terreno ( $E_{H1}$ )

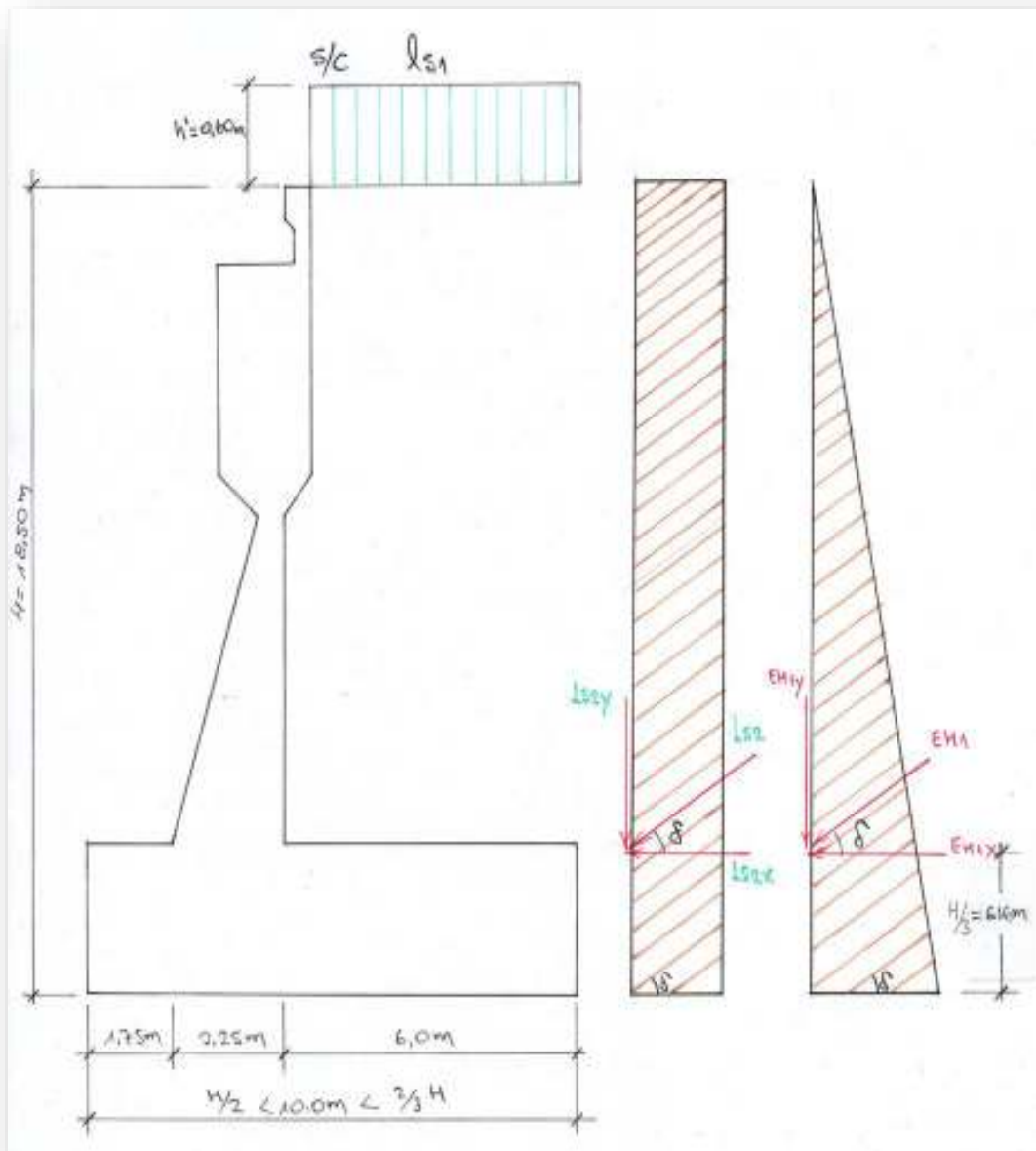
$$E_{H1} = \frac{K_a \cdot H^2 \cdot \gamma_s}{2}$$

$$E_{H1X} = E_{H1} \cdot \cos\delta, E_{H1Y} = E_{H1} \cdot \sin\delta$$

$$E_{H1} = \frac{0.296 \cdot 18.5^2 \cdot 1.8}{2}, E_{H1} = 91.17 \text{ tn}$$

$$E_{H1X} = 91.17 \cdot \cos 33^\circ, E_{H1X} = 76.46 \text{ toneladas}$$

$$E_{H1Y} = 91.17 \cdot \sin 33^\circ, E_{H1Y} = 49.65 \text{ toneladas}$$



**DIBUJO N°24:** Presiones actuantes sobre el estribo

7. Calculo de ( $L_{S1}$ )

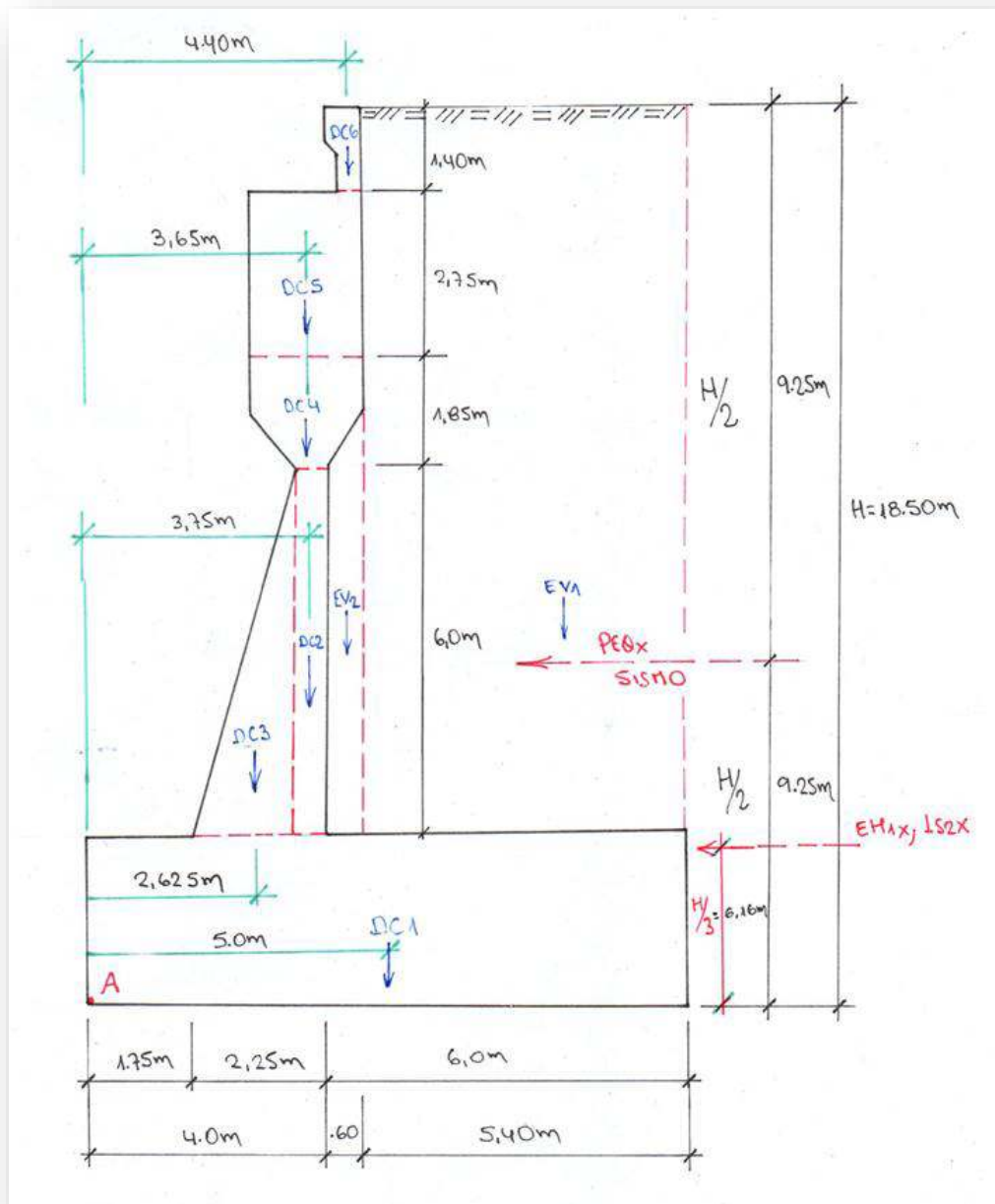
Reacción lateral del terreno debido a la altura equivalente ( $L_{S1}$ )

$$L_{S1} = h' \cdot x \cdot d \cdot \gamma_t$$

Altura equivalente por (S/C) ( $h'$ )

Altura de estribo  $\geq 6m$ ,  $h' = 0.60m$

$$L_{S1} = 0.60 \times 5.4 \times 1.8, \quad L_{S1} = 5.832 \text{ toneladas}$$



**DIBUJO N° 25:** Acción de la Fuerza sísmica

8. Calculo de ( $L_{S2}$ )

$$L_{S2} = K_a \cdot h' \cdot \gamma_s \cdot xH$$

$$L_{S2} = 0.296 \times 0.60 \times 1.8 \times 18.5$$

$$L_{S2} = 5.91 \text{ toneladas}$$

$$L_{S2X} = L_{S2} \cdot \cos \delta, \quad L_{S2Y} = L_{S2} \cdot \sin \delta$$

$$L_{S2X} = L_{S2} \cdot \cos 33^\circ, \quad L_{S2Y} = L_{S2} \cdot \sin 33^\circ$$

$$L_{S2X} = 4.95 \text{ toneladas}$$

$$L_{S2Y} = 3.21 \text{ toneladas}$$

#### 9. Calculo de Fuerza sísmica( $P_{EQX}$ )

Dato calculado en el punto 4.

$$P_{EQX} = 75.66 \text{ toneladas}$$

$$P_{EQY} = 49.14 \text{ toneladas}$$

Tomaremos en la dirección X como fuerza de sismo, por lo tanto tomaremos el valor,  $P_{EQX} = 75.66$  toneladas

#### 10. Metrado de cargas

##### **Fuerzas verticales**

Subestructura o estribo,  $A_t=1m$

$$1) D_{C1} = 6.5 \times 10 \times 2.4 = 1.56 \text{ t/m}$$

$$2) D_{C2} = 0.5 \times 6 \times 2.4 = 7.20 \text{ t/m}$$

$$3) D_{C3} = \frac{6}{2} \times 1.75 \times 2.4 = 12.60 \text{ t/m}$$

$$4) D_{C4} = 2.22 \times 2.4 = 5.328 \text{ t/m}$$

$$5) D_{C5} = 2.75 \times 1.90 \times 2.4 = 12.54 \text{ t/m}$$

$$6) D_{C6} = 0.71 \times 2.4 = 1.704 \text{ t/m}$$

Material de relleno

$$7) E_{V1} = 12 \times 5.4 \times 1.8 = 116.64 \text{ t/m}$$

$$8) E_{V2} = 6.4 \times 0.60 \times 1.8 = 6.912 \text{ t/m}$$

##### **Superestructura**

Datos tomados del CSI Bridge

$$P_{DC} = 1,138.22 \text{ toneladas}, \quad P_{DW} = 87.10 \text{ toneladas}, \quad PL_{(\delta/C)} = 335.64 \text{ toneladas}$$

Se dividirá entre toda la sección del estribo

$$A'_t = 11.60\text{m}(\text{De eje a eje de la torre}), \frac{1,138.22 \text{ toneladas}}{11.60\text{m}} = 98.12\text{t/m}$$

9)  $P_{DC} = 98.12 \text{ t/m}$

10)  $P_{DW} = 7.5 \text{ t/m}$

11)  $PL_{(S/C)} = 28.93 \text{ t/m}$

12)  $E_{H1Y} = 49.65 \text{ t/m}$

13)  $P_{EQY} = 49.14 \text{ t/m}$  (Sismo en Y)

14)  $L_{S1} = 5.832 \text{ t/m}$

15)  $L_{S2Y} = 3.21 \text{ t/m}$

### Fuerzas Horizontales

1)  $E_{H1X} = 76.46 \text{ t/m}$

2)  $L_{S2X} = 4.95 \text{ t/m}$

3)  $B_{R1} = 1.15 \text{ t/m}$

4)  $P_{EQX} = 75.66 \text{ t/m}$  (Sismo en X)

### Resumen de Fuerzas Actuantes

<b>FUERZAS VERTICALES V</b>			
CARGA	PESO (V)kg/m	BRAZO dA(m)	Mv (Kg.m/m)
DC1	156,000.00	5.00	780,000.00
DC2	7,200.00	3.75	27,000.00
DC3	12,600.00	2.63	33,075.00
DC4	5,328.000	3.65	19,447.20
DC5	12,540.00	3.65	45,771.00
DC6	1,704.00	4.40	7,497.60
Ev1	116,640.00	7.30	851,472.00
Ev2	6,912.00	4.30	29,721.60
PDC	98,120.00	3.75	367,950.00
PDW	7,500.00	3.75	28,125.00
PL(S/C)	28,930.00	3.75	108,487.50
EH1Y	49,650.00	7.30	362,445.00
PEQY	46,520.00	9.25	430,310.00
LS1	5,832.00	9.25	53,946.00
LS2y	3,210.00	7.30	23,433.00
<b>SUMA</b>	<b>558,686.00</b>		<b>3,168,680.90</b>

**TABLA N° 18:** Resumen de Fuerzas actuantes, Verticales en el estribo

## FUERZAS HORIZONTALES H

CARGA	H(Kg/m)	BRAZO dA(m)	MH(kg.m/m)
EH1x	47,000.00	6.16	289,520.00
LS2x	4,820.00	6.16	29,691.20
BR1	1,150.00	20.30	23,345.00
PEQX(Sismo x)	71,630.00	9.25	662,577.50
<b>SUMA</b>	<b>124,600.00</b>		<b>1,005,133.70</b>

**TABLA N° 19:** Resumen de Fuerzas actuantes, horizontales en el estribo

### 11. Verificación del estribo

#### Verificación de la estabilidad al Volteo

$$\frac{\sum M_{FV}}{\sum M_{FH}} \geq 1.5 \text{ o } 2$$

$$\frac{3,168,680.90}{1,005,133.70} = 3.15 \geq 2 \text{ (Conforme)}$$

#### Verificación de la estabilidad al deslizamiento

Consideramos  $f$ , de acuerdo a la tabla **3.11.5.3-1 AASHTO LRFD**, correspondiente a grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa

$$\frac{\sum F_V \cdot f}{\sum F_H} > 2$$

$$f = 0.55$$

$$f = 0.90 \cdot \tan(\theta_f), \quad f = 0.52$$

Tomaremos valor de  $f=0.55$ , por el Angulo de fricción interna de  $30^\circ$

$$\frac{558,686 \times 0.55}{124,600} = 2.46, 2.46 > 2 \text{ (Conforme)}$$

## 12. Verificación de la excentricidad

$$X_0 = \frac{(\sum M_V - \sum M_H)}{\sum F_V}$$

$$e = B/2 - X_0$$

$$B/6 > e$$

$$X_0 = \frac{(3,168,680.90 - 1,005,133.70)}{558,686.00}, X_0 = 3.87m$$

$$e = 10/2 - 3.87, e = 1.13m$$

$$10/6 = 1.67, 1.67 > 1.13m(\text{Conforme})$$

## 13. Verificación por cortante de la Pantalla

### Esfuerzo actuante

$$V_{du} = E_{H1X} + L_{S2X} + B_{R1} + P_{EQX}$$

$$V_{du} = 47,000 + 4,820 + 1,150 + 71,630$$

$$V_{du} = 124,600kg$$

### Esfuerzo actuante Último

$$V_{du} = 1.5E_{H1X} + 1.75L_{S2X} + 1.75B_{R1} + P_{EQX}$$

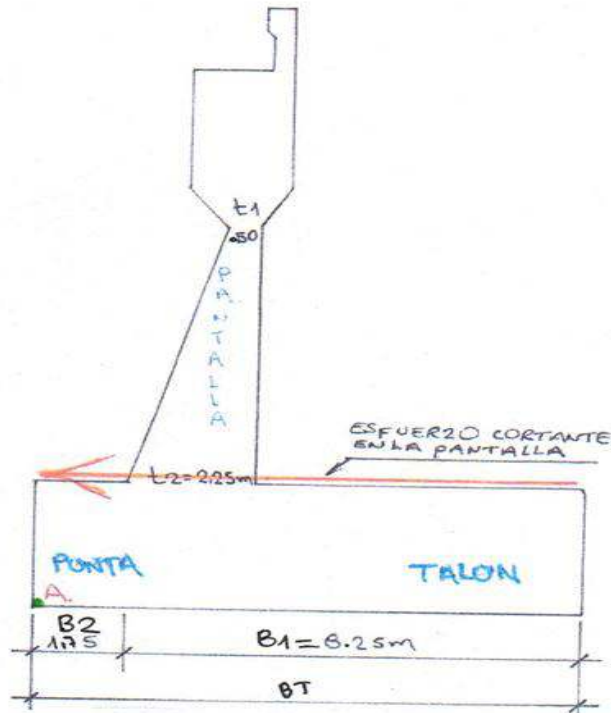
$$V_{du} = 1.5 \times 47,000 + 1.75 \times 4,820 + 1.75 \times 1,150 + 71,630$$

$$V_{du} = 152,577.50 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_U = \frac{V_{du}}{0.85}$$

$$V_U = 179,502.94, V_U = 179.47 \text{ t/m}$$



**DIBUJO N° 26:** Fuerza Cortante en la pantalla

Esfuerzo resistente

$$V_C = 0.53x\sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2}$$

$r =$  recubrimiento del acero

$$d = 225 - 2 \times 7.5 - 1.27$$

$$d = 208.73$$

$$V_C = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 208.73$$

$$V_C = 185,114.21 \text{ kg/m}, V_C = 185.11 \text{ t/m}$$

$$185.11 \text{ t/m} > 179.50 \text{ t/m}$$

$$V_C > V_U (\text{Conforme})$$

14. Presiones sobre el terreno

$$q_{1y2} = \frac{P}{BT} \left( 1 \pm \frac{6e}{BT} \right)$$



### Esfuerzo actuante

$$P = D_{C1} + D_{C2} + D_{C3} + D_{C4} + D_{C5} + D_{C6} + E_{V1} + E_{V2} + P_{DC} + P_{DW} + PL_{(S/C)}$$

$$+ E_{H1Y} + P_{EQY} + L_{S1} + L_{S2Y}$$

$$P = 558,686.00\text{kg}$$

### Esfuerzo actuante Último

$$P_U = 1.25(D_{C1} \rightarrow D_{C6}) + 1.5E_{V1} + 1.35E_{V2} + 1.25P_{DC} + 1.5P_{DW} + 1.75PL_{(S/C)}$$

$$+ 1.5E_{H1Y} + 1.0P_{EQY} + 1.75L_{S1} + 1.75L_{S2Y}$$

$$P_U = 749,852.20 \text{ kg/m}$$

$$P_U = 749.85 \text{ t/m}$$

$$q_{1y2} = \frac{749.85}{10} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.13}{10}\right)$$

$$q_{1y2} = 74.98 \pm 50.83$$

$$q_1 = 125.81 \text{ t/m} \rightarrow q_2 = 29.15 \text{ t/m}$$

$$q'b = \frac{(q_1 - q_2)(B_1 - t_2)}{BT}$$

$$q'b = \frac{(125.81 - 29.15)(8.25 - 2.25)}{10}$$

$$q'b = 57.99 \text{ t/m}$$

$$q_B = q_2 + q'b$$

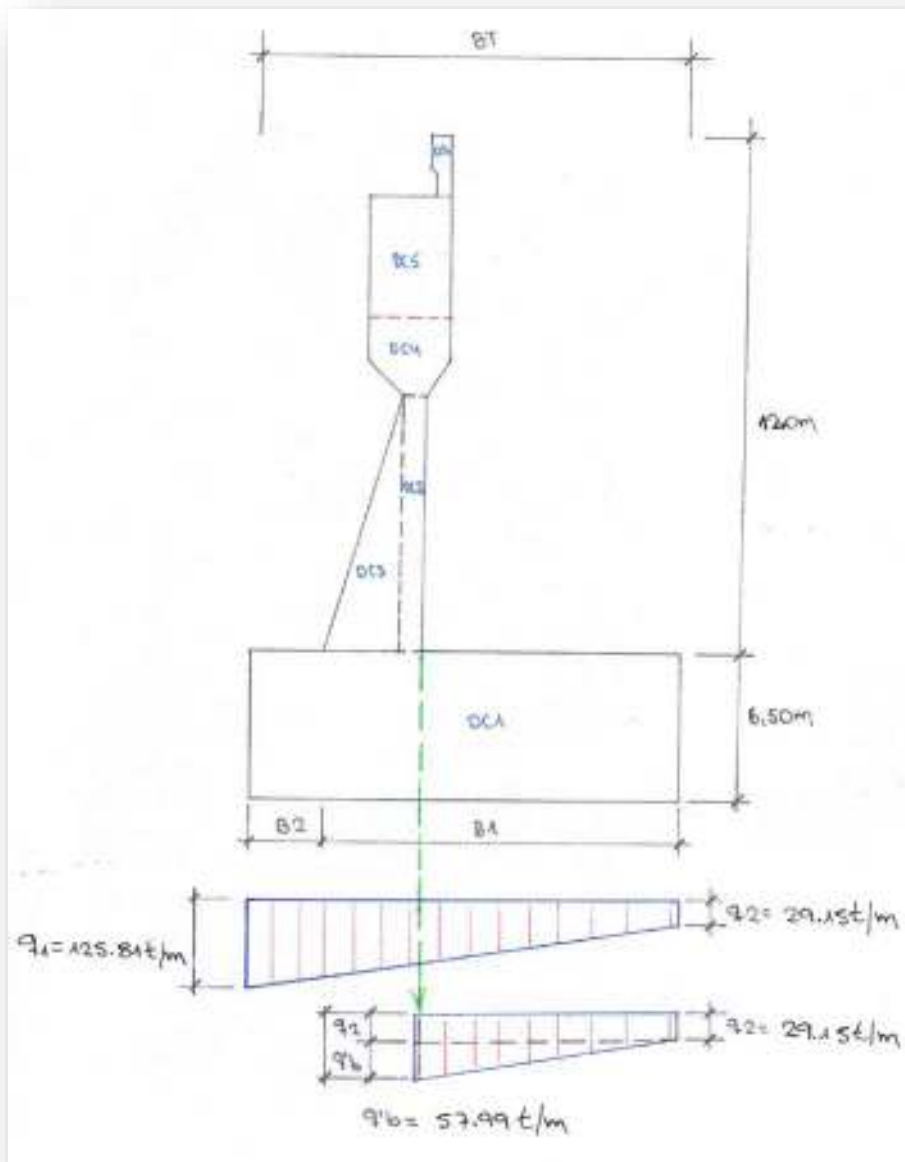
$$q_B = 29.15 + 57.99$$

$$q_B = 87.14 \text{ t/m}, A_t = 1\text{m}, q_B = 87.14 \text{ t/m}^2$$

$$q_B = 8.71 \text{ kg/cm}^2 \text{ (En la ubicacion de la cortante maxima)}$$

### **Nota:**

Tenemos una reacción sobre el suelo mayor que la capacidad portante del suelo, requiere mejorar la capacidad, con un sistema de Pilotes, hincados o perforados.



**DIBUJO N° 27:** Presión en la zona de cortante máximo del talón.

15. Verificación por cortante del talón

$$V_{Uy} = \text{Esfuerzo actuante}$$

$$V_{du} = q_B \cdot (A_t) \cdot (B_1 - t_2)$$

$$A_t = \text{Ancho tributario}$$

$$V_{du} = 87.14(1m) \cdot (8.25 - 2.25)$$

$$V_{du} = 522.84 \text{ t/m}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_{Uy} = \frac{V_{du}}{0.85}$$

$$V_{Uy} = 615.10 \text{ t/m}$$

### Esfuerzo resistente

$$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_C = 0.53x\sqrt{f'c} \text{ x b x d}$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow \phi = 1\frac{1}{2}''$$

$$d = 650 - 2x10 - 1.905$$

$$d = 628.09$$

$$V_C = 0.53x\sqrt{420} \text{ x } 100 \text{ x } 628.09$$

$$V_C = 682,216.77 \text{ kg/m}, V_C = 682.21 \text{ t/m}$$

$$682.21 \text{ t/m} > 615.10 \text{ t/m}$$

$$V_C > V_U(\text{Conforme})$$

16. Calculo del acero de refuerzo en la pantalla

$$V_U = 179.50 \text{ t/m}, V_C = 185.11 \text{ t/m}$$

$$V_C > V_U(\text{Conforme})$$

$$M_U = V_{du} \cdot \frac{H_P}{3}$$

$$M_U(3.5\text{m}) = 179.50 \text{ tn} \cdot \frac{3.5}{3} \text{ m}$$

$$M_U(3.5\text{m}) = 209.41 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U(7.0\text{m}) = 179.50 \text{ tn} \cdot \frac{7}{3} \text{ m}$$

$$M_U(7.0\text{m}) = 418.83 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U(10.60m) = 179.50tn. \frac{10.6}{3} m$$

$$M_U(10.60m) = 634.23t. m$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot \left(t - \frac{a}{2}\right)}$$

$$t - r - \frac{a}{2} = d$$

$$\frac{10.6m}{1.75m} = \frac{3.50m}{X_1}, X_1 = 0.57m \therefore t_1 = 0.57 + 0.50, t_1 = 1.07m$$

$$\frac{10.6m}{1.75m} = \frac{7.0m}{X_2}, X_2 = 1.15m \therefore t_2 = 1.15 + 0.50, t_2 = 1.65m$$

$$t_3 = 2.25m$$

$$t_1 - r - \frac{a}{2} = d_1, d_1 = 107 - 7.5 - \frac{1.25 \times 2.54}{2} \therefore d_1 = 97.91cm$$

$$t_2 - r - \frac{a}{2} = d_2, d_2 = 165 - 7.5 - \frac{1.5 \times 2.54}{2} \therefore d_2 = 157.5cm$$

$$t_3 - r - \frac{a}{2} = d_3, d_3 = 225 - 7.5 - \frac{1.5 \times 2.54}{2} \therefore d_3 = 215.59cm$$

$$A_{s1} = \frac{209.41 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \cdot (97.91)} = 56.58cm^2$$

$$56.58cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$7.91cm^2 \dots\dots\dots S(1 \frac{1}{4}')$$

$$S(1 \frac{1}{4}') = 13.98cm \approx tomaremos, S(1 \frac{1}{4}') = 13.5cm$$

$$A_{s2} = \frac{418.83 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \cdot (157.5)} = 70.35cm^2$$

$$70.35cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$11.40cm^2 \dots\dots\dots S(1 \frac{1}{2}')$$

$$S(1\frac{1}{2}) = 16.20cm \approx tomaremos, S(1\frac{1}{2}') = 16cm$$

$$A_{S3} = \frac{634.23 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \cdot (215.59)} = 77.82cm^2$$

$$77.82cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$11.40cm^2 \dots\dots\dots S(1\frac{1}{2}')$$

$$S(1\frac{1}{2}) = 14.64cm \approx tomaremos, S(1\frac{1}{2}') = 14.5cm$$

Resultados del acero principal en la Pantalla

$$M_U(3.5 + 1.4) = 209.41t.m \rightarrow A_{S1} = 56.58cm^2 \rightarrow Usar \emptyset 1\frac{1}{4} @13.5cm$$

$$M_U(7 + 1.4) = 418.83t.m \rightarrow A_{S2} = 70.35cm^2 \rightarrow Usar \emptyset 1\frac{1}{2} @16cm$$

$$M_U(10.6 + 1.4) = 624.23t.m \rightarrow A_{S3} = 77.82cm^2 \rightarrow Usar \emptyset 1\frac{1}{2} @14.5cm$$

Refuerzo de temperatura

$$A_{S_{Minimo}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

A (4.90m)

$$A_{S1_{Minimo}} = 0.0018 \times 100 \times 97.91$$

$$A_{S1_{Minimo}} = 17.62cm^2$$

$$17.62cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$2.85cm^2 \dots\dots\dots S(\frac{3}{4}')$$

$$S(\frac{3}{4}') = 16.17cm \approx tomaremos, S(\frac{3}{4}') = 16cm$$

A (8.40m)

$$A_{S2_{Minimo}} = 0.0018 \times 100 \times 157.5$$

$$A_{S2_{Minimo}} = 28.35cm^2$$

$$28.35cm^2 \dots\dots\dots 100cm$$

$$2.85cm^2 \dots\dots\dots S(\frac{3}{4}')$$

$$S(\frac{3}{4}) = 10.05cm \approx tomaremos, S(\frac{3}{4}') = 10cm$$

A (12m)

$$A_{S3\text{Minimo}} = 0.0018 \times 100 \times 215.59$$

$$A_{S3\text{Minimo}} = 38.80 \text{ cm}^2$$

$$38.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$5.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S(1')$$

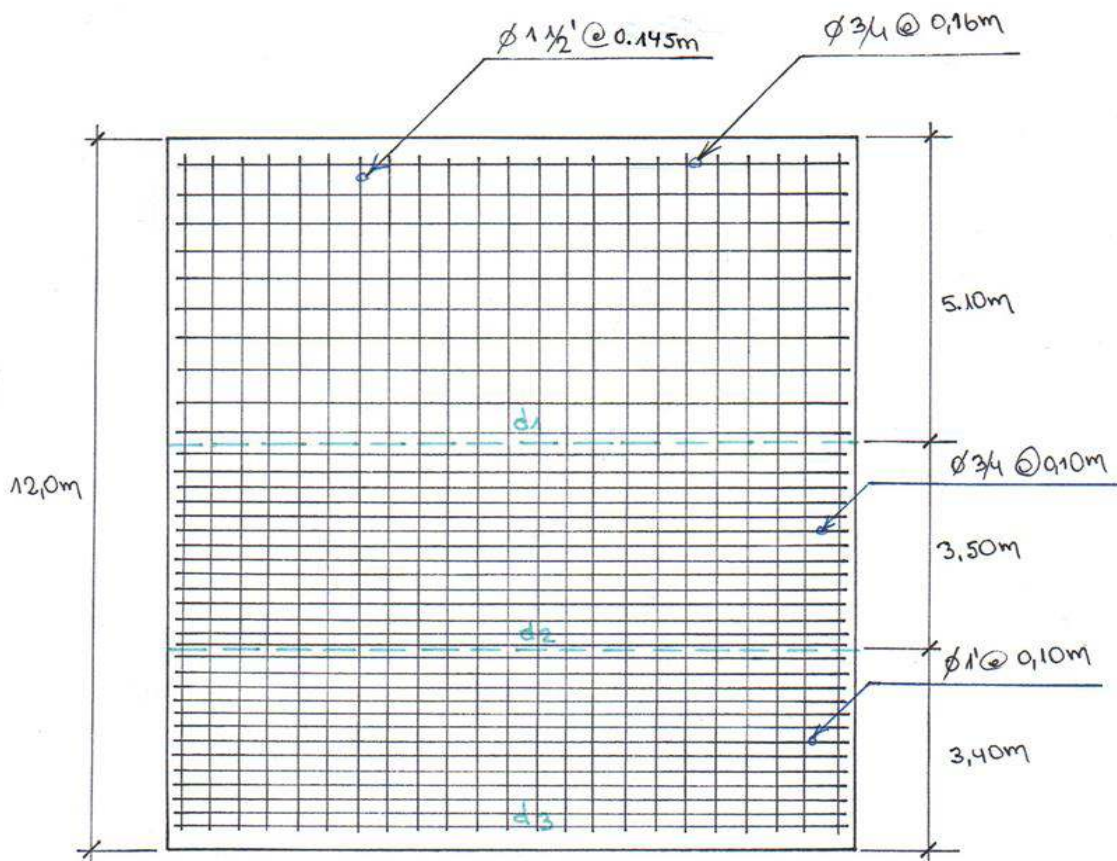
$$S(1') = 13.06 \text{ cm} \approx \text{tomaremos}, S(1') = 13 \text{ cm}$$

Resultados del acero de temperatura en la Pantalla

$$A (4.90\text{m}) \rightarrow A_{S1} = 17.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Usar } \phi \frac{3}{4} @ 0.16\text{m}$$

$$A (8.40\text{m}) \rightarrow A_{S2} = 28.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Usar } \phi \frac{3}{4} @ 0.10\text{m}$$

$$A (12\text{m}) \rightarrow A_{S3} = 38.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Usar } \phi 1' @ 0.13\text{m}$$



**DIBUJO N° 28:** Distribución del acero en la pantalla

17. Calculo de acero de refuerzo en el talón

$$P_U = \text{Esfuerzo actuante ultimo}$$

Consideraremos el mayor,  $h_z = 6.50\text{m}$  (Altura significativa)

$$P_U = 749,852.20 \text{ kg/m}$$

$$P_U = 749.85 \text{ t/m}$$

$$P_U = 749.85 \text{ t.m}$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow r = 10\text{cm}(\text{recubrimiento}) \rightarrow \phi = 1'$$

$$d = 650 - 2 \times 10 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 628.73\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot (d)}$$

$$A_s = \frac{749.85 \times 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot (628.73)}$$

$$A_s = 31.55\text{cm}^2$$

$$31.55\text{cm}^2 \dots\dots\dots 100\text{cm}$$

$$5.07\text{cm}^2 \dots\dots\dots S(1')$$

$$S(1') = 16.06\text{cm} \approx \text{tomaremos}, S(1') = 16\text{cm}$$

**Acero mínimo**

$$A_{s_{\text{Mínimo}}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow r = 10\text{cm}(\text{recubrimiento}) \rightarrow \phi = 1\frac{1}{2}'$$

$$d = 650 - 2 \times 10 - \frac{3.81}{2}$$

$$d = 628.09\text{cm}$$

$$A_{S_{\text{Minimo}}} = 0.0018 \times 100 \times 628.73$$

$$A_{S_{\text{Minimo}}} = 113.17 \text{ cm}^2$$

$$113.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$11.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S\left(1\frac{1}{4}\right)$$

$$S\left(1\frac{1}{2}\right) = 10.07 \text{ cm} \approx \text{tomaremos}, S\left(1\frac{1}{2}\right) = 10 \text{ cm}$$

$A_{S_{\text{Minimo}}} > A_{S_{\text{Calculado}}}$  (Tomaremos el Mayor entre ambos)

### Refuerzo de temperatura

$$A_{S_{\text{Minimo}}} = 0.0015 \cdot b \cdot d \text{ (MTC - Pag 177)}$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow r = 10 \text{ cm (recubrimiento)} \rightarrow \phi = 1\frac{1}{2}$$

$$d = 650 - 2 \times 10 - \frac{3.81}{2}$$

$$d = 628.09 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{Minimo}}} = 0.0015 \times 100 \times 628.09$$

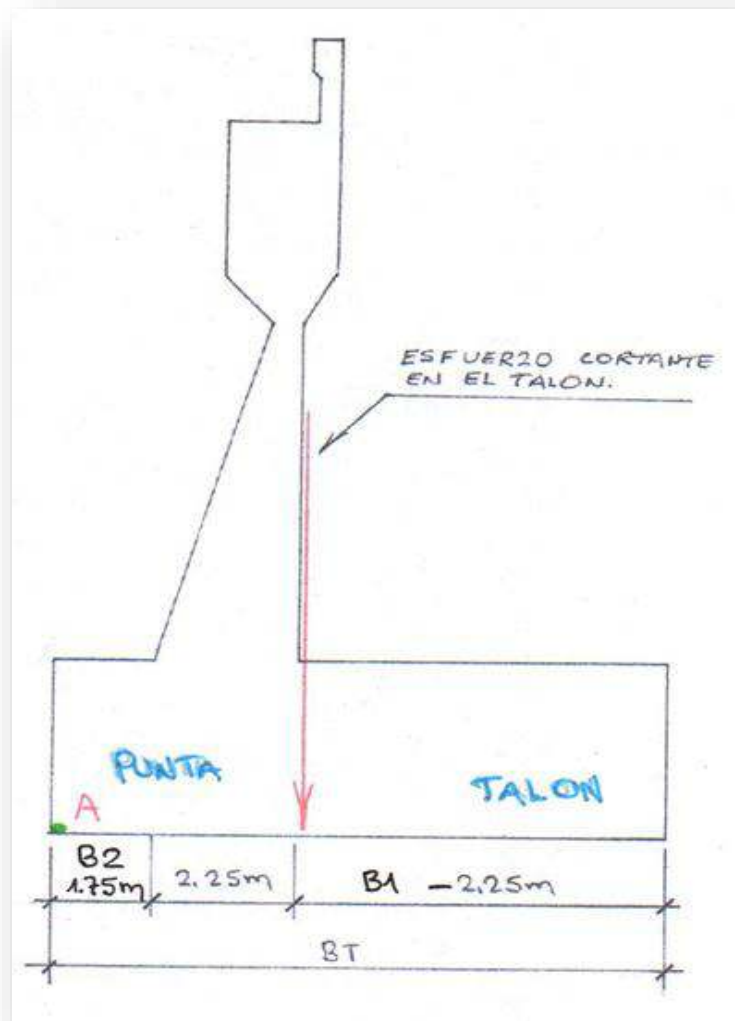
$$A_{S_{\text{Minimo}}} = 94.21 \text{ cm}^2$$

$$94.21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

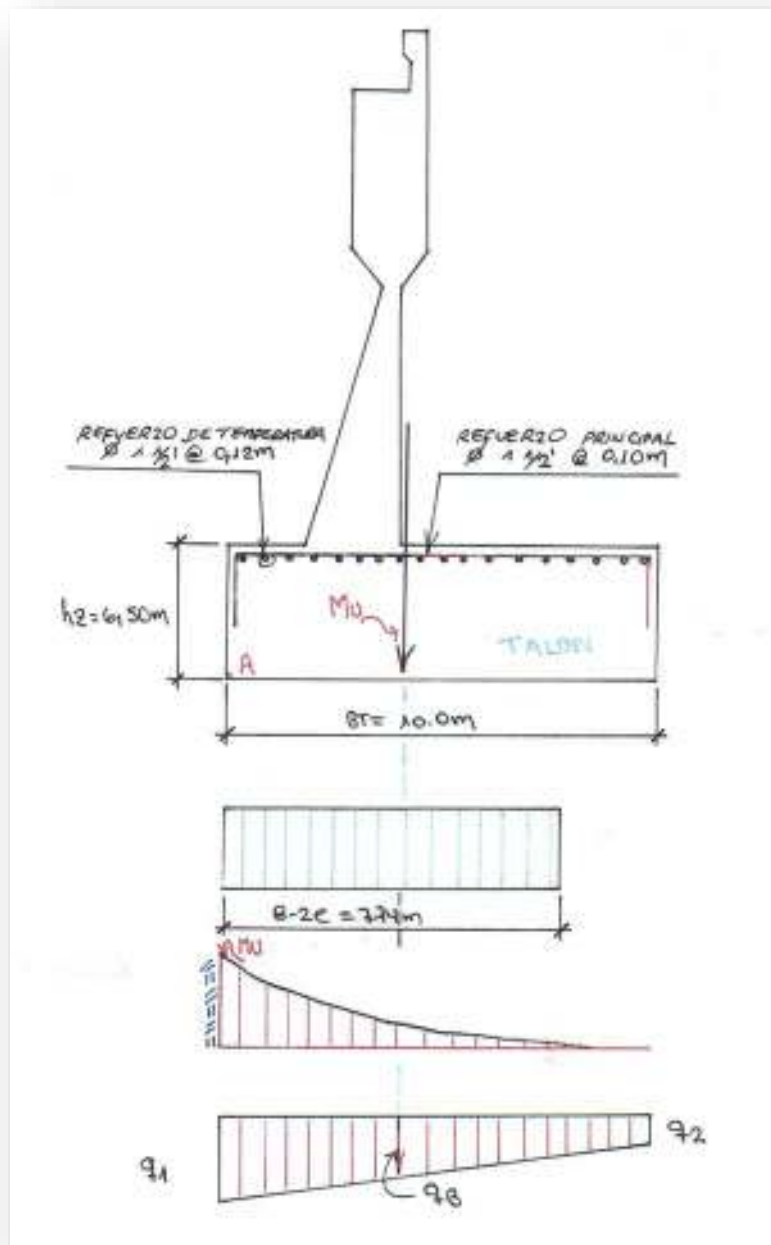
$$11.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S\left(1\frac{1}{2}\right)$$

$$S\left(1\frac{1}{2}\right) = 12.10 \text{ cm} \approx \text{tomaremos}, S\left(1\frac{1}{2}\right) = 12 \text{ cm}$$





**DIBUJO N° 29:** Fuerza Cortante en el talón



**DIBUJO N° 30:** Distribución de presiones en la base

18. Calculo del acero de refuerzo en la punta

$$M_U = q_U \cdot \frac{l_p^2}{2}, q_U = \text{Dato traído del punto 14.}$$

$$M_U = 125.81 \cdot \frac{(1.75)^2}{2}$$

$$M_U = 192.64 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot (d)}$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow r = 10\text{cm}(\text{recubrimiento}) \rightarrow \phi = 1\frac{1}{2}'$$

$$d = 650 - 2 \times 10 - \frac{3.81}{2}$$

$$d = 628.09\text{cm}$$

$$A_s = \frac{192.64 \times 10^5}{0.90.4200. (628.09)}$$

$$A_s = 8.11\text{cm}^2$$

$$8.11\text{cm}^2 \dots\dots\dots 100\text{cm}$$

$$5.07\text{cm}^2 \dots\dots\dots S(1')$$

$$S(1') = 62.5\text{cm} \approx \text{tomaremos}, S(1') = 62\text{cm}$$

Acero mínimo

$$A_{s_{\text{Mínimo}}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$d = h_z - 2r - \frac{\phi}{2} \rightarrow r = 10\text{cm}(\text{recubrimiento}) \rightarrow \phi = 1\frac{1}{2}'$$

$$d = 650 - 2 \times 10 - \frac{3.81}{2}$$

$$d = 628.09\text{cm}$$

$$A_{s_{\text{Mínimo}}} = 0.0018 \times 100 \times 628.09$$

$$A_{s_{\text{Mínimo}}} = 113.05\text{cm}^2$$

$$113.05\text{cm}^2 \dots\dots\dots 100\text{cm}$$

$$11.40\text{cm}^2 \dots\dots\dots S\left(1'\frac{1}{4}\right)$$

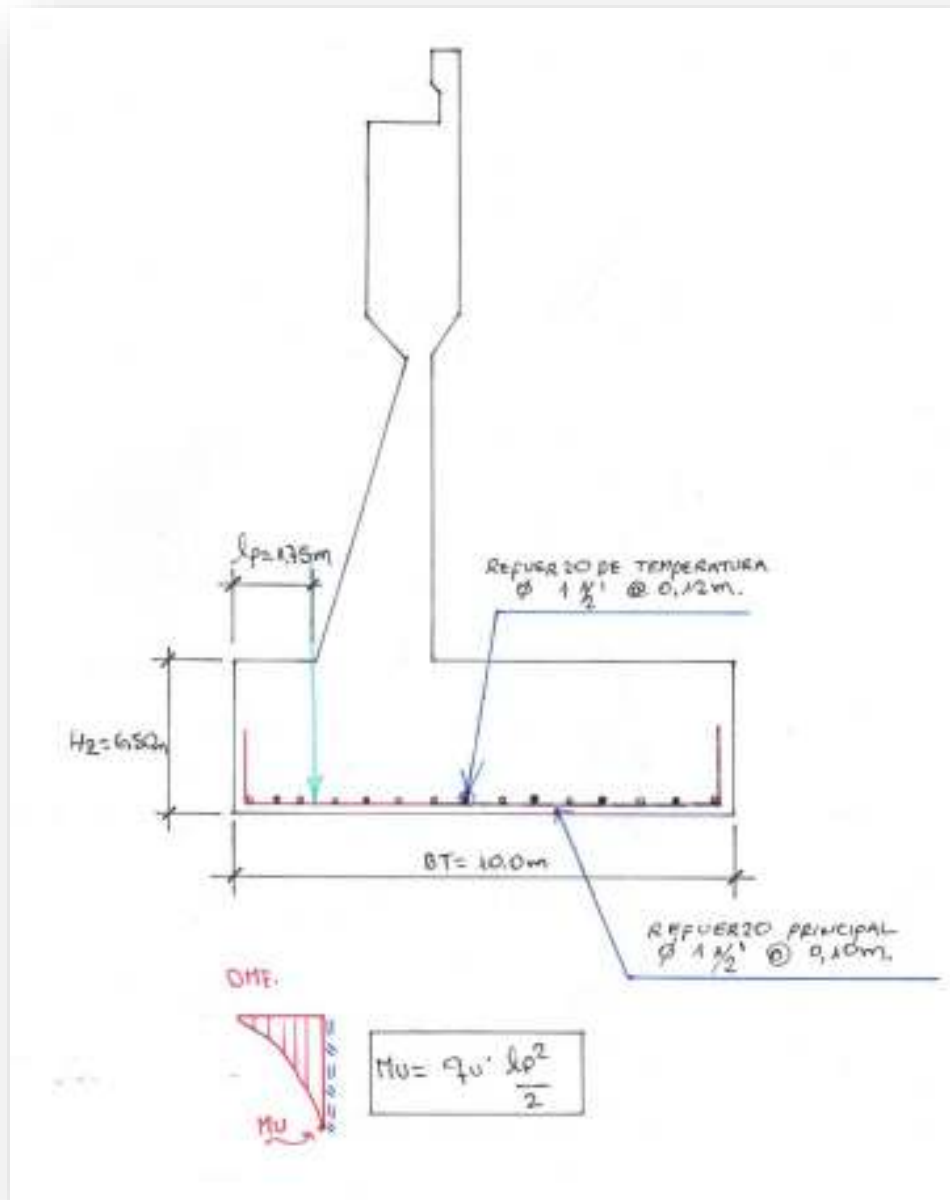
$$S\left(1\frac{1}{2}'\right) = 10.08\text{cm} \approx \text{tomaremos}, S\left(1\frac{1}{2}'\right) = 10\text{cm}$$

$$A_{s_{\text{Mínimo}}} > A_{s_{\text{calculado}}} (\text{Tomaremos el mayor entre ambos})$$

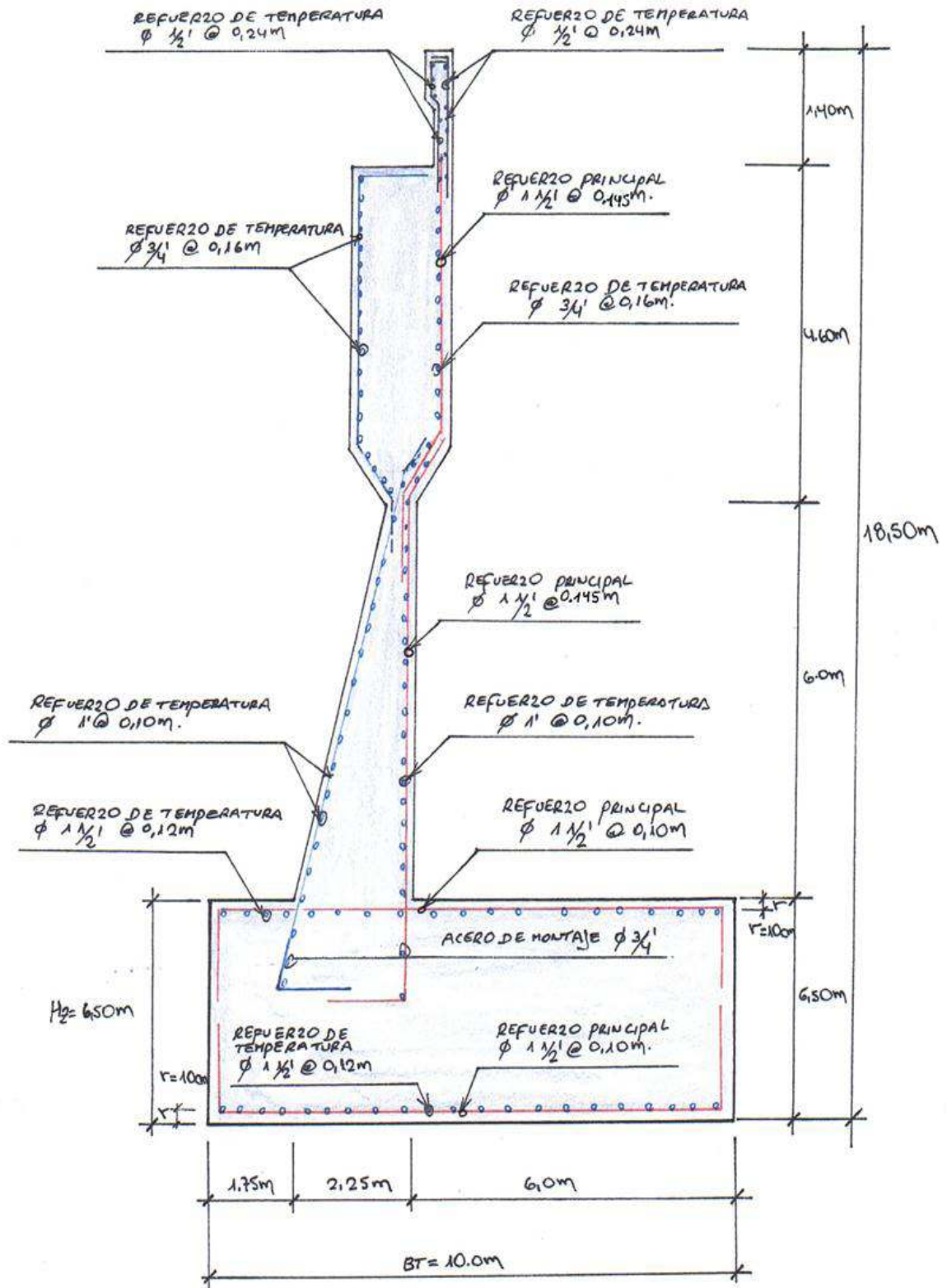
## Refuerzo de temperatura

Del cálculo anterior se obtiene el mismo resultado.

$$s\left(1\frac{1}{2}'\right) = 12.10\text{cm} \approx \text{tomaremos}, s\left(1\frac{1}{2}'\right) = 12\text{cm}$$



**DIBUJO N° 31:** Momento máximo en la punta



DIBUJO N° 32: Resultado de la distribución del acero.

## **9.- SISMICIDAD**

Se ha calculado un espectro de diseño según RNE E-030 del 23 de mayo del 2006, Reglamento nacional de edificaciones, dicha norma referida solo a las edificaciones, sin embargo tomaremos como referente para un análisis dinámico valores que se encuentran contemplados en dicha norma y el Manual de diseño de puentes del 2003, MTC-Perú, en su artículo 2.12.

## **10.- MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA**

### **10.1 SUPERESTRUCTURA**

Debemos tener en cuenta lo siguiente antes de pasar al modelamiento de un puente, todos los parámetros ya señalados en la teoría y tener siempre presentes todos los conocimientos antes de plantear el diseño y saber interpretar los resultados obtenidos luego del diseño estructural del puente colgante u otro tipo de puente que se quiera diseñar.

Los programas de análisis estructural son una herramienta en la actualidad, ya que con estas se pueden modelar estructuras completas o elementos modulares para el buen funcionamiento de dichas estructuras; los programas de análisis se deben de tomar como una herramienta complementaria que ayuda obtener con mayor rapidez el cálculo de los elementos para el diseño de las estructuras, teniendo en cuenta la optimización del uso de cada elemento, viendo que los resultados sean los esperados.

#### **1. ELEMENTOS SOLICITADOS A CORTANTE**

Los elementos como columnas, vigas, placas, losas deberán estar diseñadas para resistir las Fuerzas que actuarán sobre ella, cuando el elemento estructural es sometido a cargas, como son la del peso de toda la estructura o parte de la zona a ser analizada, que para el caso está dado por la siguiente fórmula,

$MU = DC + 1DW + 1(LL + IM)$ , en su comportamiento estático, cuando tenemos la estructura sometida a viento la fórmula será:

$$MU = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM) + 1.20TU + 1FFv$$

## 2. ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESION

La compresión ocurre cuando dos fuerzas actúan en la misma dirección y sentido contrario haciendo que el elemento se acorte y se deforme. Cada pieza falla bajo diferente magnitud de carga. La cantidad de carga bajo la cual falla un elemento en compresión depende del tipo de material, la forma del elemento y la longitud de la pieza.

El problema es que si se presionan dos extremos de una barra delgada la misma no permanece recta, se acorta y se flexiona fuera de su eje (PANDEO).

Los miembros en compresión, tales como las columnas, están sujetos principalmente a carga axiales. Entonces, las tensiones principales en un miembro comprimido son las tensiones normales.

La falla de un miembro en compresión, tiene que ver con la resistencia, la rigidez del material y la geometría (relación de esbeltez) del miembro. La consideración de columna corta, intermedia o larga depende de estos factores.

Leonhard Euler, estableció la carga crítica de pandeo de una columna comprimida axialmente que verifica las siguientes hipótesis.

- Las deformaciones son lo suficientemente pequeñas.
- El material cumple indefinidamente la Ley de Hooke, así como las hipótesis de Navier.
- El eje de la pieza es matemáticamente recto y la carga  $P$  de compresión está exactamente centrada.
- La pieza se encuentra en sus extremos perfectamente articulada, sin rozamientos y con los desplazamientos impedidos en la dirección perpendicular a la directriz de la barra que es de sección constante en toda su longitud, cuadrada o circular.
- La pieza se encuentra en un estado tensional neutro, sin tensiones residuales o de cualquier tipo.

## 3. ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION Y FLEJO COMPRESION

Casi todos los miembros de una estructura están solicitados a una combinación de momento y carga axial. Cuando la magnitud de alguna de ellas es relativamente pequeña, su efecto se desprecia y el miembro se diseña como una viga, una columna axialmente cargada o un miembro a tracción. En muchas

situaciones ningún efecto puede despreciarse y el diseño debe considerar el comportamiento del miembro bajo carga combinada, este diseño se indicó en los puntos anteriores de esta tesis.

Como la flexión forma parte del juego, todos los factores considerados en ella aplican, particularmente los relacionados con estabilidad (pandeo lateral-torsional y pandeo local de miembros a compresión). Cuando la flexión se combina con tracción axial, se reduce la posibilidad de inestabilidad y la cedencia usualmente gobierna el diseño. Para el caso de flexión combinada con compresión axial se incrementa la posibilidad de inestabilidad; además cuando está presente la compresión axial, aparece un momento flector secundario, igual a la fuerza de compresión por el desplazamiento, la cual a su vez es función de la magnitud del momento.

Un miembro en flexión está sometido a cargas perpendiculares a su eje, las que pueden incluir momentos puntuales aplicados en el tramo o los extremos del elemento. Estas cargas generan momentos flectores y corte en el miembro.

#### 4. SOFTWARE DE DISEÑO CSI BRIDGE 2015 V 17.2

Para el caso específico se usó software de análisis estructural que integra métodos matriciales y análisis por elementos finitos con una sofisticada interfaz de usuario intuitiva. Desde el objeto 3D modelado se puede someter a la estructura a una gran variedad de análisis. Funciones integradas de diseño de código o diseño por normas, pueden generar automáticamente cargas de viento, sismo, entre otros. Avanzadas técnicas de análisis permiten el análisis paso a paso, de grandes deformaciones, métodos de Eigen y Ritz vectores basados en la rigidez de los casos no lineal, el análisis de pandeo, el análisis de materiales no lineales, con bisagras de fibra, de varias capas elemento shell no lineal, el análisis de pandeo, el análisis de colapso progresivo, los métodos de energía para el control de la deriva, amortiguadores dependiente de la velocidad, la base de los aisladores, la plasticidad de apoyo y el análisis no lineal de construcción segmentaria. Los análisis no lineales pueden ser estáticos o de historia vs tiempo, con opciones para el análisis no lineal FNA (Fast nonlinear analysis) tiempo dinámica y la integración directa.



## 5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

El modelamiento estructural consiste en la representación del comportamiento físico de la estructura en el software de análisis estructural.

Con los conocimientos y experiencias previas sobre el montaje real de estructura se trata de aproximar lo más certeramente posible todos y cada una de las características físicas del modelo proyectado al modelo de cálculo estructural.

Se basa en un modelo lineal de elementos llamados "Frames" que poseen las características de resistencia mecánica para los cuales fueron previamente asignados; distinguiéndose claramente elementos de tipo viga, columna, cobertura, etc.

## 6. ELEMENTOS A UTILIZAR EN EL MODELAMIENTO

La representación de los elementos para el análisis está basados en elementos de secciones indicadas, y determinadas según los requerimientos para su comportamiento ideal llámese resistencias y deformaciones.

De acuerdo al software CSI son llamados como sigue:

### **Elementos tipo Frame**

Frame, para el caso de los elementos como son los perfiles, reticulados en un espacio tridimensional, el tipo de estructura corresponde a armadura, solo trabajara a tensión o tracción y cortante.

El elemento frame llevado al modelamiento tridimensional, las revisiones del cálculo estructural incluyen diseño a flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformación por corte bi axial y su comportamiento a la variación de temperatura.

El elemento es modelado como una recta que conecta dos puntos y cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para poder obtener las propiedades del elemento en mención.

Los elementos pueden ser prismáticos o no prismáticos, la formulación no prismática permite a la longitud del elemento ser dividida en un número de elementos sobre los cuales se puede variar las propiedades, la variación de la rigidez flexionante puede ser lineal parabólica o cubica sobre cada segmento de

la longitud, las propiedades axiales torsionales de corte masa y peso varían linealmente sobre cada segmento.

Cada elemento frame puede ser sometido a cargas del tipo gravedad, en cualquier dirección, múltiples cargas concentradas, múltiples cargas distribuidas, cargas producidas por cables pre esforzados y cargas debido a cambios de temperatura.

Las fuerzas internas son absorbidas por cada elemento integrante de la estructura, en cada vértice o nudo de la estructura modelada el cual será definida por el calculista.

### **Elementos tipo Shell**

Para el caso del asfalto y la losa (Deck) se representa por los elementos tipo Shell.

Este tipo de elemento estará sometido a cortante, carga de compresión y flexión más los efectos producidos por variación de temperatura.

### **Elemento tipo Cable**

El cable principal y las péndolas son denominados tipo cables y están sometidos al esfuerzo de tracción o tensión, tanto las péndolas como el cable principal, no son sometidos a compresión por su geometría y característica.

## **7. NUDOS DE CONECTIVIDAD**

Los nudos de conectividad es el punto de encuentro de dos o más elementos con sus propias coordenadas  $(i,j,z)$  o  $(x,y,z)$  para cada nudo cuando se trata de un modelo tridimensional, las coordenadas de cada nudo serán ordenadas para su correcto ensamblaje en la matriz general.

## **8. GRADOS DE LIBERTAD**

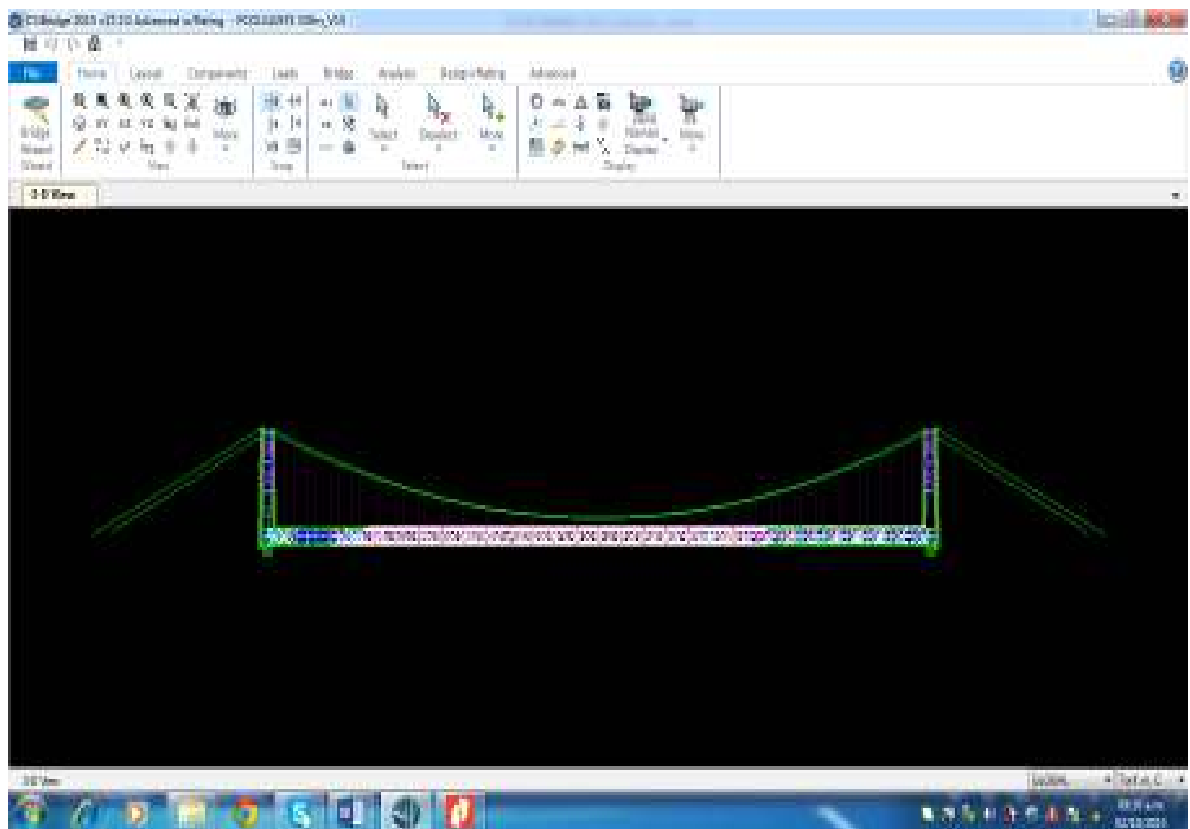
El elemento frame, en el modelo 3D de una estructura que no se trate de armadura, activa 9 grados de libertad en cada nudo, eliminando 3 grados de libertad obtenemos 6 grados de libertad, en el caso de armaduras en 2D se activan 2 grados de libertad, llamados axial y cortante, estos se dan en

los casos de tijerales, celosías, si consideramos un análisis 3D en las armaduras se activan todos los grados de libertad siendo así obtendríamos 3 grados de libertad de desplazamiento más 3 grados de libertad de rotación alrededor de su eje.

## 9. SISTEMA DE COORDENADAS

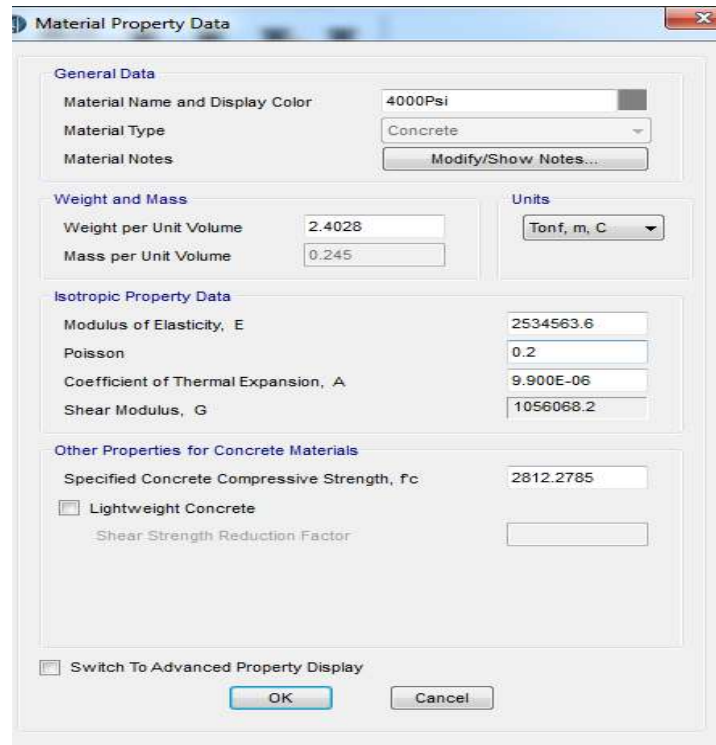
Cada elemento frame tiene su propio sistema de coordenadas locales, para poder ser analizado elemento por elemento, luego será llevado al sistema de coordenadas globales, para su ensamblaje completo de los elementos integrantes de la estructura analizada, para obtener resultados finales de desplazamiento, esfuerzos de tensión y compresión para cada elemento según sea el caso.

### 10.1.1 Modelo Geométrico



## 10.1.2 Materiales

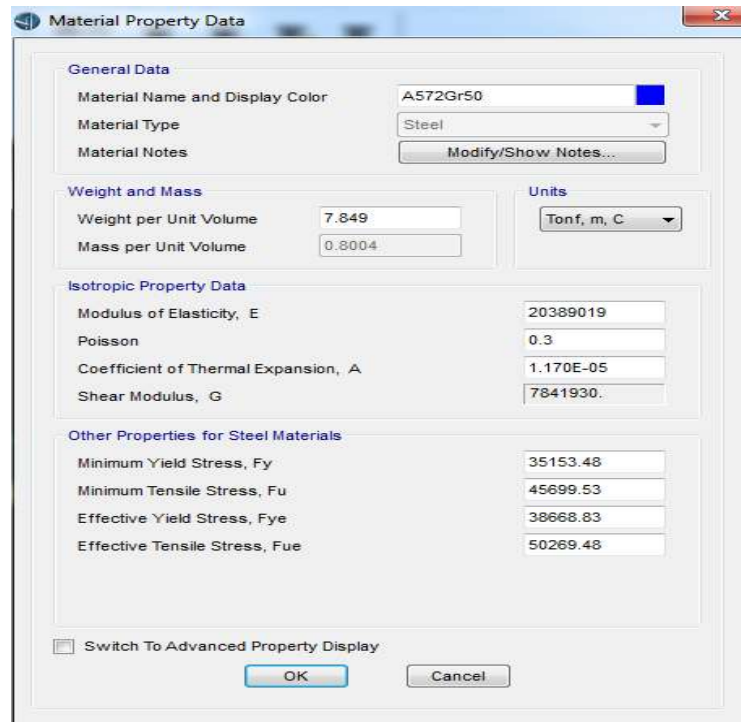
### 10.1.2.1 Concreto $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$



The dialog box 'Material Property Data' is configured for Concrete. The 'Material Name and Display Color' is '4000Psi' with a grey color swatch. The 'Material Type' is 'Concrete'. The 'Material Notes' field is empty with a 'Modify/Show Notes...' button. Under 'Weight and Mass', 'Weight per Unit Volume' is 2.4028 and 'Mass per Unit Volume' is 0.245. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Isotropic Property Data', 'Modulus of Elasticity, E' is 2534563.6, 'Poisson' is 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' is 9.900E-06, and 'Shear Modulus, G' is 1056068.2. Under 'Other Properties for Concrete Materials', 'Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ ' is 2812.2785. There is an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete' and a disabled 'Shear Strength Reduction Factor' field. At the bottom, there is an unchecked checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Property	Value
Material Name and Display Color	4000Psi
Material Type	Concrete
Material Notes	
Weight per Unit Volume	2.4028
Mass per Unit Volume	0.245
Units	Tonf, m, C
Modulus of Elasticity, E	2534563.6
Poisson	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	1056068.2
Specified Concrete Compressive Strength, $f_c$	2812.2785
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduction Factor	

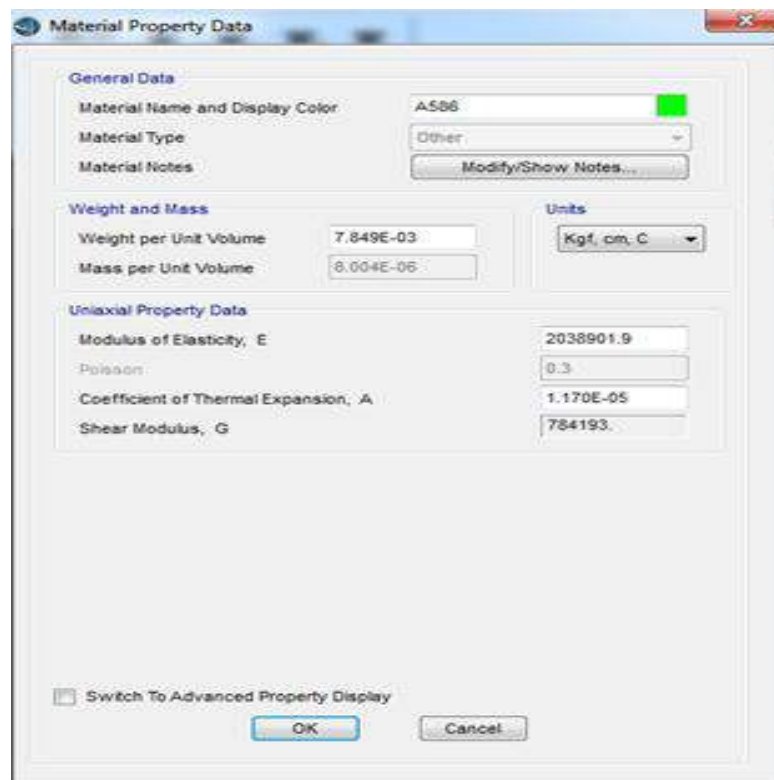
### 10.1.2.2 Acero estructural A572 Gr50



The dialog box 'Material Property Data' is configured for Steel. The 'Material Name and Display Color' is 'A572Gr50' with a blue color swatch. The 'Material Type' is 'Steel'. The 'Material Notes' field is empty with a 'Modify/Show Notes...' button. Under 'Weight and Mass', 'Weight per Unit Volume' is 7.849 and 'Mass per Unit Volume' is 0.8004. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Isotropic Property Data', 'Modulus of Elasticity, E' is 20389019, 'Poisson' is 0.3, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' is 1.170E-05, and 'Shear Modulus, G' is 7841930. Under 'Other Properties for Steel Materials', 'Minimum Yield Stress,  $F_y$ ' is 35153.48, 'Minimum Tensile Stress,  $F_u$ ' is 45699.53, 'Effective Yield Stress,  $F_{ye}$ ' is 38668.83, and 'Effective Tensile Stress,  $F_{ue}$ ' is 50269.48. At the bottom, there is an unchecked checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

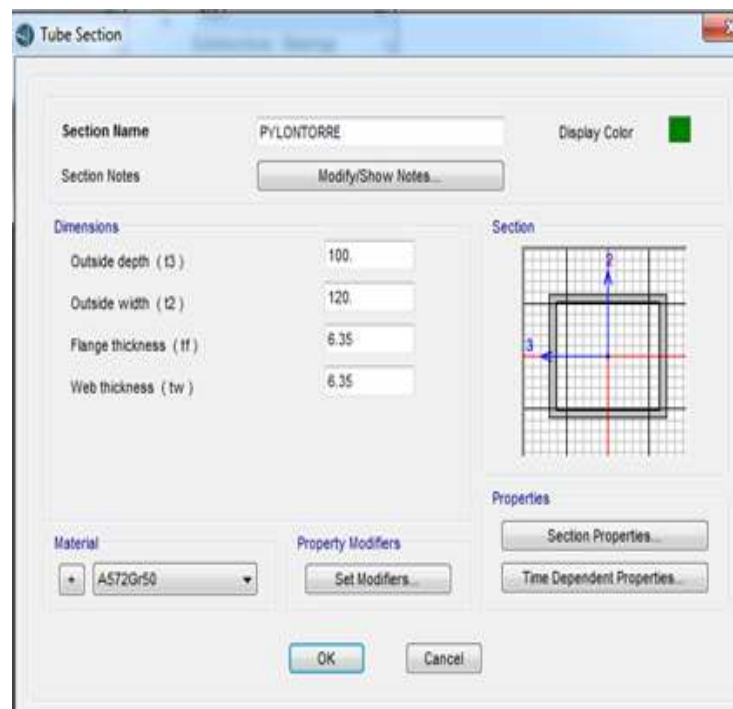
Property	Value
Material Name and Display Color	A572Gr50
Material Type	Steel
Material Notes	
Weight per Unit Volume	7.849
Mass per Unit Volume	0.8004
Units	Tonf, m, C
Modulus of Elasticity, E	20389019
Poisson	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	7841930
Minimum Yield Stress, $F_y$	35153.48
Minimum Tensile Stress, $F_u$	45699.53
Effective Yield Stress, $F_{ye}$	38668.83
Effective Tensile Stress, $F_{ue}$	50269.48

### 10.1.2.3 Cable de hebra estructural A 586

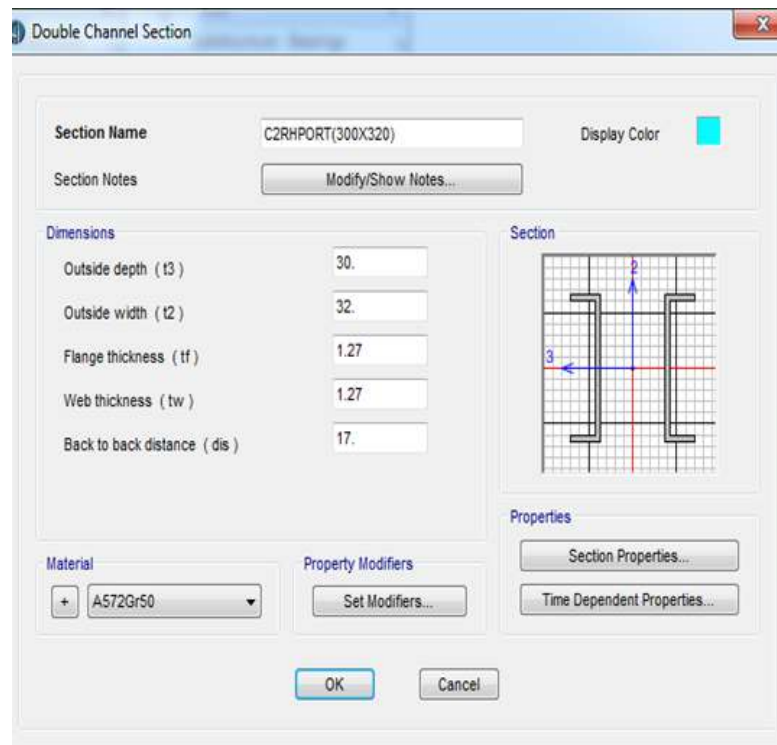


### 10.1.3 Elementos tipo frame en la Súper estructura

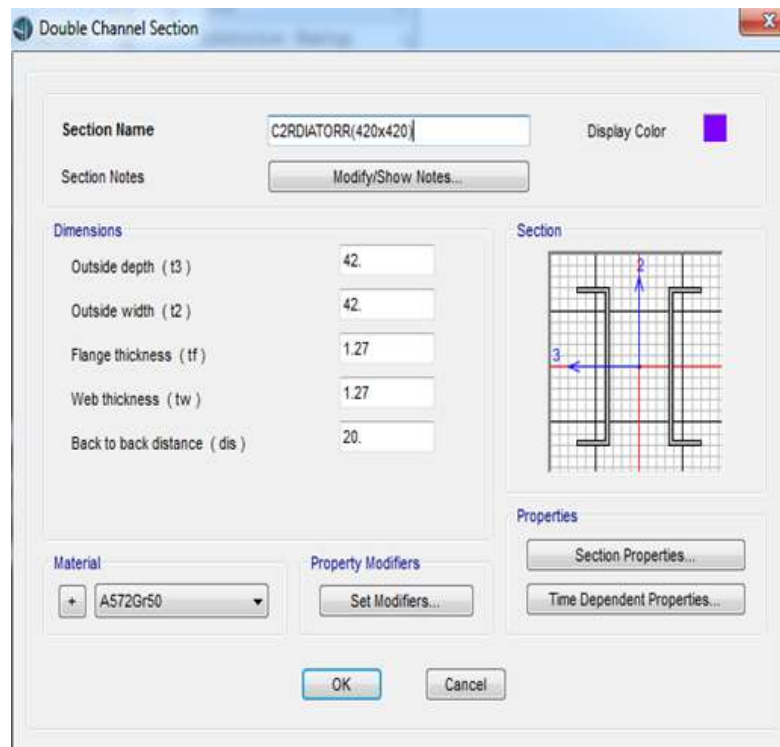
#### 10.1.3.1 Pylon o Torre (cm)



### 10.1.3.2 Refuerzo horizontal en la Torre (cm)



### 10.1.3.3 Refuerzo diagonal en la Torre (cm)



#### 10.1.3.4 Elemento tipo cable, Cable principal (cm)

The screenshot shows the 'Cable Section Data' dialog box. The 'Cable Section Name' is 'CPRIN A586(9.52X4)'. The 'Section Notes' field has a 'Modify/Show...' button. Under 'Cable Material', the 'Material Property' is 'A586'. In the 'Cable Properties' section, 'Specify Cable Diameter' is selected with a value of 38.1. Other properties include 'Specify Cable Area' (1140.0918), 'Torsional Constant' (206871.09), 'Moment of Inertia' (103435.54), and 'Shear Area' (1026.0826). The 'Units' are set to 'Tonf, cm, C' and the 'Display' checkbox is checked. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Property	Value
Specify Cable Diameter	38.1
Specify Cable Area	1140.0918
Torsional Constant	206871.09
Moment of Inertia	103435.54
Shear Area	1026.0826

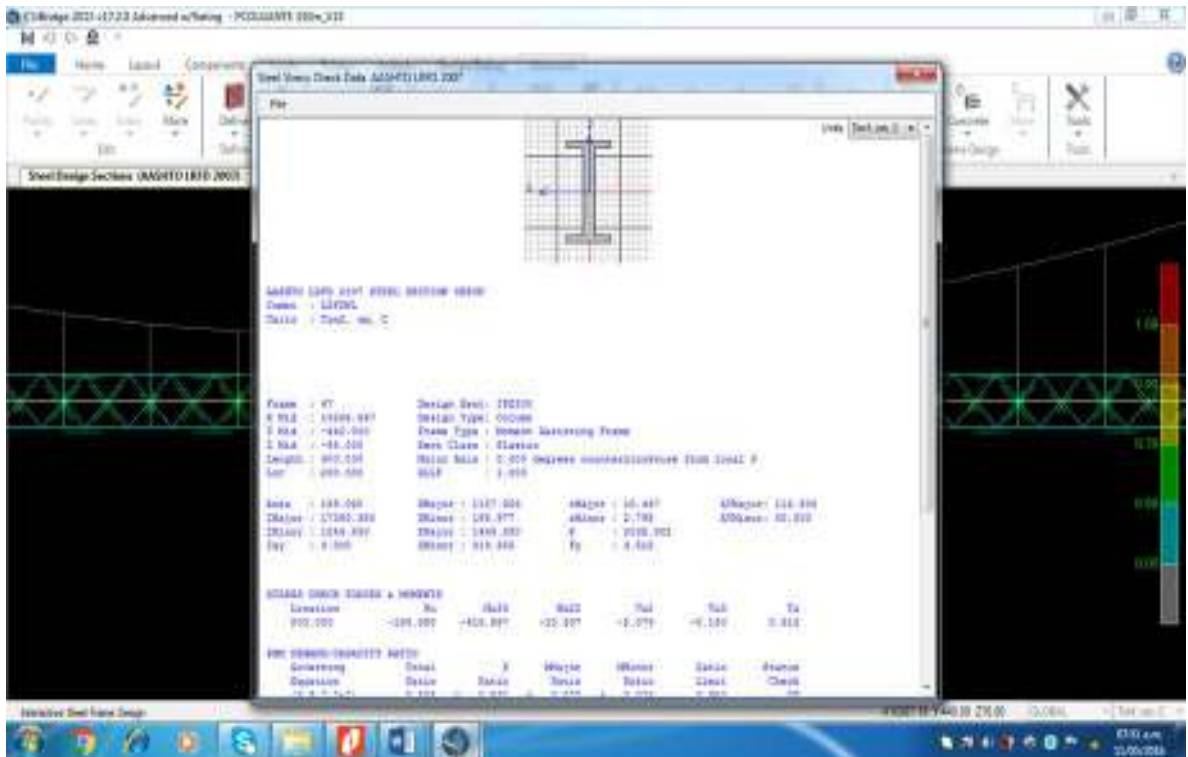
#### 10.1.3.5 Elemento tipo Cable, Péndola (cm)

The screenshot shows the 'Cable Section Data' dialog box. The 'Cable Section Name' is 'PEN A586 (2')'. The 'Section Notes' field has a 'Modify/Show...' button. Under 'Cable Material', the 'Material Property' is 'A586'. In the 'Cable Properties' section, 'Specify Cable Diameter' is selected with a value of 5.08. Other properties include 'Specify Cable Area' (20.2683), 'Torsional Constant' (65.3815), 'Moment of Inertia' (32.6907), and 'Shear Area' (18.2415). The 'Units' are set to 'Tonf, cm, C' and the 'Display' checkbox is checked. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

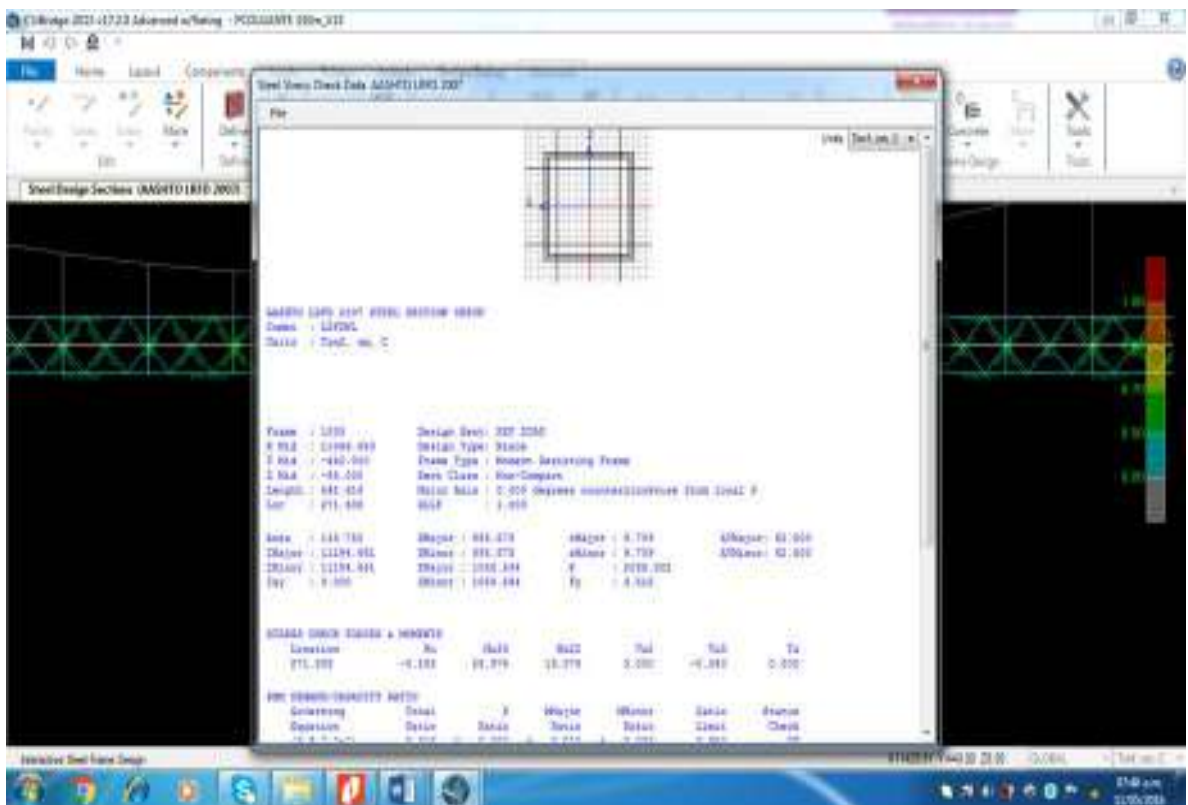
Property	Value
Specify Cable Diameter	5.08
Specify Cable Area	20.2683
Torsional Constant	65.3815
Moment of Inertia	32.6907
Shear Area	18.2415

### 10.1.3.6 Componentes de la Viga de rigidez

#### Elemento tipo frame, vertical

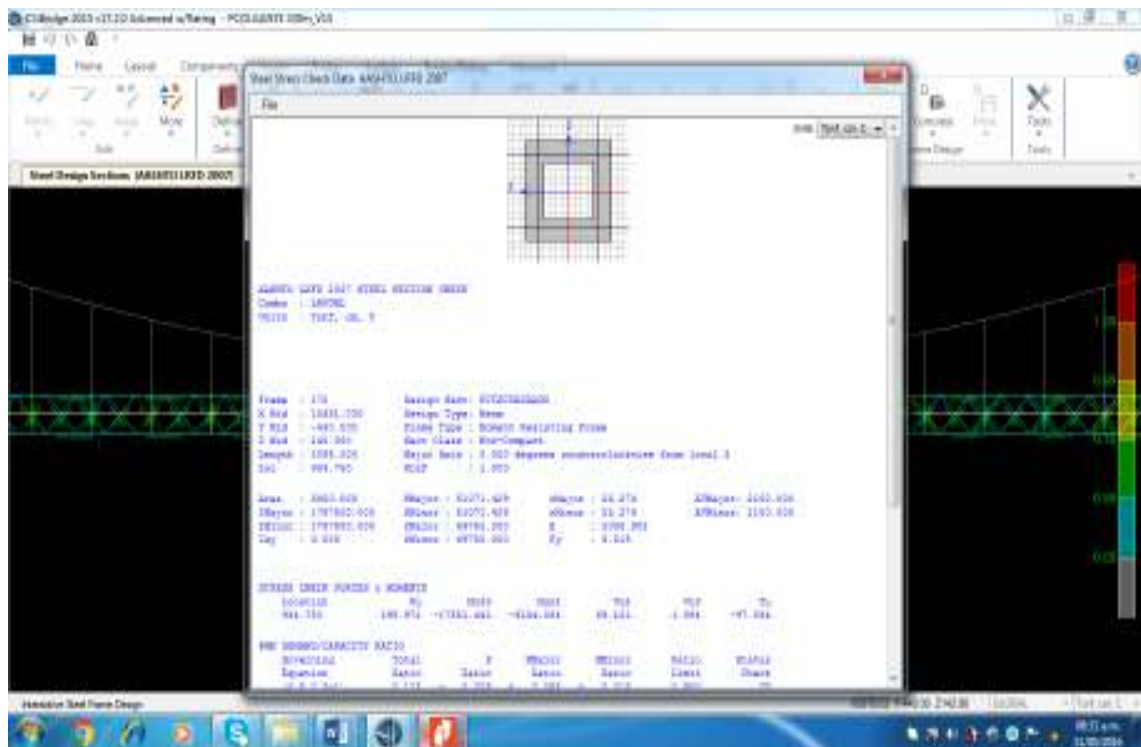


#### Elemento tipo frame, diagonal

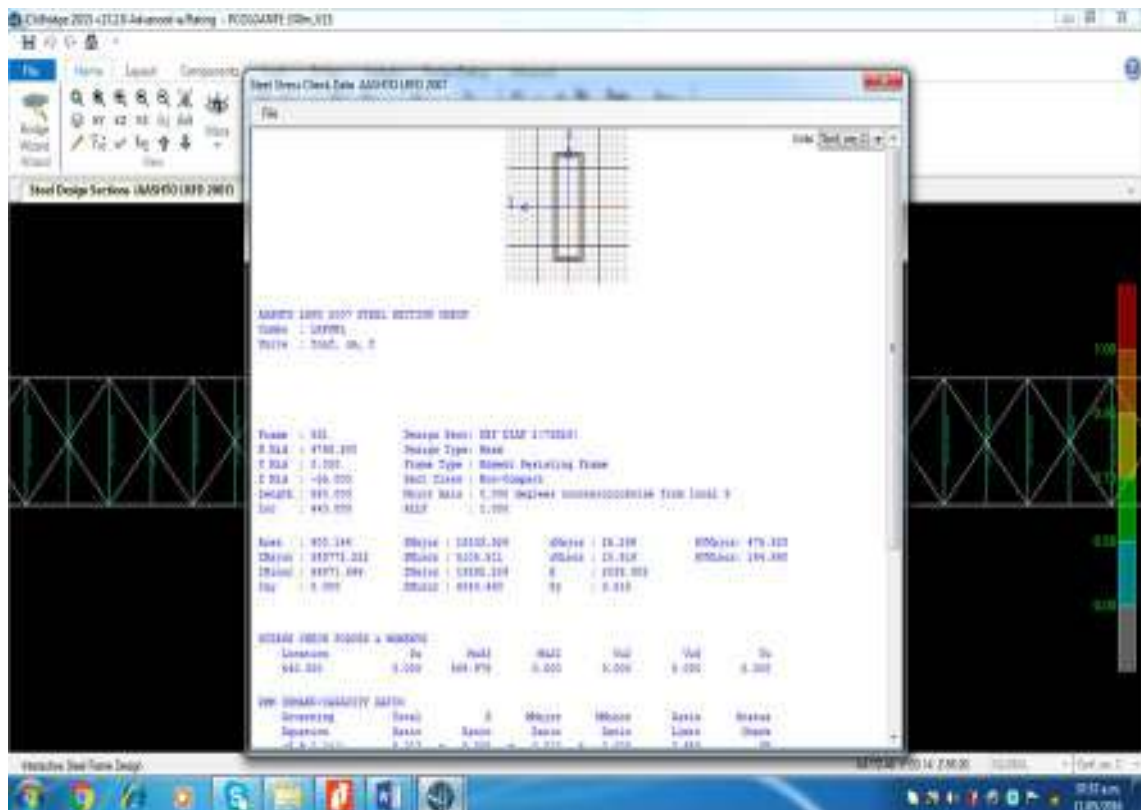




## Elemento tipo frame, horizontal

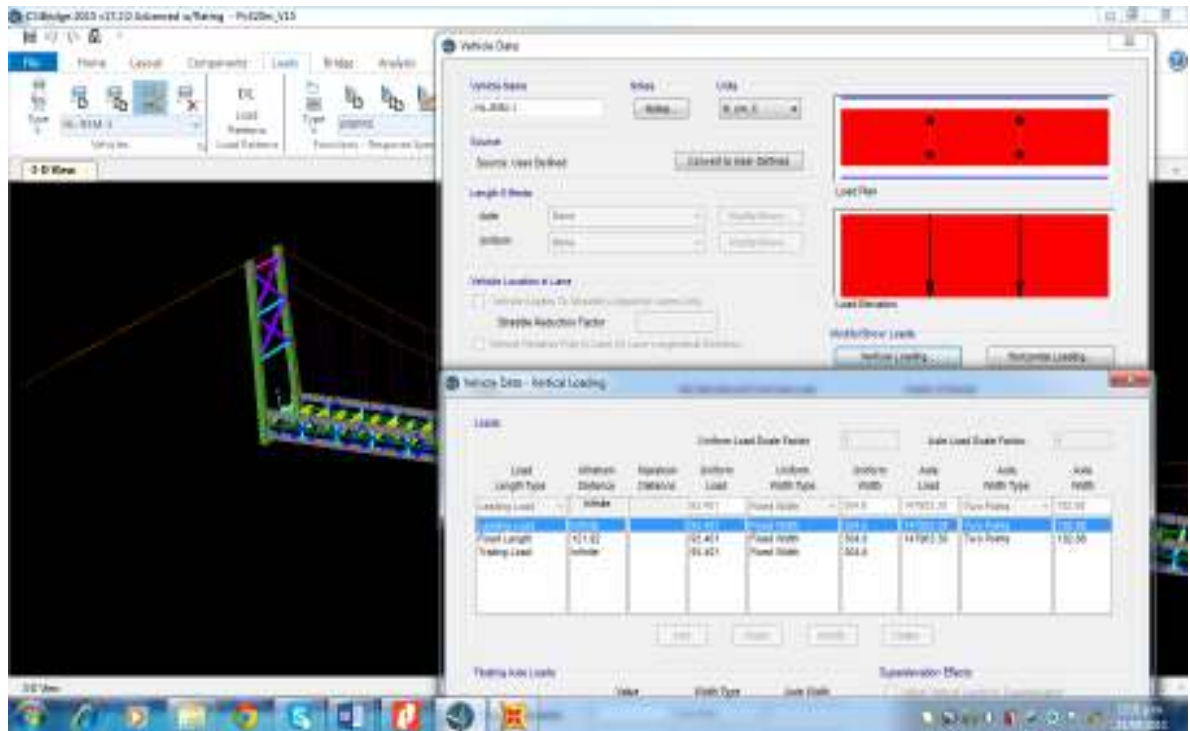


## Elemento tipo frame, Diafragmas



## 10.2. ASIGNACION DE CARGAS SEGUN ASSTHO-LRFD

### 10.2.1. Tándem HL-93M

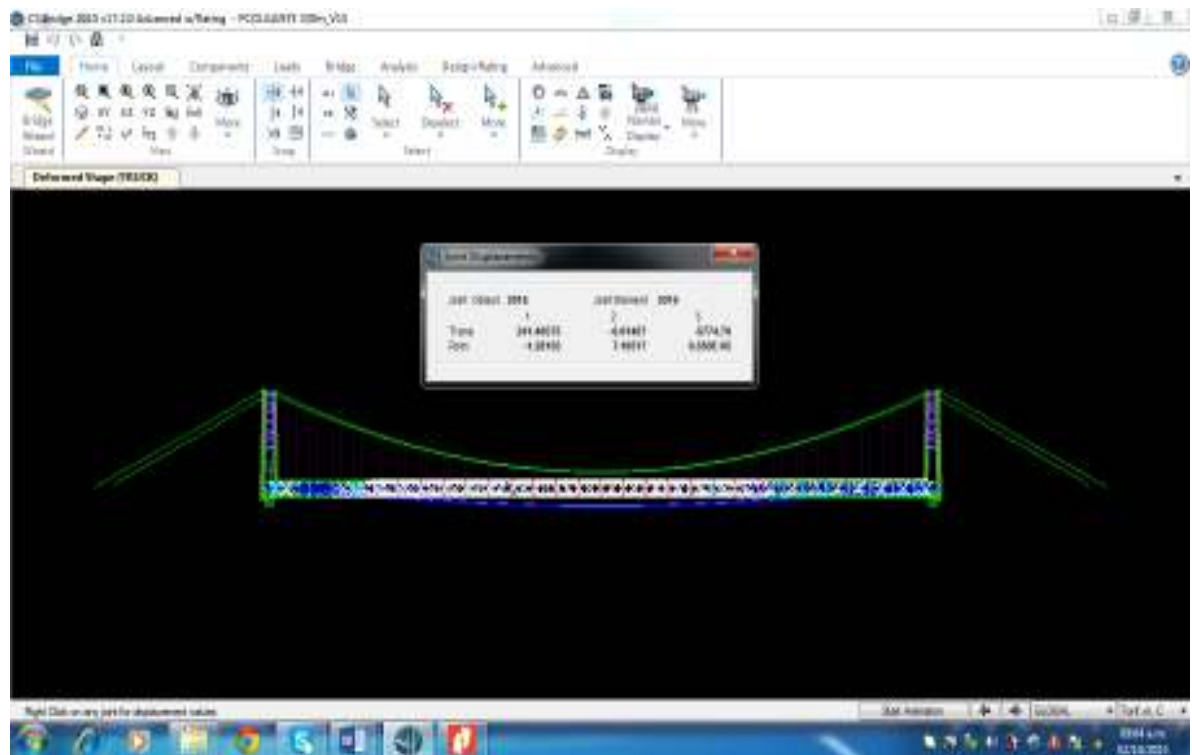


### 10.2.3. Camión HL-93K

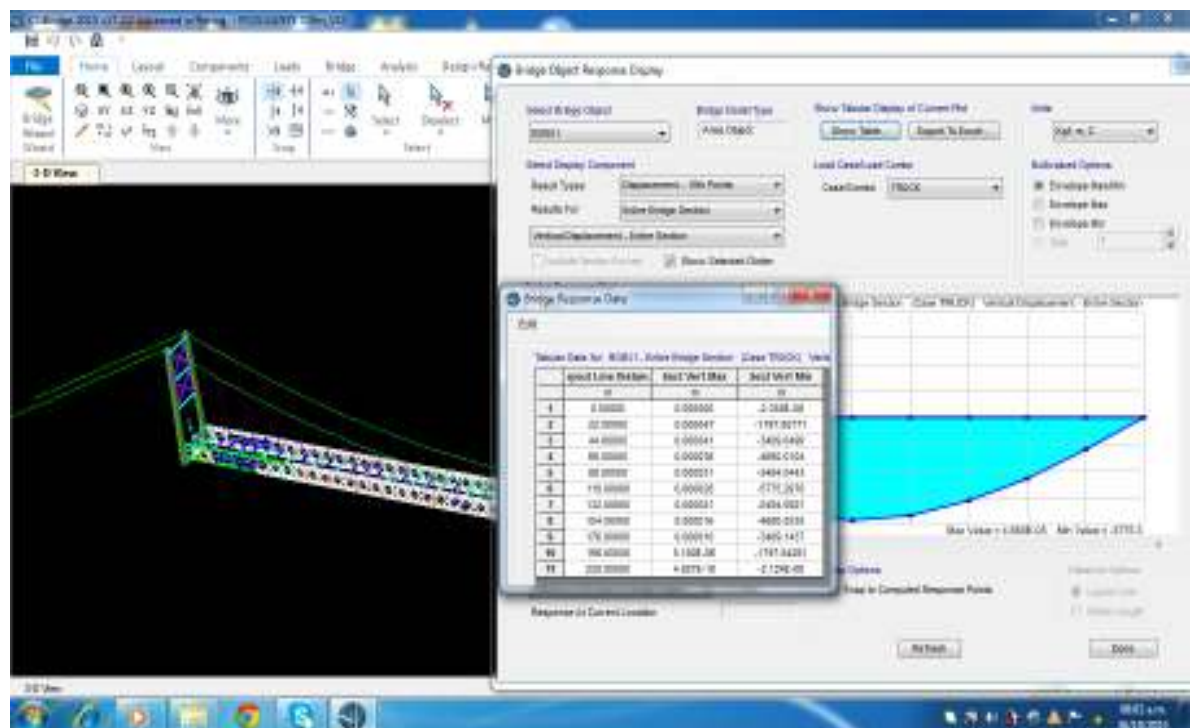


## 10.3 ANALISIS DE RESULTADOS SEGUN EL SOFTWARE CSI BRIDGE 2015 V 17.2

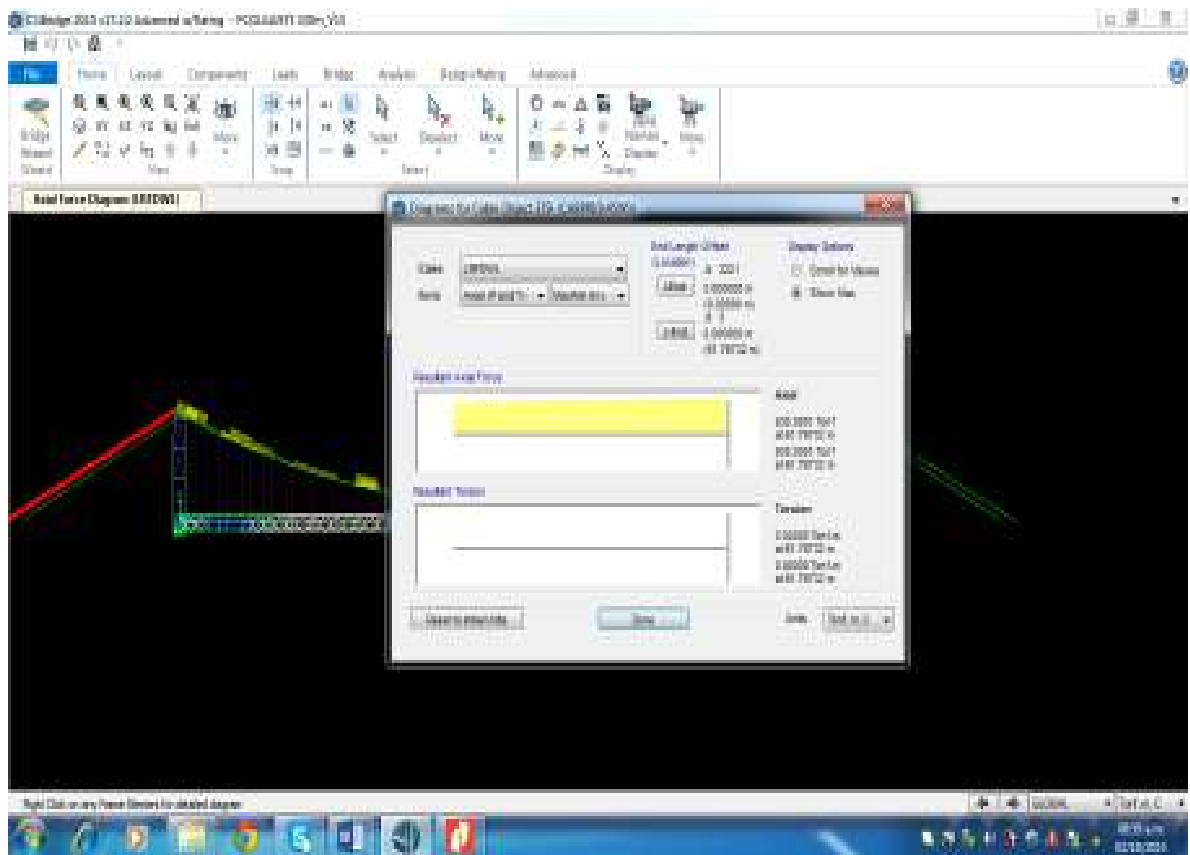
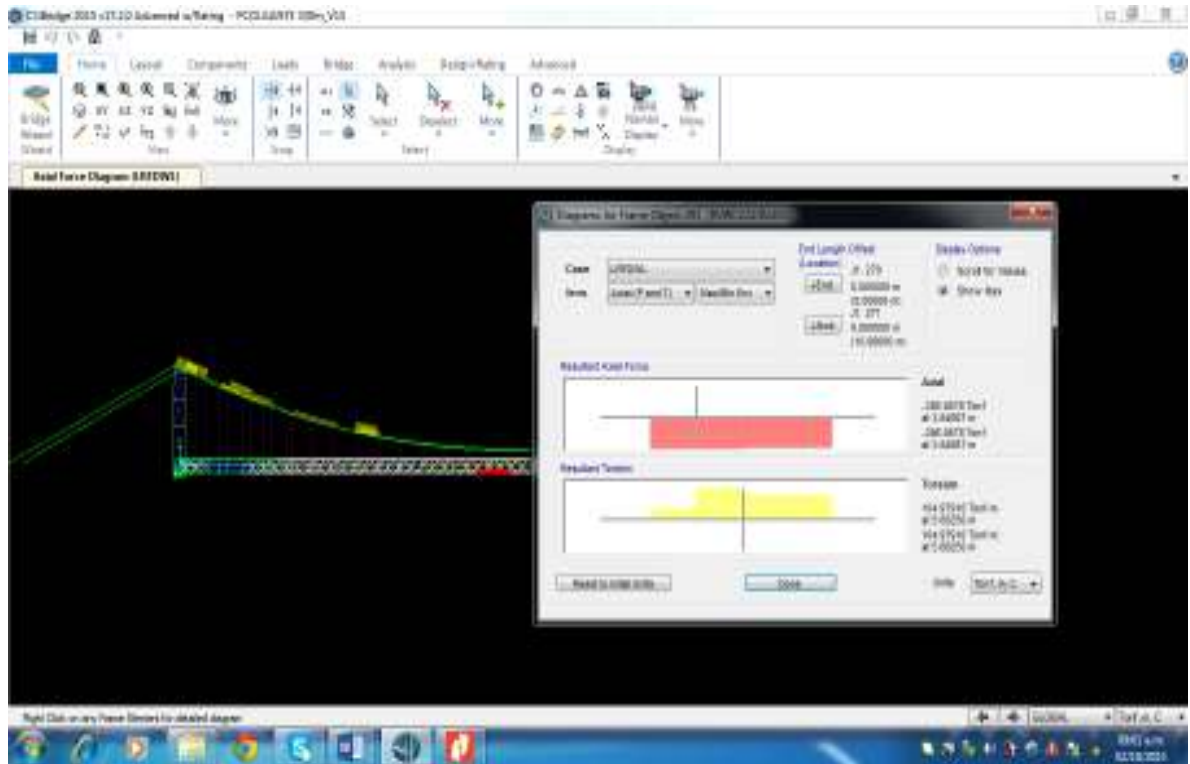
### 10.3.1 Deformación por combinación de carga vehicular

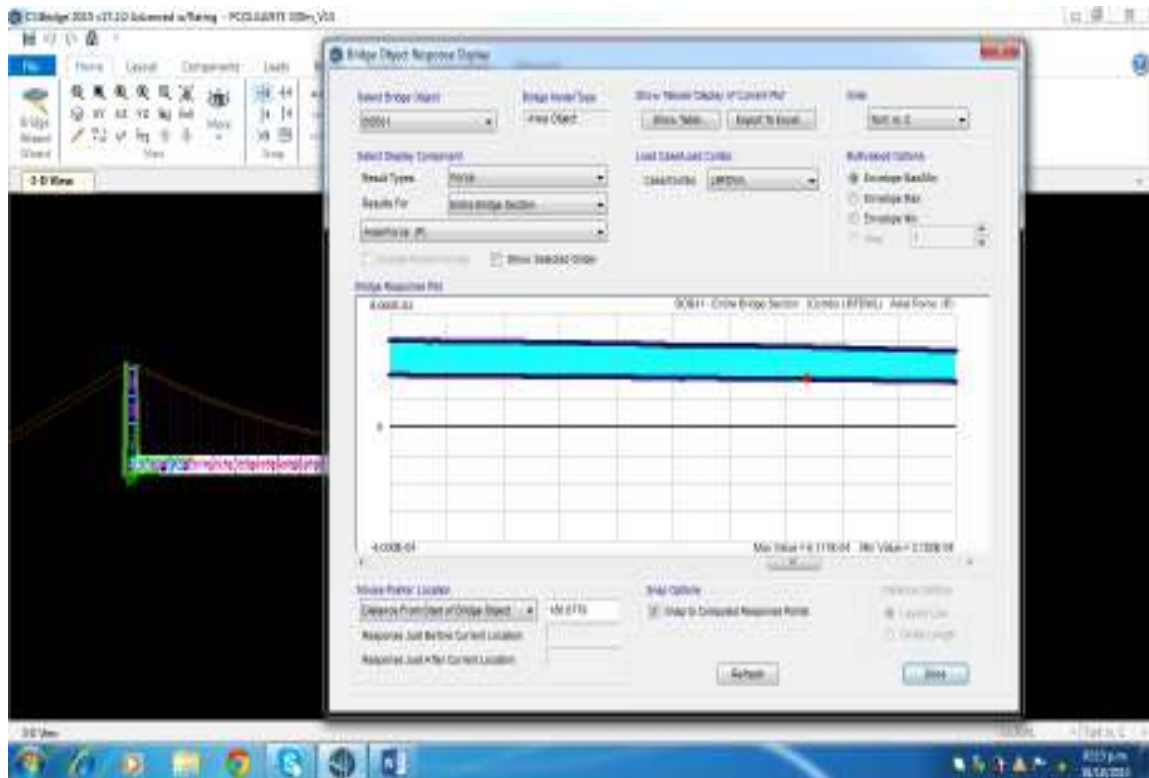


Deformación, que deberá ser controlada con la contra flecha, 8 veces deformación por carga vehicular o  $Luz/100$ , indicado en el punto 8.12.1 y 8.12.2 de la tesis.

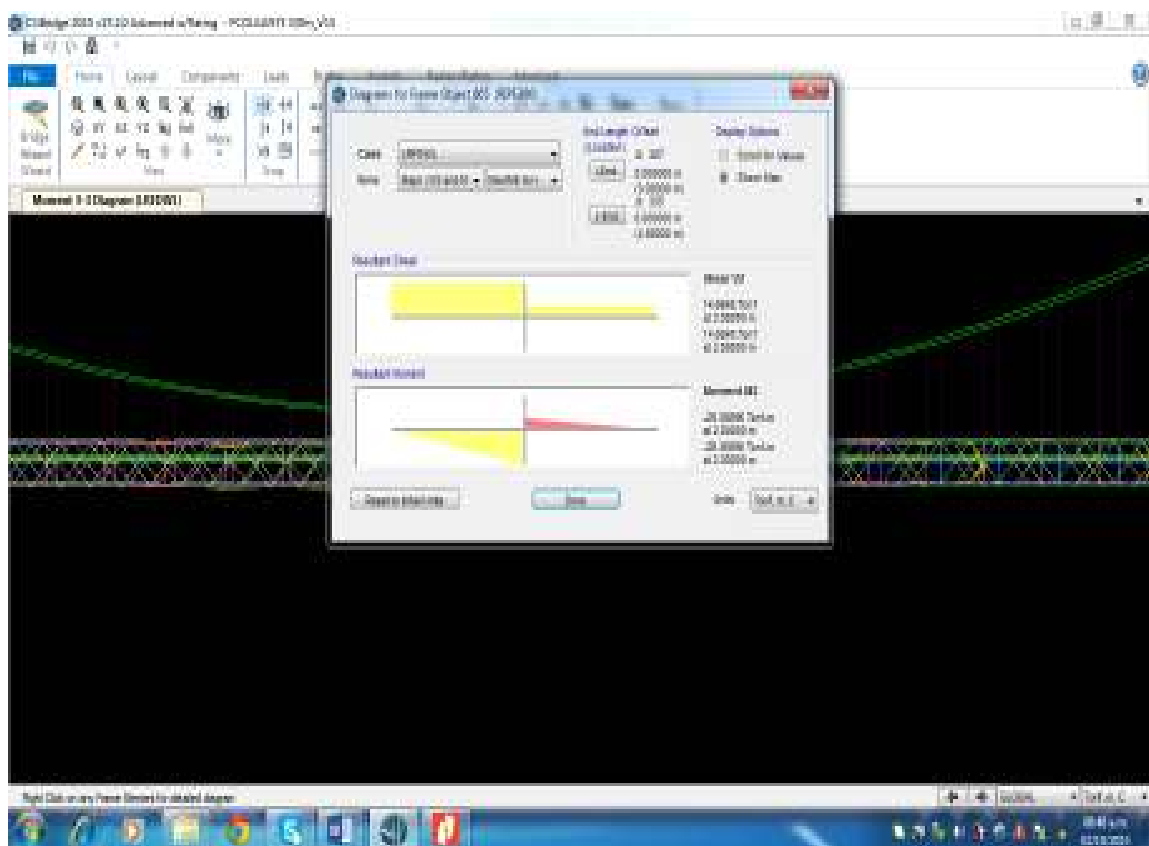


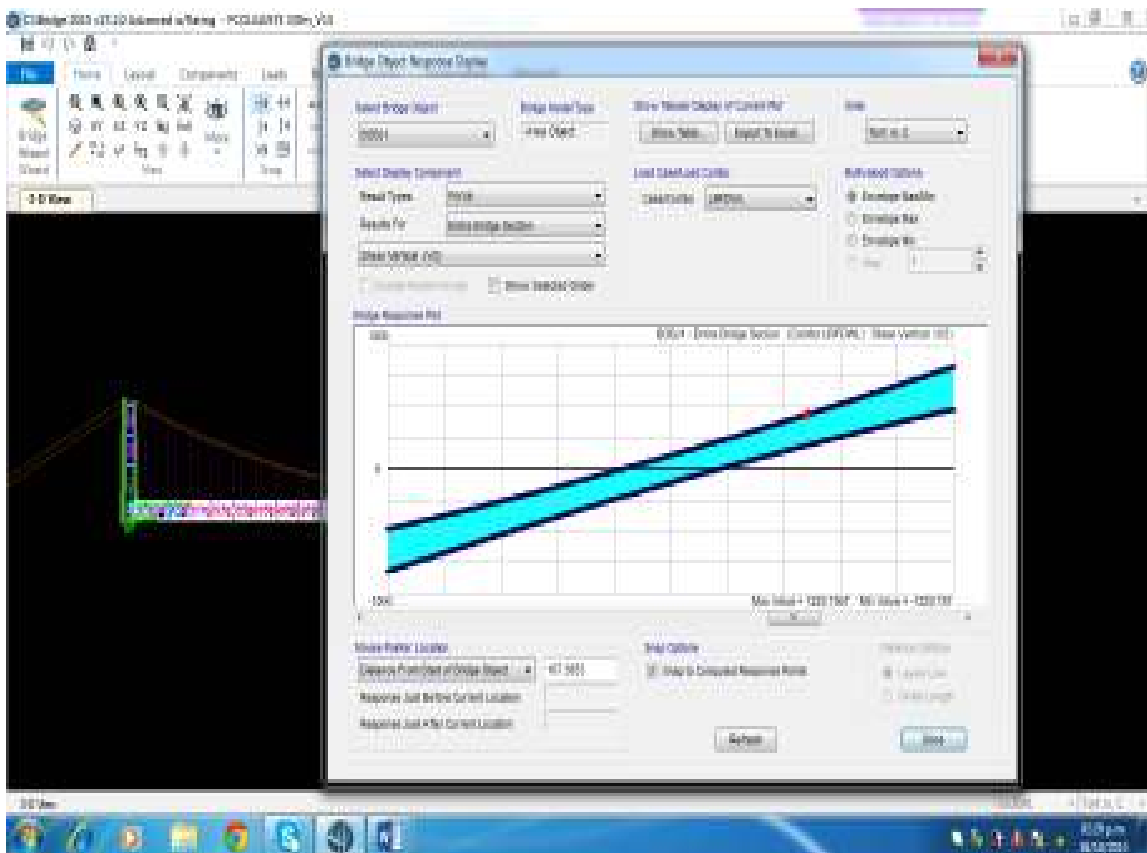
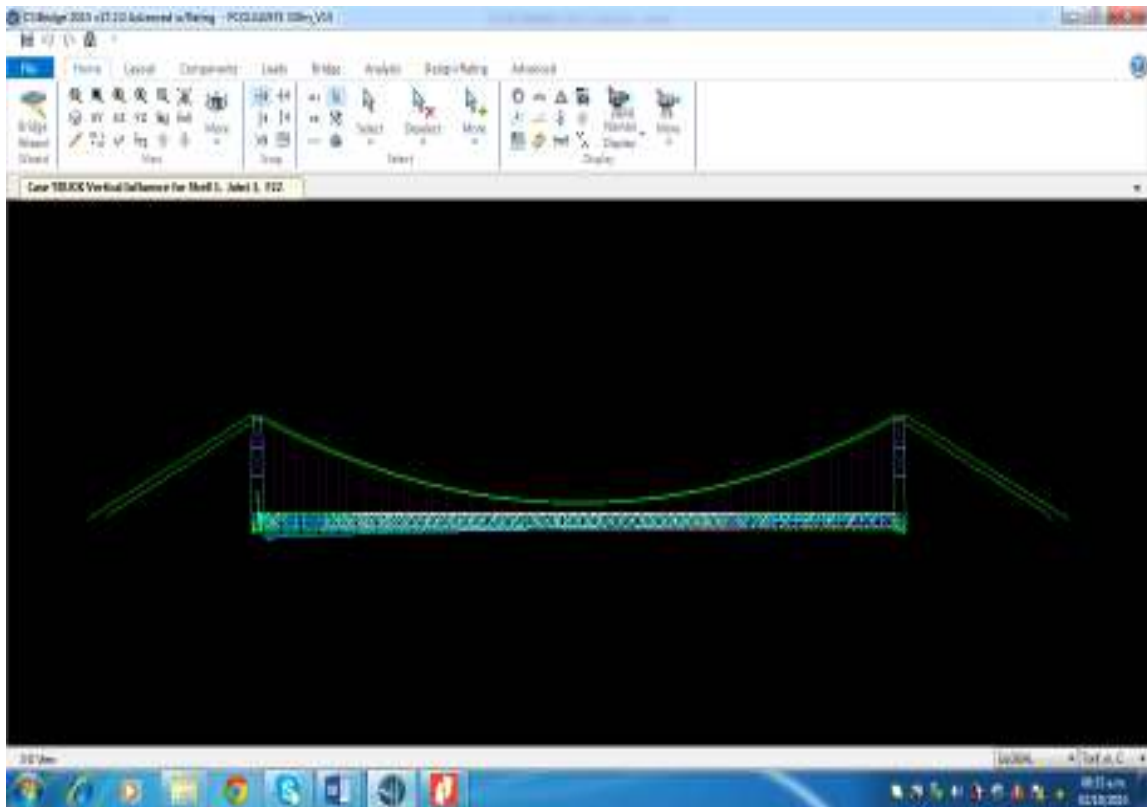
### 10.3.2 Cargas axiales en elementos

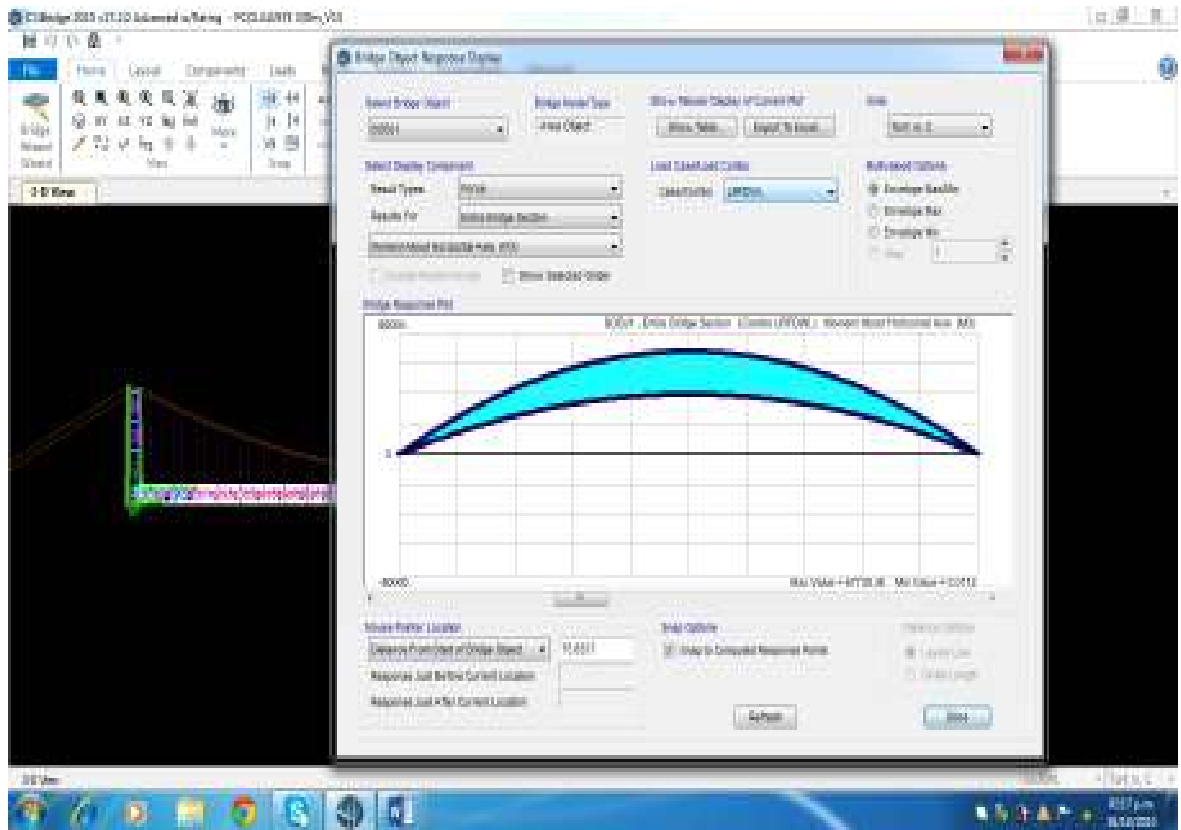




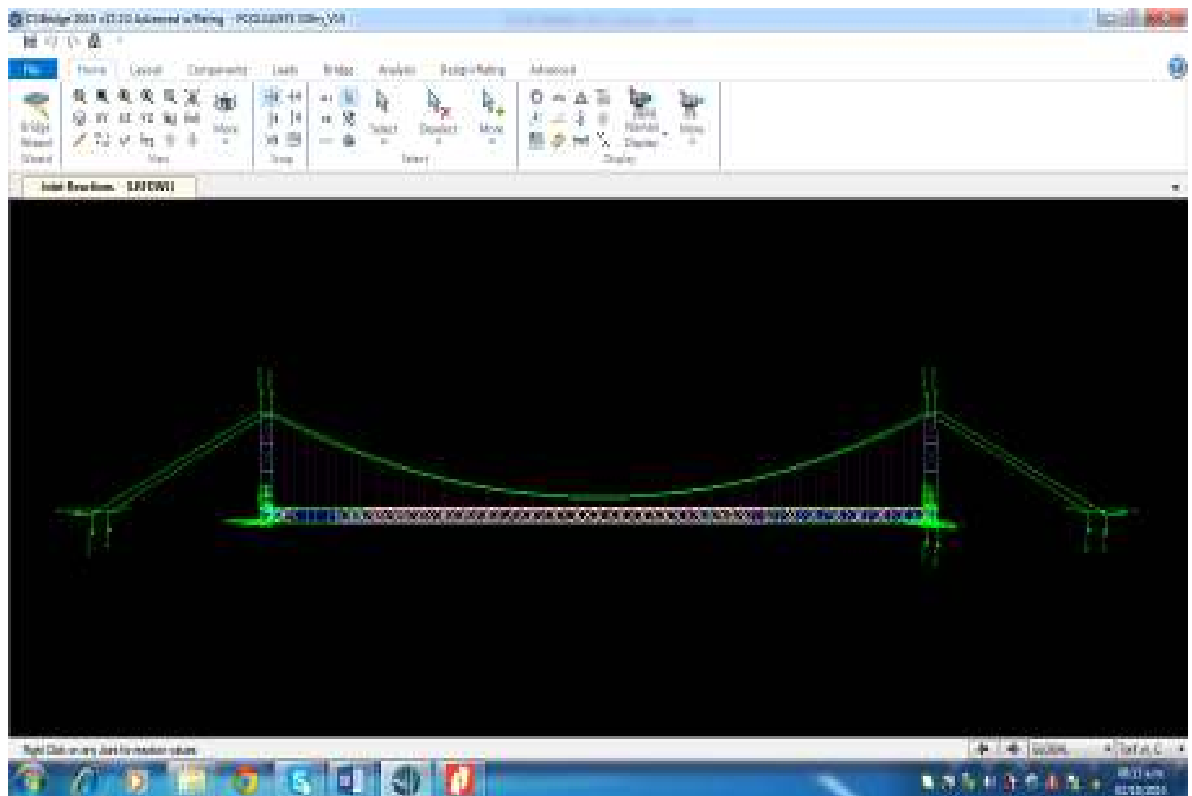
### 10.3.3 Momentos en los elementos





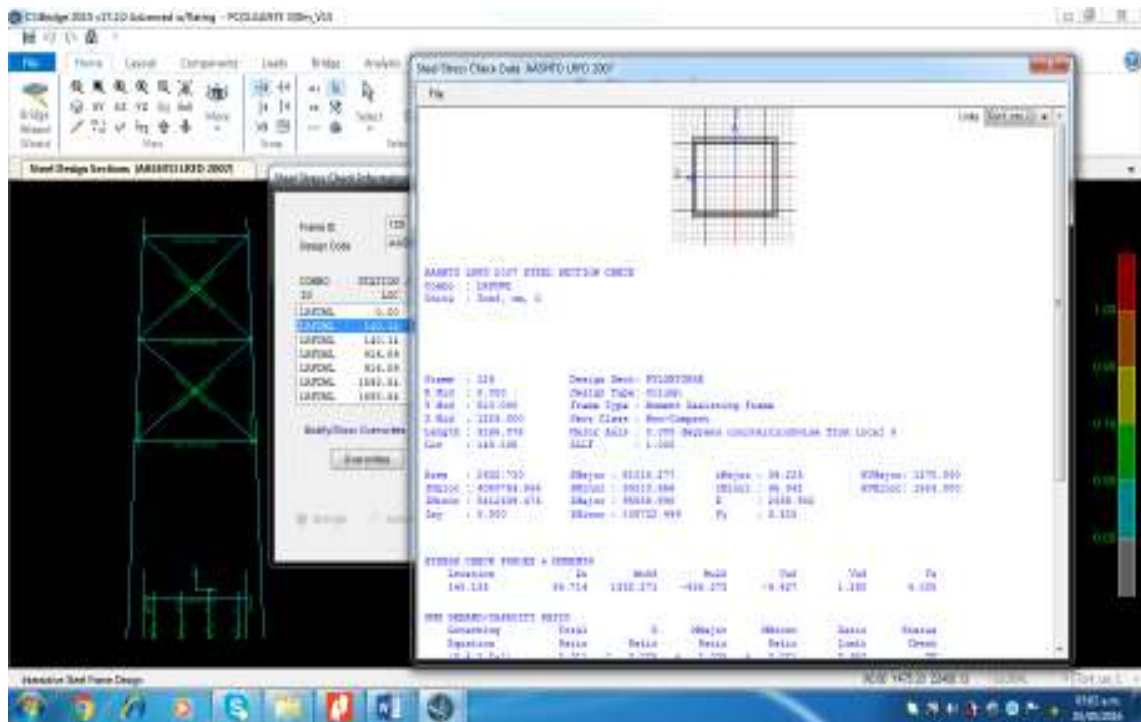


### 10.3.4 Reacciones sobre los apoyos

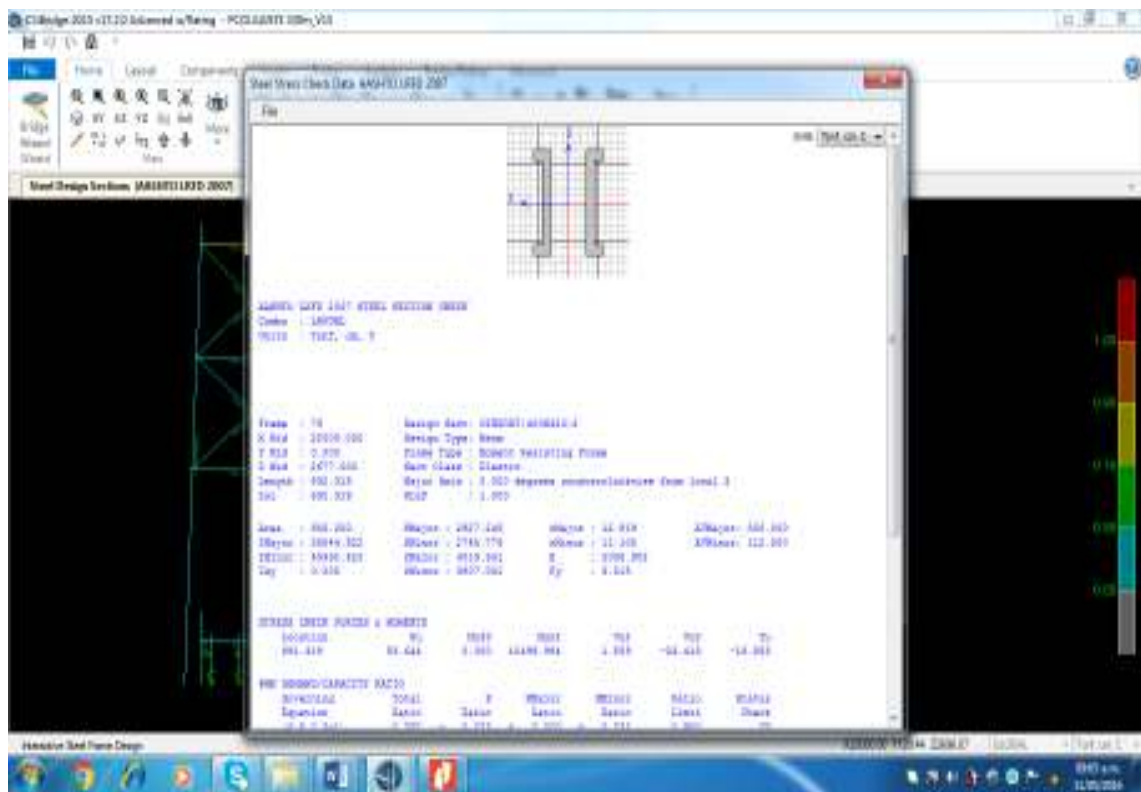


### 10.3.5 Diseño de elementos según LRFD

#### Torre

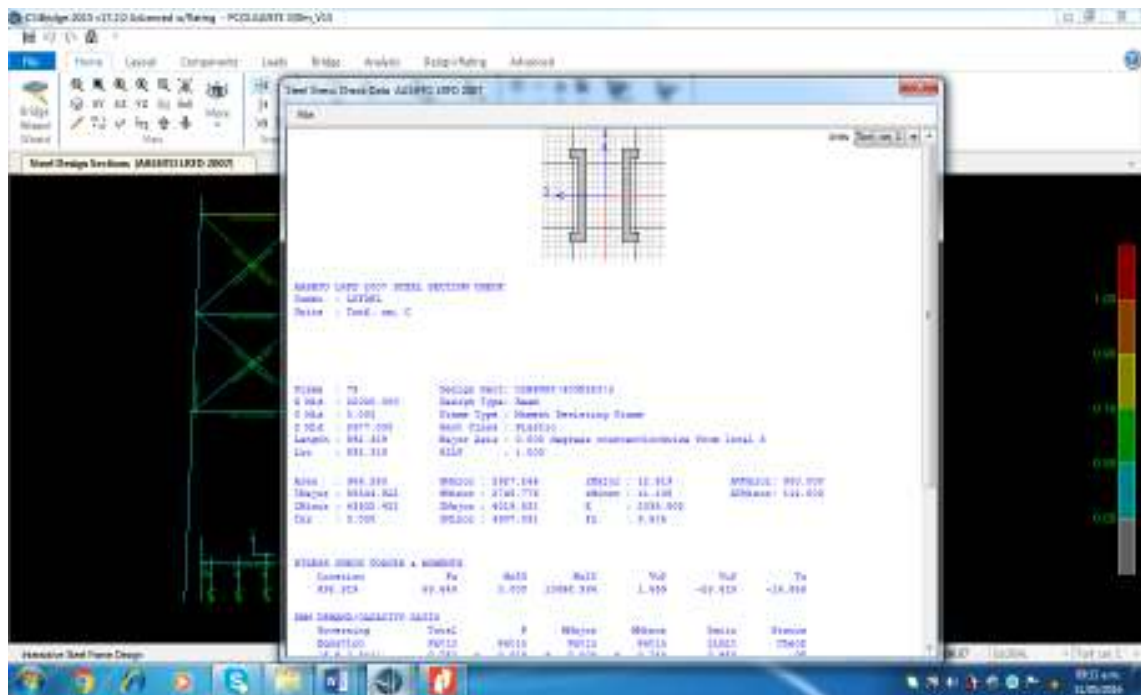


#### Refuerzo Horizontal en la Torre

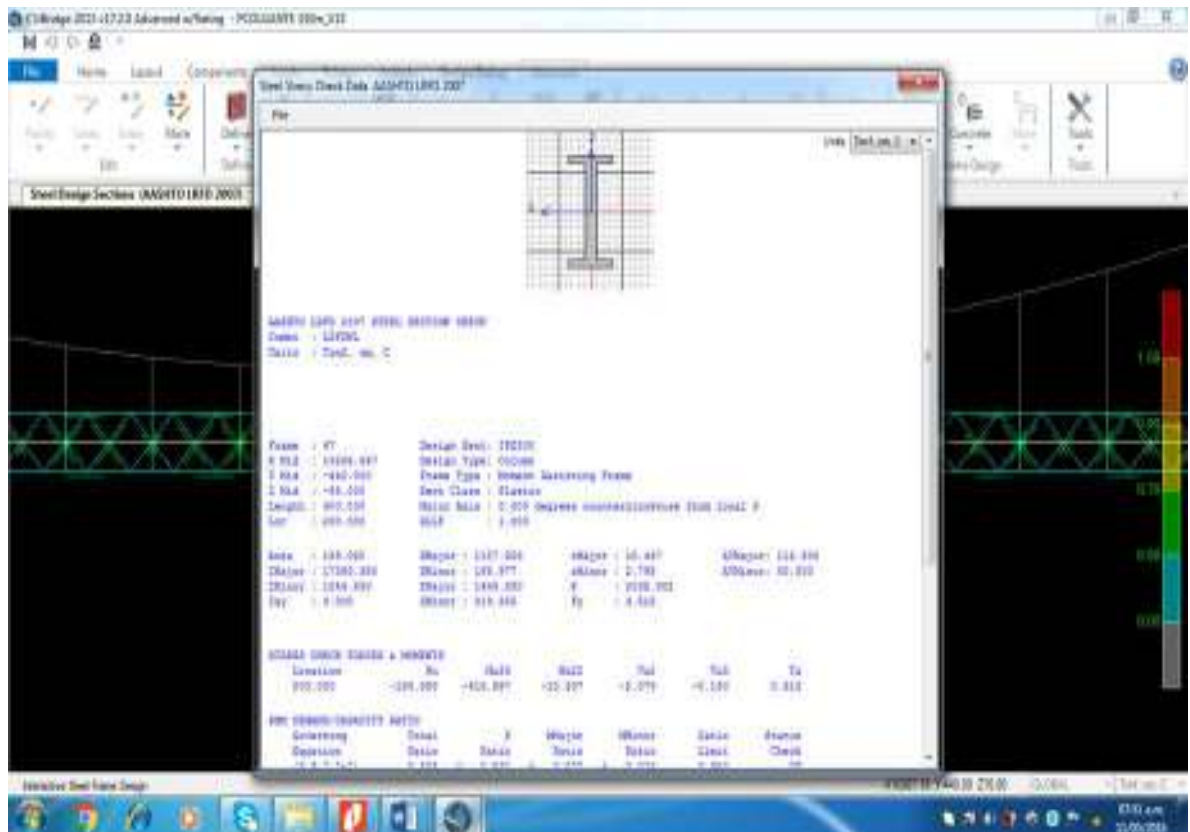




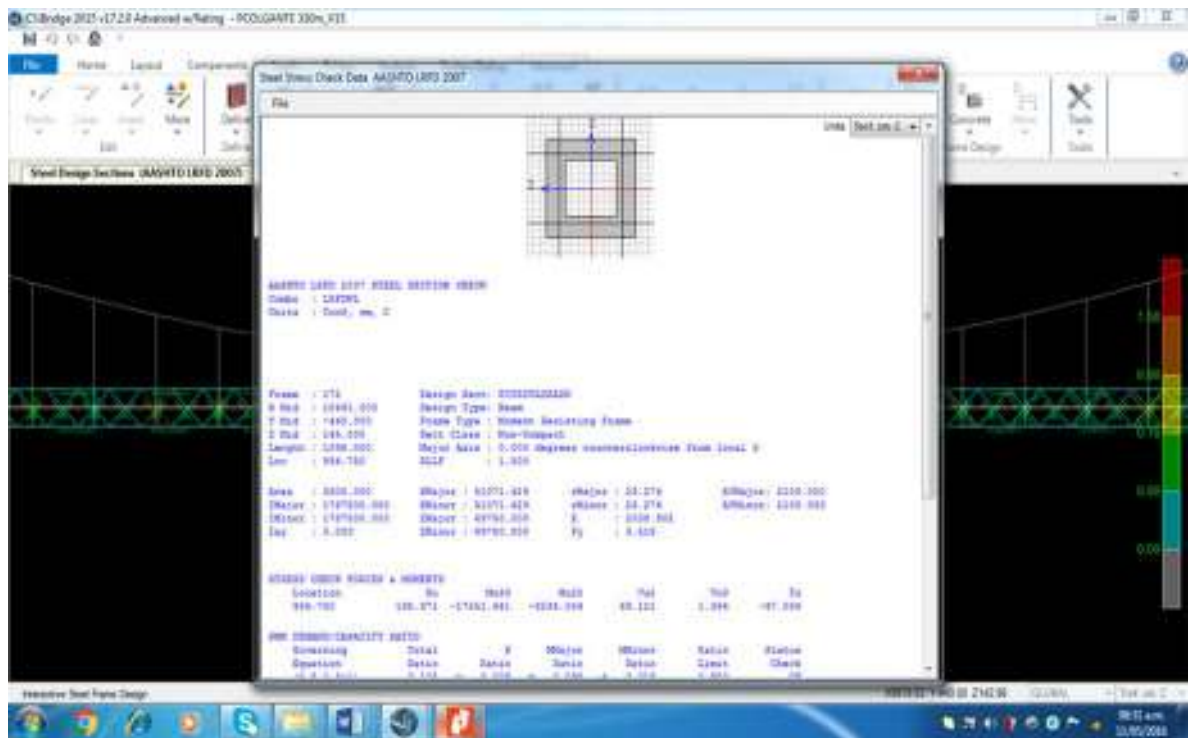
## Refuerzo Diagonal en la Torre



## Refuerzo Vertical en la Viga de Rigidez

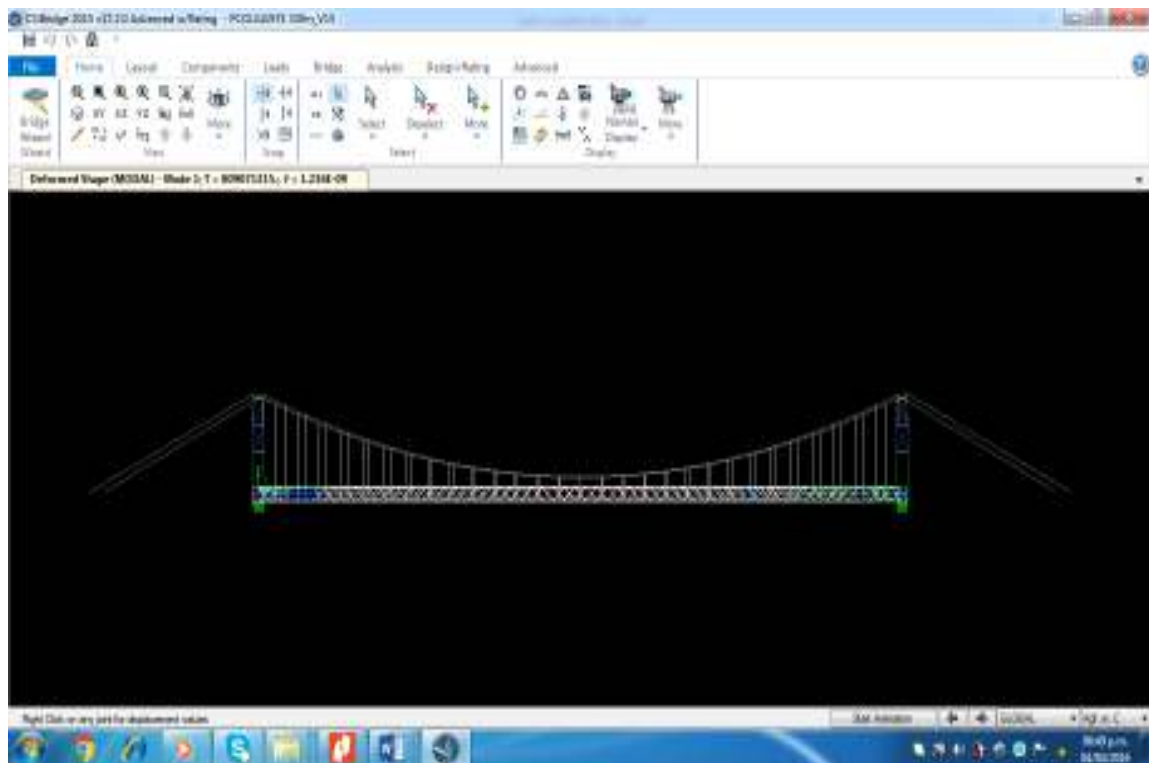


## Refuerzo Horizontal en la Viga de Rigidez



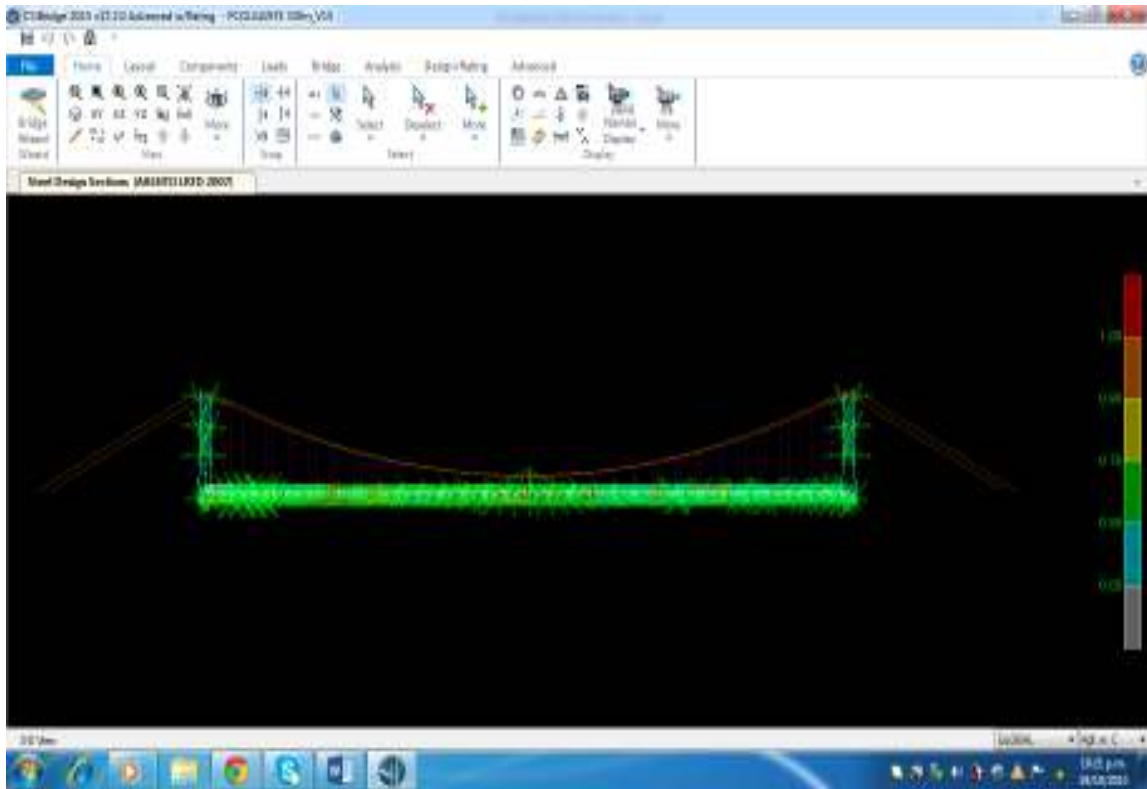
### 10.3.6 Verificación del Periodo y la frecuencia

$T$  = Periodo de la superestructura,  $f$  = Frecuencia natural

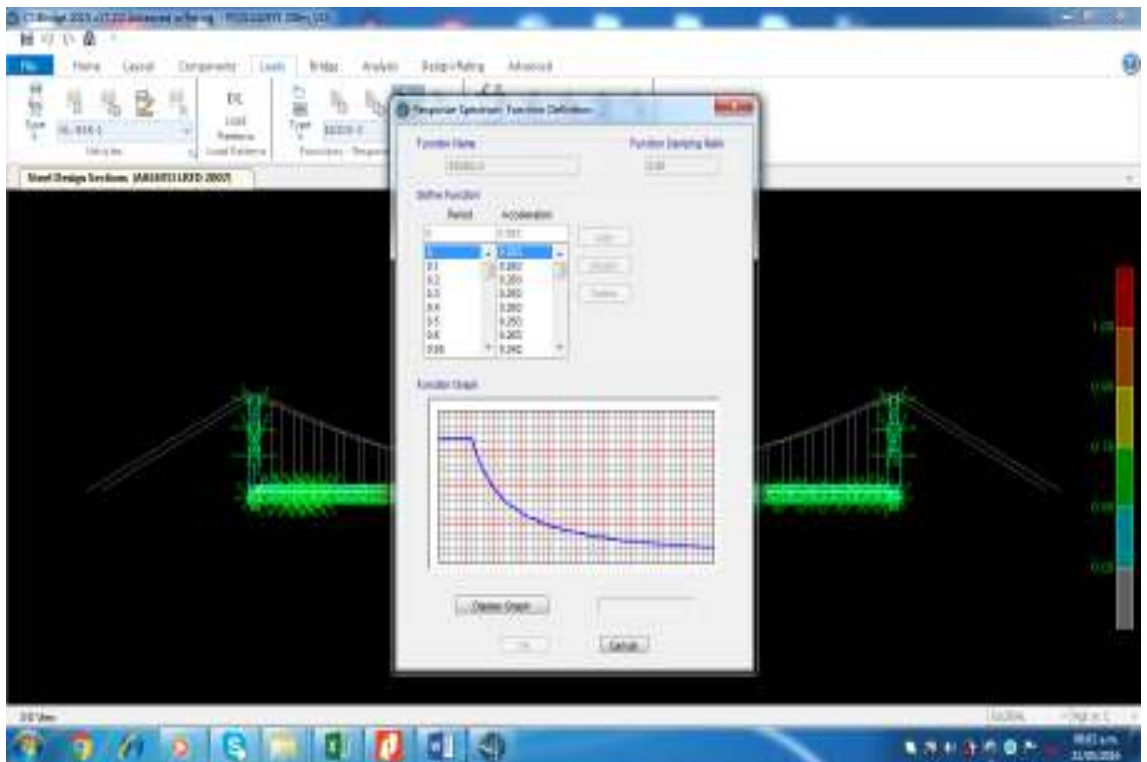


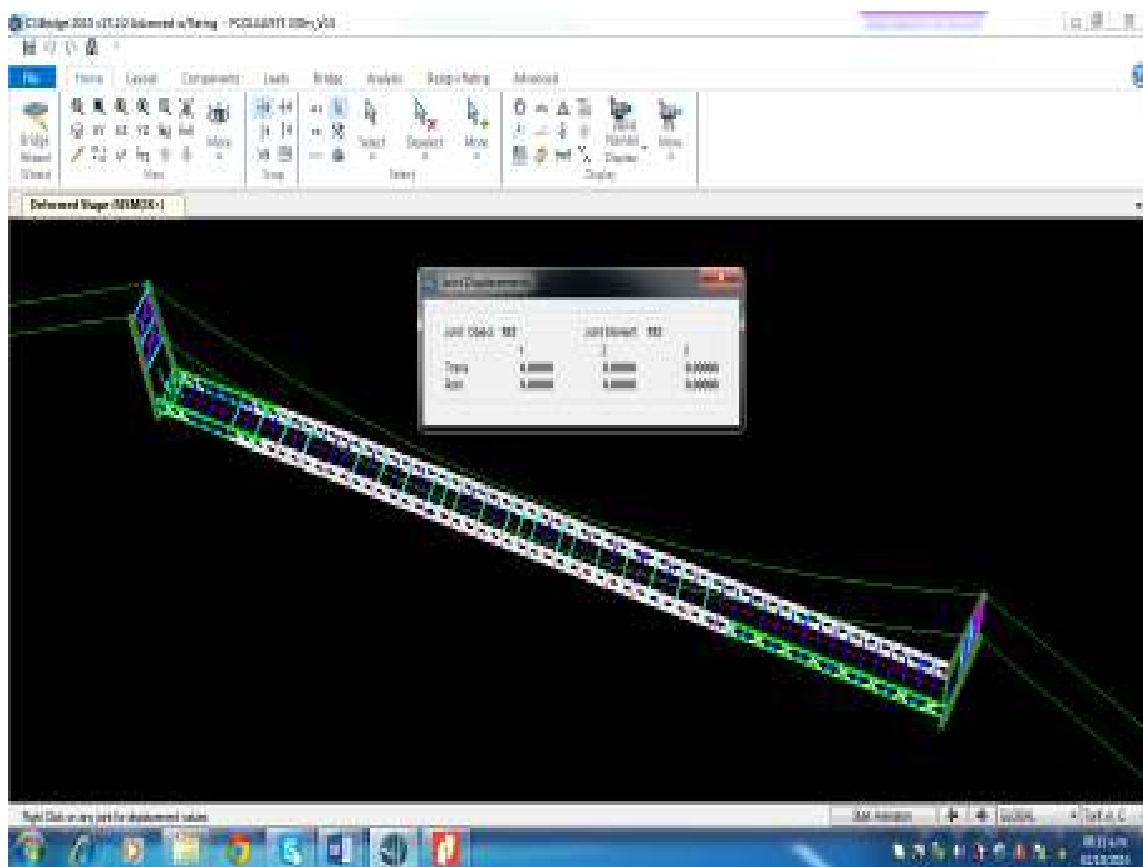
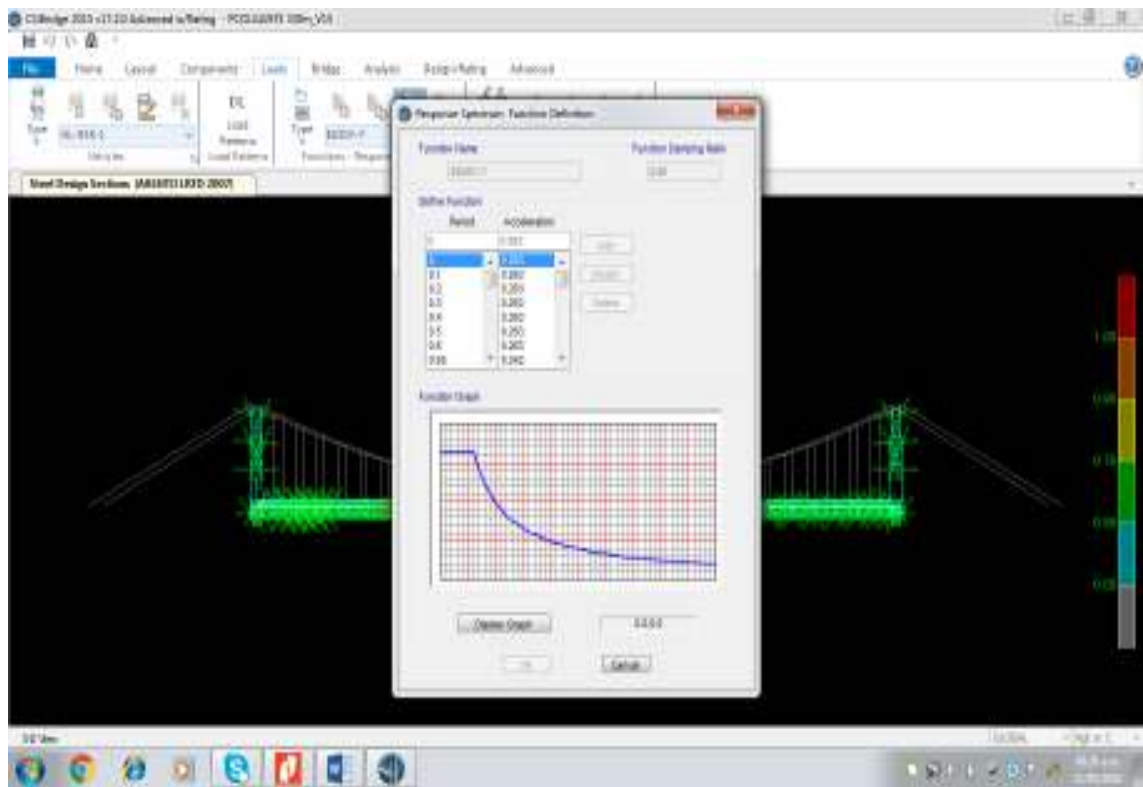
$T$  = Periodo largo,  $f$  = frecuencia lenta

### 10.3.7 Verificación de resistencia

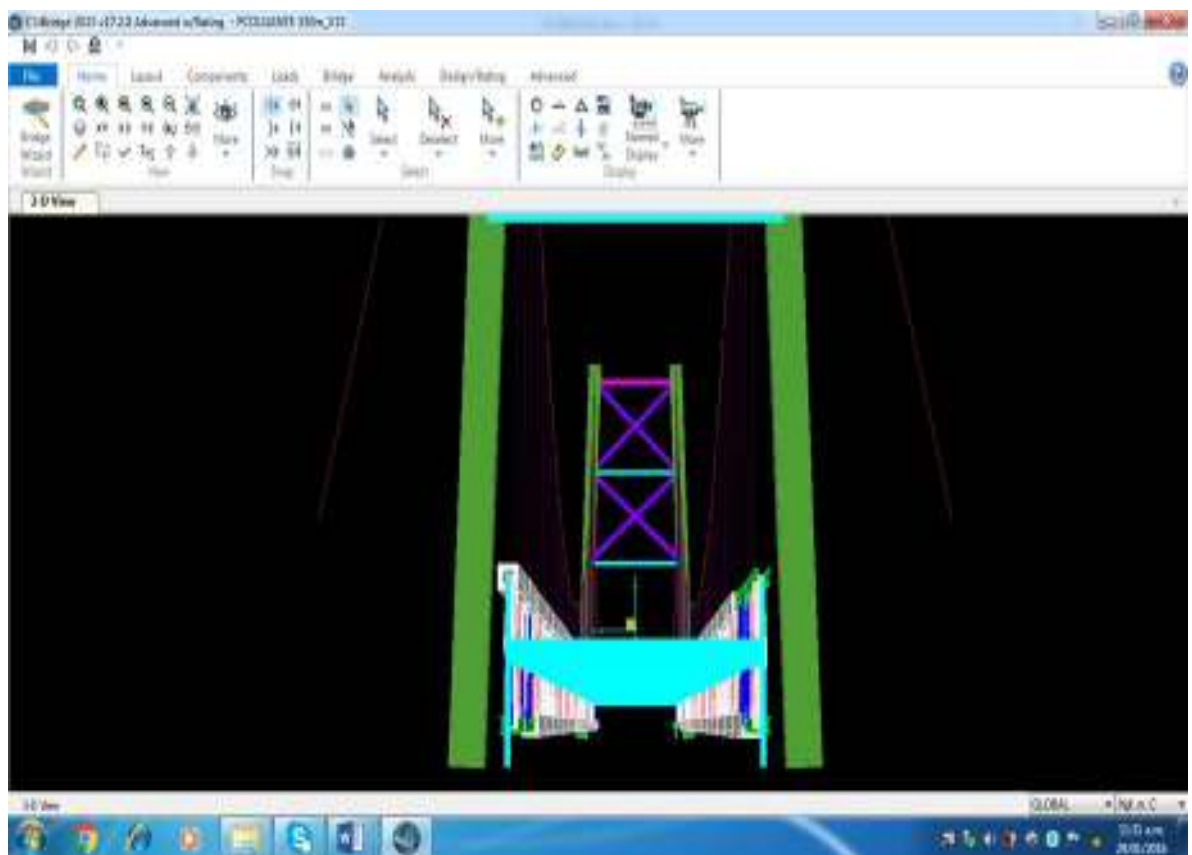
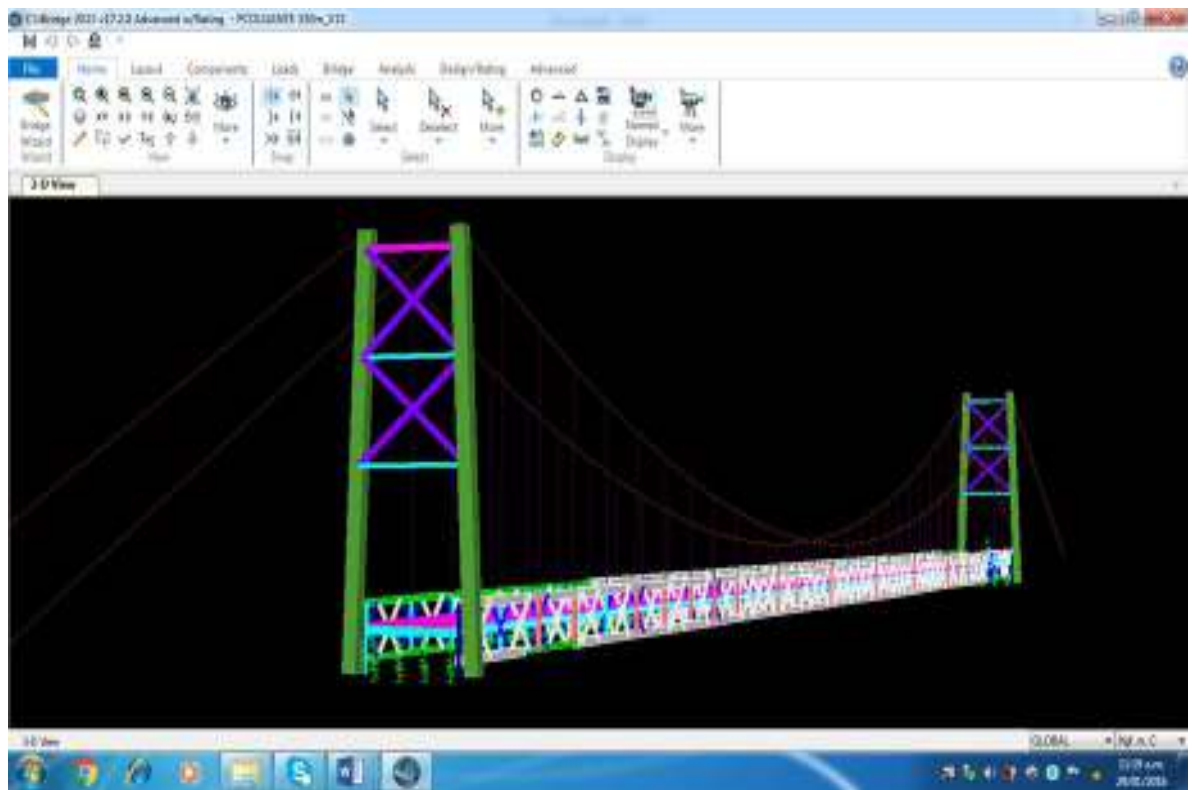


### 10.4 VERIFICACIONES SISMICAS



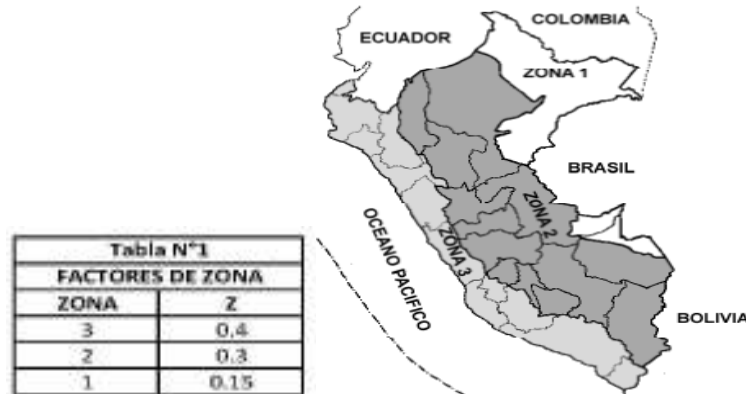


#### 10.4.1 Vista 3D de la Viga de rigidez y Torre



## 10.5 CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACION

### 1.- PARAMETROS DE SITIO



**Z= 0.3**

Norma actual, Decreto supremo N° 003-2016-Vivienda de fecha 24 d enero del 2016, indica Zona 2, Z=0.25, para nuestro caso es mayor el coeficiente de seguridad con la norma anterior.

### 2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

Para los efectos de esta norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles del suelo son cuatro:

#### **a. Perfil tipo $S_1$ : Roca o suelos muy rígidos**

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el periodo fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0.25 s, incluyendo los casos en los que se cimientan sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor igual que 500Kpa ( $5 \text{ kg/cm}^2$ )
- Grava arenosa densa.

- Estrato de no más de 20m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kpa ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20m de arena muy densa con  $N > 30$ , sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

**b. Perfil tipo  $S_2$ : Suelos intermedios**

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles  $S_1$  y  $S_3$ .

**c. Perfil tipo  $S_3$ : Suelos flexibles o estratos de gran espesor**

Corresponden a este tipo de los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el periodo fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor a 0.6s, incluyen doce los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(\*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

**d. Perfil tipo  $S_4$ : Condiciones excepcionales**

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de  $T_p$  y del factor de ampliación del suelo  $S$ , dados en la Tabla N°2.

Tipo	Descripción	$T_p$ (s)	$S$
$S_1$	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
$S_2$	Suelos intermedios	0,6	1,2
$S_3$	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
$S_4$	Condiciones excepcionales	*	*

(\*) Los valores de  $T_p$  y  $S$  para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo  $S_3$ .

$$T_p(S) = 0.9$$

$$S = 1.4$$

### 3.- FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica ( $C$ ) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$$

$T$  es el periodo según se define en el artículo 17(17.2) o en el artículo 18 (18.2 a)

Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

### 4.- CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES

Cada estructura deberá ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia ( $U$ ), definido en la tabla N° 3 se usara según la clasificación que se haga.



Tabla N° 3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(\*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

**U = 1.5**

## 5.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de construcción sismo resistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N° 6. Según la clasificación que se haga de u a edificación se usaran un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deberán combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en la Tabla N° 6 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos <sup>(1)</sup> .	8
Dual <sup>(2)</sup> .	7
De muros estructurales <sup>(3)</sup> .	6
Muros de ductilidad limitada <sup>(4)</sup> .	4
Abañilería Armada o Confinada <sup>(5)</sup> .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

$$R = 6$$

Corresponde a acero arriostre en cruz.

#### 6.- ACELERACION ESPECTRAL

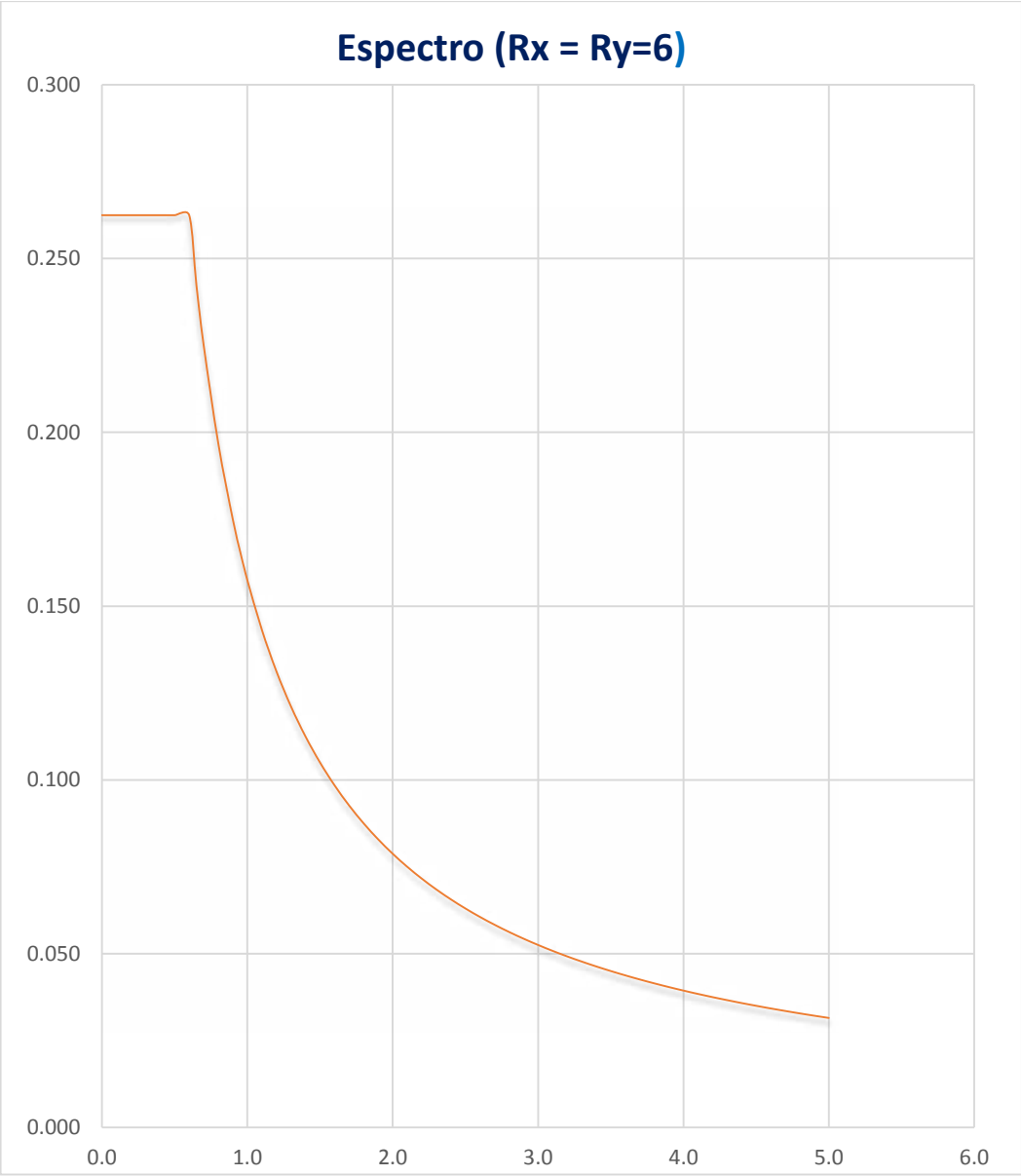
Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

$$g = 9.8$$

## 7.- CALCULO DEL ESPECTRO

<b>Rx t(s)</b>	<b>Sa ZUCS/Rd</b>	<b>Rx t(s)</b>	<b>Sa ZUCS/Rd</b>	<b>Rx t(s)</b>	<b>Sa ZUCS/Rd</b>
0.0	0.263	1.5	0.105	3.3	0.048
0.1	0.263	1.6	0.098	3.4	0.046
0.2	0.263	1.7	0.093	3.5	0.045
0.3	0.263	1.8	0.088	3.6	0.044
0.4	0.263	1.9	0.083	3.7	0.043
0.5	0.263	2.0	0.079	3.8	0.041
0.6	0.263	2.1	0.075	3.9	0.040
0.65	0.242	2.2	0.072	4.0	0.039
0.70	0.225	2.3	0.068	4.1	0.038
0.80	0.197	2.4	0.066	4.2	0.038
0.90	0.175	2.5	0.063	4.3	0.037
0.95	0.166	2.6	0.061	4.4	0.036
0.98	0.161	2.7	0.058	4.5	0.035
1.0	0.158	2.8	0.056	4.6	0.034
1.1	0.143	2.9	0.054	4.7	0.034
1.2	0.131	3.0	0.053	4.8	0.033
1.3	0.121	3.1	0.051	4.9	0.032
1.4	0.113	3.2	0.049	5.0	0.032



## CAPITULO V

### INTERPRETACION DE RESULTADOS

#### 5.1 FUERZA DE VIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD, Nos presenta las ecuaciones para velocidades de viento hasta 160km/h

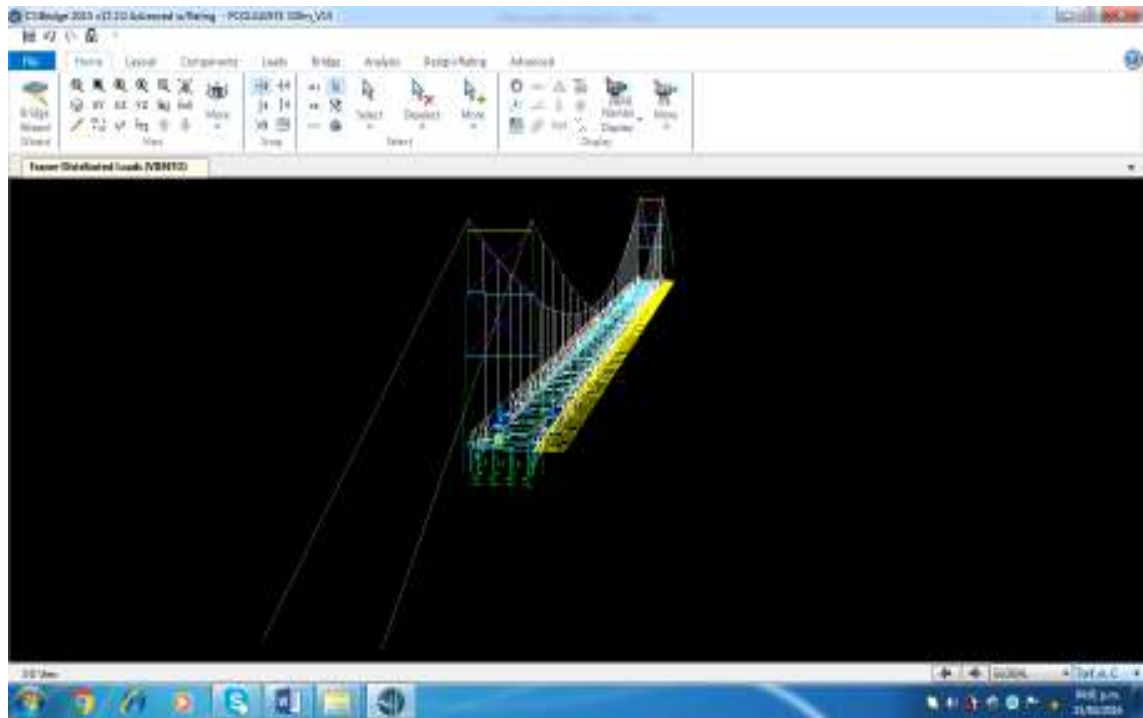
Por lo tanto, se deben tener en cuenta otra forma de cálculo de la fuerza de viento a velocidades de viento cuando superan los 160m/h, incluyéndose la prueba de túnel de viento a diferentes velocidades.

Se debe tener en cuenta el fenómeno de la resonancia ocasionada producto de la fuerza de viento.

Es importante tener bien en claro los conceptos de resonancia y por qué se ocasionan, cuáles son sus efectos sobre la superestructura.

En nuestro caso el resultado obtenido y considerado a velocidad de 180m/h es  $F_v = 1.1t/m$ , en todo el sentido longitudinal de la viga de rigidez y este representa el 21.59% más del 20% de la fuerza actuante por carga muerta incluida la carga de asfalto.

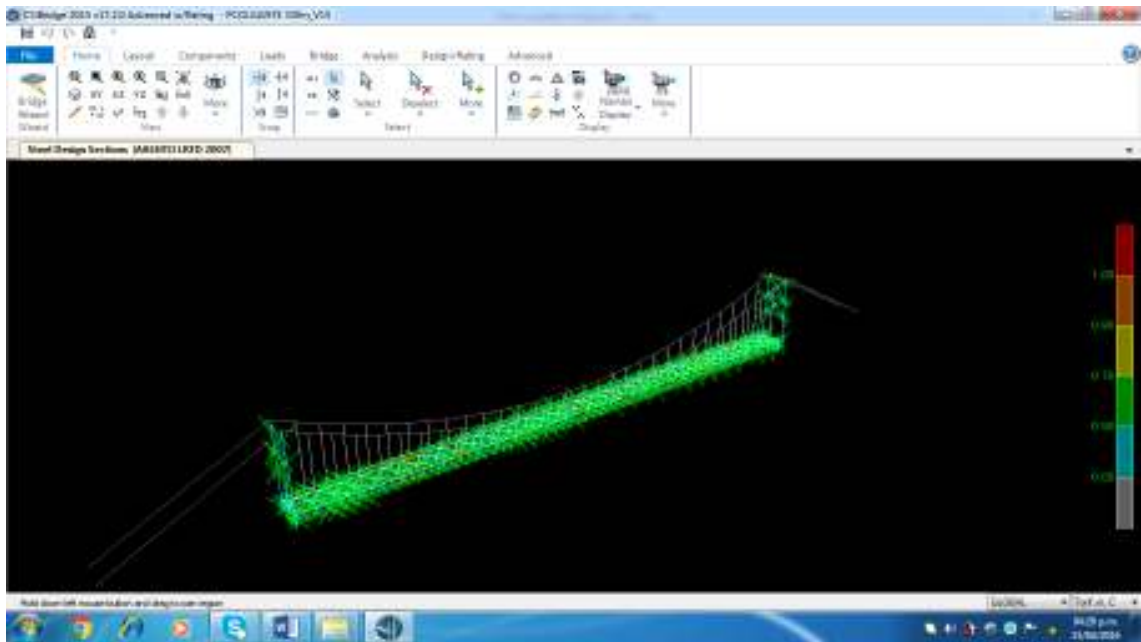
Con respecto al modelamiento, se adiciono en el software Csi Bridge 2015 V 17.2, como una carga distribuida en el sentido longitudinal de la viga.



## 5.2 VIGA DE RIGIDEZ

Los elementos seleccionados y considerados en el modelamiento, cumple con el diseño por resistencia en base a factores de carga, de acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO LRFD, Tabla 3.4.1-1, del cual el más desfavorable es el diseño por resistencia I, más la fuerza de viento.

El cálculo de los elementos que se presenta en el Anexo C, de la Tesis, también cumplen con la verificación por resistencia, realizado con el Software Csi Bridge 2015 V 17.2, obteniendo ratios con valores menores a 1.



### 5.3 CABLE PRINCIPAL

De acuerdo a los metrados de cargas y el mayoramiento que indica la norma AASTHO LRFD, siendo el más desfavorable el diseño por resistencia I, más la fuerza de viento, en la selección de diseño del cable principal, obtenemos como resultado 4 cables empaquetados como uno solo, de diámetro  $3 \frac{3}{4}'$ , el cuál es el adecuado de acuerdo a sus especificaciones técnicas, sin embargo el diámetro del cable puede ser difícil de manejar para el montaje en un puente en zonas inaccesible de poco acceso a los equipos de grúas, pudiendo cambiarse a menores diámetro de cable con mayor cantidad de cables, pudiendo ser a 6 cables empaquetados u 8 cables según calculo.

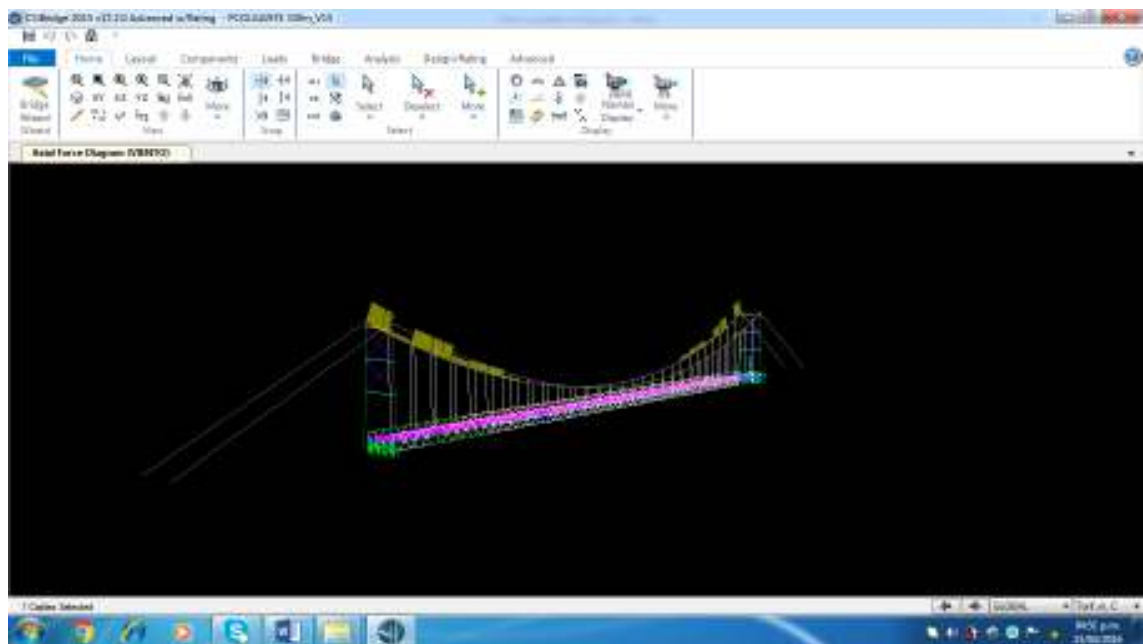
El resultado es:

6 cables de  $3'$

$$\phi = 3' \approx t_r = 538 \text{ ton. corta}$$

8 cables de  $2 \frac{5}{8}'$

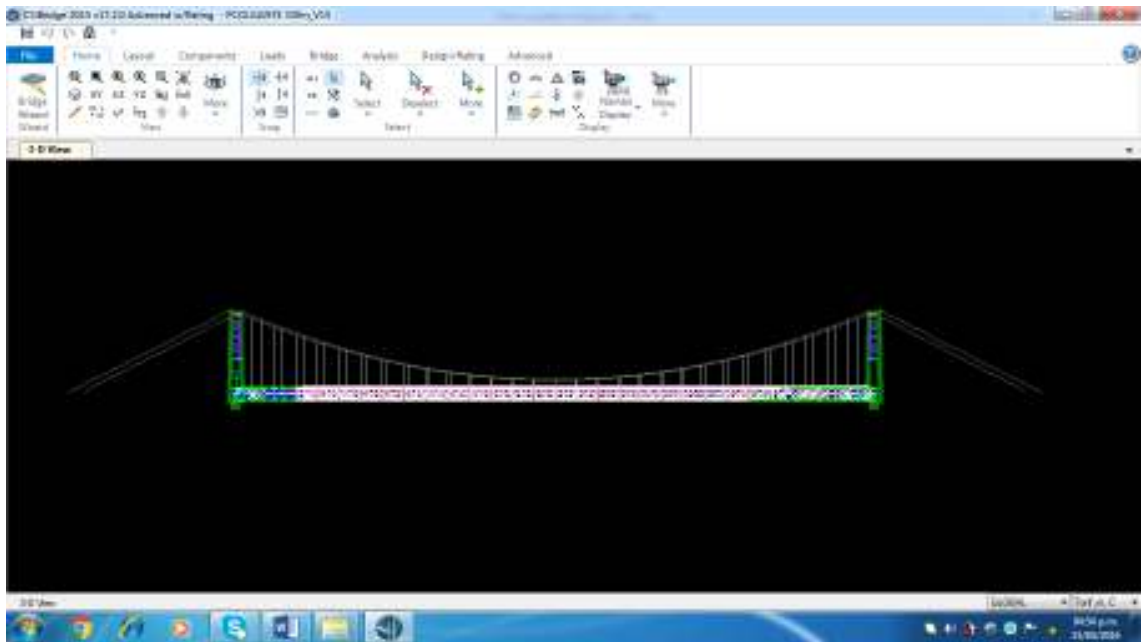
$$\phi = 2 \frac{5}{8}' \approx t_r = 417 \text{ ton. corta}$$



## 5.4 PENDOLAS

Las péndolas, como resultado en el proyecto tenemos un total de 29 péndolas por cada lado del puente en cada cable principal, el diámetro de la péndola es de 2", con una resistencia a la tensión de 245ton.corta, de acuerdo a la tabla ASTM A586, haciendo comparación con la tensión actuante es de 109.10tn.corta, el diámetro seleccionado tiene mayor resistencia y es adecuado la selección.





## 5.5 CAMARA DE ANCLAJE

La dimensión de la cámara de anclaje es de 21m de ancho, 29 de largo y 14.5m de alto.

Estas verificaciones se encuentra desarrollada en el punto 8.10.7 al 8.10.11 del Capítulo IV.

La cámara de anclaje, de acuerdo a la dimensión seleccionada, cumple con las verificaciones siguientes:

- Verificación de la estabilidad al deslizamiento

$$C_d = \text{Coeficiente de deslizamiento}$$

$$2 \leq C_d$$

$$C_d = 2.16, C_d \leq 2.16 \text{ (Conforme)}$$

- Verificación de la estabilidad al Volteo

$$C_v = \text{Coeficiente de volteo}$$

$$2 \leq C_v$$

$$C_v = 4.43, C_v \leq 4.43 \text{ (Conforme)}$$

- Verificación de la Excentricidad

$e = \text{Exentricidad}$

$$B/6 > e$$

$$B/6 = 4.83$$

$$e = 1.81$$

$$1.81 < 4.83 \text{ (Conforme)}$$

- Presiones sobre el Terreno

$$q_1 = 4.454 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1.706 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad portante del suelo deberá ser mayor a  $4.455 \text{ kg/cm}^2$

## 5.6 TORRES

Las Torres a considerar, son de sección rectangular, pudiendo ser de conexión empernada, remachada o soldado en parte a la hora de conformar tal sección a la hora de fabricación.

El diseño de las torres de está realizado de acuerdo a la norma de acero AISC y La norma AASTHO LRFD, por tanto cumple con las verificaciones siguientes:

- Verificación a compresión

$$P_u = \text{Resistencia Requerida segun LRFD}$$

$$P_n = \text{Resistencia Nominal}$$

$$\phi = \text{Factor de Resistencia}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$\phi = 0.90$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ toneladas}$$

$$P_n = 9,255.29 \text{ toneladas}$$

$$2,483.04 \leq 8,329.76 \text{ (Conforme)}$$

- Verificamos la relación limitante ancho-espesor

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \text{ (Seccion no esbelta)}$$

$$\lambda_r = 33.71$$

$$\frac{b}{t} = 18.89$$

$$18.89 \leq 33.71 (\text{No esbelta})$$

- Verificación de la longitud efectiva

$$\frac{K \cdot L}{r_x} < 200$$

$$32.88 < 200 (\text{Conforme})$$

- Verificamos el pandeo por flexión ( Elástico e inelástico)

Pandeo Elástico

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$\phi = 0.90$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ toneladas}$$

$$P_n = 3,571.42 \text{ toneladas}$$

$$2,483.04 \leq 3,214.28t (\text{Conforme})$$

Pandeo Inelástico

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$\phi = 0.90$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ toneladas}$$

$$P_n = 9,251.57 \text{ toneladas}$$

$$2,483.04 \leq 8,326.41 (\text{Conforme})$$

- Resistencia a juntas soldadas

Para el metal soldadura

Considerando el metal base igual al metal de soldadura

$$P_u \leq \phi \cdot R_n$$

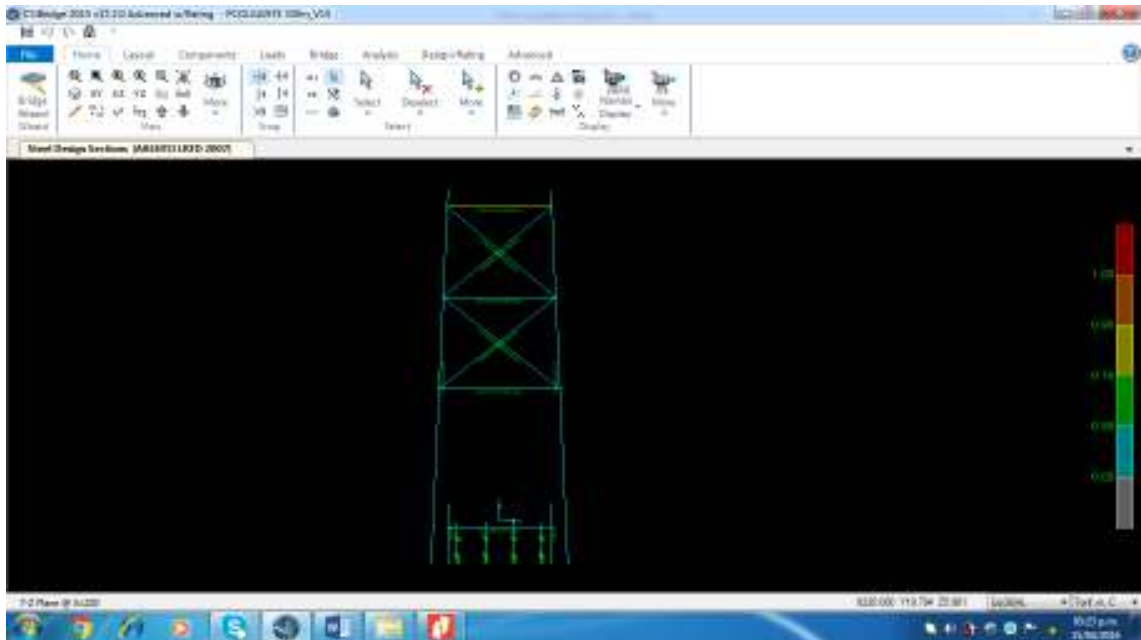
$$\phi = 0.75$$

$$P_u = 2,483.04 \text{ toneladas}$$

$$R_n = 8,616.67 \text{ toneladas}$$

$$2,483.04 \leq 7,755t (\text{Conforme})$$

Las verificaciones echas cumplen de forma satisfactoria tal como se aprecia en el punto 8.13 del capítulo IV.



## 5.7 CIMENTACION

La cimentación del puente es de dimensiones 10m de ancho 12.80 de largo y 18.50m de alto.

Cumple con las verificaciones siguientes:

- Verificación de la estabilidad al Volteo

$C_d = \text{Coeficiente de deslizamiento}$

$$2 \leq C_d$$

$$C_d = 3.15, C_d \leq 3.15 \text{ (Conforme)}$$

- Verificación de la estabilidad al deslizamiento

$C_V = \text{Coeficiente de deslizamiento}$

$$2 \leq C_V$$

$$C_V = 2.46, C_V \leq 2.46 \text{ (Conforme)}$$

- Verificación de la excentricidad

$e = \text{Exentricidad}$

$$B/6 > e$$

$$B/6 = 1.67$$

$$e = 1.13$$

$$1.13 < 1.67 \text{ (Conforme)}$$

- Presiones sobre el terreno

Reacción del suelo en la zona de cortante máximo del talón

$$q_B = 8.714 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad portante del suelo deberá ser mayor a  $8.714 \text{ kg/cm}^2$ , de no ser así se recomienda considerar un tipo de cimentación especial para poder colocar la cimentación sobre terreno de más capacidad portante.

- Verificación por cortante en la pantalla

$$V_U = \text{Esfuerzo actuante Ultimo}$$

$$V_C = \text{Esfuerzo resistente}$$

$$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_U < V_C$$

$$V_U = 179.50 \text{ t/m}, V_C = 185.11 \text{ t/m}$$

$$179.50 < 185.11 \text{ ( Conforme)}$$

- Verificación por cortante del talón

$$V_{Uy} = \text{Esfuerzo actuante}$$

$$V_C = \text{Esfuerzo resistente}$$

$$F_c = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{Uy} < V_C$$

$$V_{Uy} = 615.10 \text{ t/m}, V_C = 682.21 \text{ t/m}$$

$$615.10 < 682.21 \text{ ( Conforme)}$$

Estas verificaciones se encuentran desarrolladas en el punto 8.14 del capítulo IV.

## CONCLUSIONES

- 1.- Los criterios para el diseño de puentes colgantes, nos lleva a seleccionar la opción, que arroja resultados más conservadores y por ende más seguros, esta es, la de combinaciones de carga por es el estado límite de resistencia I del AASTHO LRFD, incluyendo la fuerza de viento sin mayorar.
- 2.- El diseño del cable principal, da como resultado del diseño por resistencia I, más la fuerza de viento, cuatro cables de diámetro  $3 \frac{3}{4}$  ', unidos entre sí, con abrazadera en cada posición de la péndola, que descansa en la cumbre de la torre, con una longitud de 410 metros, incluye la longitud de curva del vano central, longitud de fiadores más el anclaje en la cámara.
- 3.- El elemento componente, Cimentación de este puente colgante para nuestro caso la reacción del suelo sugiere una capacidad portante del suelo mayor a  $8.714 \text{ kg/cm}^2$ , en el punto de acción de la cortante máxima en la base de la cimentación, producto de las cargas que actúan sobre el estribo incluyendo la súper estructura, el valor de la carga sin mayorar es 558.68t/m, siendo la cimentación 12.80m de largo, el peso total sin mayorar que actúa en todo el estribo es de 7,151.10 toneladas y mayorada es de 749.85t/m el cual nos arroja un valor de 9,598.08 toneladas en todo el largo del estribo.
- 4.- Los elementos, de la torre, viga de rigidez, en la verificación por resistencia con el software Csi Bridge V 17.2, nos arroja resultados de ratio por debajo de uno, el cual indica que los elementos cumplen con el diseño por resistencia y son capaces de resistir a los esfuerzos actuantes a la cual será sometido, llámese carga viva o camión de diseño, o la combinación AASHTO LRFD indicado en la tabla 3.4.1-1.
- 5.- La fuerza de viento que actúa sobre el puente a la velocidad de viento 180km/h, es de 1.1t/m, representa el 21.59% de la carga muerta incluida la carga de asfalto, frente a esto tenemos la sección rígida, haciéndolo poco probable que sea afectado por la resonancia producida por, acción del viento, fuerza externa, sismo u otro evento.

## RECOMENDACIONES

1.- Se recomienda tener en cuenta, a la hora de elaborar un proyecto de puentes colgantes, los criterios de diseño, en base a las combinaciones y factores de carga, del estado limite por resistencia I, de la norma AASHTO LRFD, considerando la fuerza de viento sin mayorar, siendo este resultado, el que produce mayor cantidad de carga o esfuerzos para el diseño.

2.- Se recomienda revisar muy bien el cálculo de la longitud del cable principal ya que está, en la mayoría de veces son importados a medida, esto con la finalidad de no tener contratiempos en la etapa de construcción del puente colgante, también considerar la posibilidad de reducir el diámetro del cable aumentando el número de cables, para facilitar el montaje en zonas de poca accesibilidad a los equipos mecánico, para este caso serían, 6 cables de diámetro 3' u ocho cables de diámetro  $2 \frac{5'}{8}$ , que reemplazarían los 4 cables de  $3 \frac{3}{4}$  ', previa aprobación del especialista.

3.-Se recomienda como alternativa de cimentación, el pilotaje, siendo esta una técnica adecuada para llegar a niveles de profundidad que se requiere, en donde se hallara mayor resistencia, que garantice la estabilidad de la súper estructura en el tiempo para evitar que se encuentre en riesgo frente a un evento natural o agentes externos ocasionales propios del lugar.

4.- Se recomienda luego de la verificación por resistencia, tener en cuenta el control de deflexiones de acuerdo a la norma ASTHO LRFD indicado en el artículo 3.6.2, para nuestra investigación es L/800, por carga viva y es equivalente a 0.275m, el valor de la contra flecha es el equivalente a 8 veces la deformación por carga viva es decir la contra flecha es 2.20m equivalente a L/100.

5.- La norma AASSTHO LRFD, nos da un valor de presión, para vientos de 160km/h, es obligatorio hacer pruebas de túnel de viento a diferentes velocidades vale decir desde velocidades, inferiores y superiores a 180km/h, para ver el comportamiento del diseño geométrico del puente. En su etapa de diseño, a la vez realizar correcciones, para evitar que entre en resonancia, una posible solución sería cambiar el diseño de la sección convencional de acero estructural, por una sección de forma aerodinámica de acero estructural.



## **BIBLIOGRAFIA**

1. - American of State Highway and transportation officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, EE.UU, 2012, 6ta Edition.
- 2.- Especificación, Comentarios y Diseño Sismo resistente ANSI/AISC-360-10, para la construcción de Acero. Año 2010.
- 3.- Diseño de estructura de Acero, Jack C, Mc Cormac, Stephen F. Csernak. ISBN: 978-0-103-607948-4 edición original en inglés "Structural Desing". Año 2012.
- 4.- Diseño de Acero estructural, Joseph E. Bowles, catedrático de ingeniería civil en Bradley University. Año 1991.
- 5.- Resistencia de materiales, Stephen P. Timoshenko, 5ta edición 2012, James M. Gere.
- 6.- Analisis de Estructuras Reticulares, 5ta impresión James M Gere y William Weaver JR.
- 7.- Analisis de estructuras Metodos clásicos y matricial, Jack C. Macormac, cuarta edición, México. junio 2010.
- 8.- Manual Bailey y Uniflote, Sir Donald C. Bailey, Kt. O.B.E, D. Eng. M.I.C.E, F.I Struct. E. Inventor del puente Bailey. Año 1970.
- 9.- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, "Manual de diseño de puentes, Peru-2003.
- 10.- E.030, Diseño sismo Resistente, E.060, Concreto Armado, E.090, Estructuras Metálicas.

## **COPIAS Y APUNTES DE CLASE**

- Curso de puentes, Ph.D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Perú- 2014.
- Curso de cimentaciones, Ing. Felipe Durand López Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru-2014.
- Curso de Concreto Armado, Ing. Néstor Cárdenas Sánchez Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru-2014.
- Curso de análisis estructural, Dr. Ing. Andrés Pantoja Marín Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru-2013.

## TESIS

- 1.- Investigación sobre el control activo de puentes muy largos, Segunda Conferencia Europea para el Control Estructural, Campus -sur- Marne, Francia, 3 hasta 6 julio 2000, Universidad de Aalborg Dinamarca.
  
- 2.- Tesis de diploma, Universidad de Bohemia Occidental Facultad de Ciencias Aplicadas Departamento de Matemáticas, Modelización numérica de Puentes Colgantes, Czech Republicca, Plzen 2007, Autor Tomas Berka.
  
- 3.- Tesis, INSPECCIÓN DEL PUENTE e interferometría presentada por, JOSEPH E. KRAJEWSKI, Una Tesis Presentada a la Facultad, WORCESTER POLITÉCNICA INSTITUTO en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Maestría en Ciencias en, Ingeniería Civil, Estados Unidos, Mayo 2006.
  
- 4.- Tesis, Modelado de la salud estructural de la, Ölfusá Puente colgante, Detección de daños y los aspectos de vigilancia. Islandia, año 2012.
  
- 5.- Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería, Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes. Autor: Everth Jhon Ampuero Alata. Perú, Año 2012.

## **ANEXOS**

### **ANEO A**

PLANOS, EG-01, E-01, E-02

### **ANEXO B**

CUADRO DE RESULTADOS DE LA CIMENTACION

### **ANEXO C**

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA VIGA DE RIGIDEZ

### **ANEXO D**

REPORTE CSI BRIDGE 2015 V 17.2

### **ANEXO E**

NORMA ASTM PARA CABLES

### **ANEXO F**

LISTA DE PERFILES EN DIFERENTES MEDIDAS