

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y  
CIVIL  
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA  
CIVIL



**Evaluación de la capacidad de carga viva vehicular  
de la super-estructura del puente reticulado Itigalo  
L=40 m, haciendo uso de la metodología Load and  
Resistance Rating Factor - AASHTO**

**BORRADOR DE TESIS  
PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Presentado por :  
Jesús H. Quintanilla Mendoza

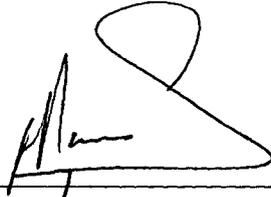
Asesor :  
Ing. Norbertt L. Quispe Auccapuella

**AYACUCHO PERÚ  
2016**

**“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA VIVA VEHICULAR DE LA SUPER-ESTRUCTURA DEL PUENTE RETICULADO ITIGALO L=40M, HACIENDO USO DE LA METODOLOGÍA LOAD AND RESISTANCE RATING FACTOR - AASHTO”**

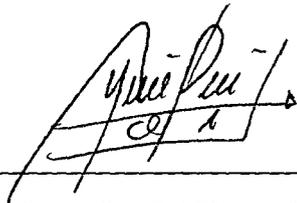
**RECOMENDADO** : 26 DE SETIEMBRE DE 2016

**APROBADO** : 25 DE OCTUBRE DE 2016



---

MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)



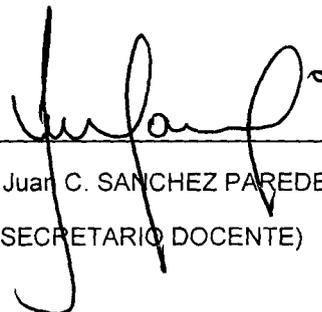
---

MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA  
(MIEMBRO)



---

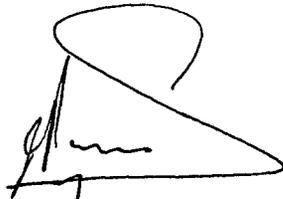
MSc. Ing. Ruben A. YACHAPA CONDEÑA  
(MIEMBRO)



---

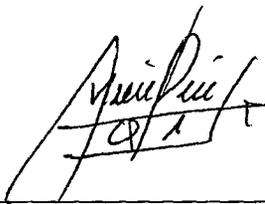
Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(SECRETARIO DOCENTE)

Según el acuerdo constatado en el acta, levantado el 25 de octubre de 2016, en la sustentación de tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **Jesús Honorato QUINTANILLA MENDOZA**. Con la Tesis Titulado **“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA VIVA VEHICULAR DE LA SUPER-ESTRUCTURA DEL PUENTE RETICULADO ITIGALO L=40M, HACIENDO USO DE LA METODOLOGÍA LOAD AND RESISTANCE RATING FACTOR - AASHTO”**, fue calificada con la nota de QUINCE (15) por los que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



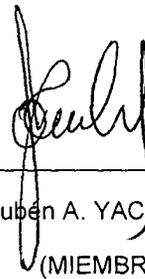
---

MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)



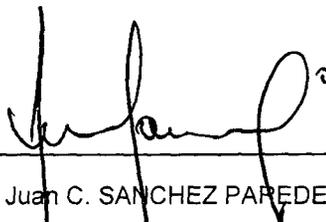
---

MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA  
(MIEMBRO)



---

MSc. Ing. Rubén A. YACHAPA CONDEÑA  
(MIEMBRO)



---

Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(SECRETARIO DOCENTE)

Si tienes un sueño en tu corazón, y de verdad crees en  
él, corres el riesgo de que se convierta en realidad.

*Walt Disney (1901-1966)*



## Agradecimientos

A. Agradezco a Dios, por hacer posible las circunstancias en favor del presente trabajo.

B. A mis padres Rubén y Gaudencia por su apoyo incondicional y comprensivo.

C. A María, mi compañera de lindos ojos de junco y capuli.

D. A los Ingenieros docentes, que con sus enseñanzas y sugerencias a lo largo de la vida universitaria contribuyeron en la formación de mi carrera profesional y la elaboración de la presente Tesis.

E. A mis amigos José, Carlos, Ángel, Charly, entre otros, que con su apoyo ayudaron a realizar la presente Tesis .

Jesús H. Quintanilla Mendoza

UNSCH

Ayacucho, Octubre de 2016

*Jesús Quintanilla.*



## Resumen

En el presente trabajo se evalúa la capacidad de carga viva vehicular para la super-estructura del puente existente tipo reticulado - Itigalo de  $L= 40m$ , haciendo uso de la metodología **Load and Resistance Rating Factor (Factor de Calificación de Carga y Resistencia) LRFR - AASHTO**. El puente evaluado cuenta con un periodo de 12 años aproximadamente (Febrero 2005) desde que fue construido por el SIMA.

La finalidad de la presente tesis es evaluar y determinar las condiciones actuales-reales de la capacidad de carga viva vehicular de la super-estructura del puente reticulado Itigalo, ya que se evidencia que con el paso de los años las cargas móviles que circulan por dicho puente han cambiado; además, fueron diseñados con las normativas anteriores de diseño de puentes y que a la fecha se viene diseñando con la metodología LRFD; además, se evidencia que en la actualidad el puente carece de mantenimiento periódico regular. Lo dicho anteriormente representan unas condiciones de carga diferentes a las que se utilizó al momento de diseñar el puente.

Al finalizar la evaluación con la metodología **Load and Resistance Rating Factor (Factor de Calificación de Carga y Resistencia) LRFR - AASHTO**, se obtendrá unos factores de calificación, que dependiendo de su valor se podrá determinar las acciones a tomar respecto al funcionamiento del puente y su condición actual, pudiendo ser dicha acción: la

restricción al tráfico de determinados vehículos, el reforzamiento del puente en sus distintos elementos estructurales, el reemplazo total del puente o garantizar que se encuentra en buenas condiciones de brindar el servicio de tránsito vehicular a través de él.

Presentar una metodología de evaluación cuantitativa y cualitativa de puentes existentes y que sea evaluada con la metodología actual de diseño de puentes(LRFD), ya que a la fecha el MTC no tiene definido una metodología de evaluación de puentes existentes a nivel nacional.



## Summary

In this work the ability to vehicular live load to the superstructure of the existing bridge is evaluated crosslinking type - Itigalo , using the **Load and Resistance Factor Rating LRFR - AASHTO** methodology. Evaluated the bridge has a lifespan of about 12 years since it was built.

The purpose of this thesis is to determine the current - actual conditions of vehicular live load capacity of the superstructure , as it is evident that over the years moving loads circulating on the bridge have changed ; moreover, they were designed with the previous rules of design bridges and to date has been designed with the LRFD methodology ; also it evidenced that currently lacks regular bridge maintenance . The above represent different load conditions to that used when designing the bridge.

After the evaluation with the **Load and Resistance Factor Rating LRFR - AASHTO** methodology, load factors, depending on its value will determine the actions to take regarding the operation of the bridge and its present condition, is obtained can be told action : restricting traffic vehicles, strengthening the bridge in its various structural elements , the total replacement of the bridge or ensure that it is in good position to provide the service vehicle traffic through it.

Present a methodology of analytical evaluation of existing bridges and with the current methodology bridge design ( LRFD ) since the date the MTC has defined a methodology for evaluating existing bridges nationwide.



## Introducción

Para el desarrollo de una sociedad son indispensables los medios de comunicación (entre otros), permitiéndoles la interacción entre los miembros de las distintas sociedades y de esa forma conocer, respetar y desarrollar las costumbres y potencialidades geo-políticas de cada zona de nuestro país. Dentro de los tipos de comunicación tenemos a los medios de transporte, entre ellos las carreteras y puentes considerados obras de arte, los cuales son un elemento indispensable para el transporte de bienes, tecnología, servicios, etc. entre dichas sociedades.

Por lo cual, es importante mantener en óptimas condiciones dicha infraestructura carretera para dar condiciones favorables al transporte y seguridad a los usuarios. Cumplidos los trabajos de mantenimiento y óptimo estado de las carreteras tendremos un transporte eficiente, donde se verán directamente beneficiados las sociedades en su conjunto.

De la misma manera se tiene a los puentes (obras de arte) como una infraestructura importante de las carreteras, por ello es imprescindible dar seguimiento a los mismos, mediante inspecciones y mantenimiento periódicos constantes; esto para verificar las propiedades físico-mecánica de sus distintos elementos estructurales y ver el comportamiento ante los vehículos actuales que transitan por ellos. Todo esto es necesario para determinar y tomar acciones (si es que fuera el caso) de restringir el tránsito de cierto tipo de vehículos o el reforzamiento de alguno de los elementos estructurales del puente.

Esta tesis es presentada como parte de los requisitos para optar el título académico de Ingeniero Civil, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, y no ha sido presentada previamente para la obtención de otro grado o título en ésta universidad. La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el periodo 2015 - 2016.

Jesús H. Quintanilla Mendoza.

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

Ayacucho, Octubre de 2016.



# Índice

<b>Portada</b>	<b>I</b>
<b>Epígrafe</b>	<b>I</b>
<b>Agradecimientos</b>	<b>II</b>
<b>Resumen</b>	<b>III</b>
<b>summary</b>	<b>IV</b>
<b>Introducción</b>	<b>VI</b>
<b>Índice General</b>	<b>VIII</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>XII</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>XVI</b>
<b>Lista de Siglas y Símbolos</b>	<b>XVIII</b>
<b>1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes. . . . .	1
1.2. Problema. . . . .	1
1.3. Objetivos de la tesis. . . . .	2

---

1.3.1. Generales. . . . .	2
1.3.2. Específicos. . . . .	2
1.4. Hipótesis. . . . .	3
1.5. Alcances y limitaciones. . . . .	3
1.6. Reseña Histórica de la metodología. . . . .	4
1.7. Registros en Perú. . . . .	5
1.8. Ubicación del Puente. . . . .	8
1.9. Descripción General del Puente. . . . .	9
<b>2. CAPÍTULO: II PUENTE RETICULAR.</b>	<b>12</b>
2.1. Elementos Reticulados. . . . .	12
2.2. Tipos de Puente Reticular. . . . .	13
2.3. Acero Estructural. . . . .	19
2.3.1. Propiedades de Tensión. . . . .	20
2.3.2. Propiedades de Corte. . . . .	20
2.3.3. Tipos de Acero Estructural. . . . .	20
2.3.3.1. Aceros de Carbono. . . . .	23
2.3.3.2. Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación. . . . .	23
2.3.3.3. Aceros al Carbono y HSLA Tratados Térmicamente. . . . .	23
2.3.3.4. Acero aleado Térmicamente Tratados Para la Construcción. . . . .	24
2.3.4. Conexiones. . . . .	25
2.3.4.1. Tipos de Solicitaciones de los Sujetadores. . . . .	26
2.3.4.2. Conexiones Atornilladas. . . . .	28
2.3.4.3. Conexiones Soldadas. . . . .	31
2.3.4.4. Placas de Nudo. . . . .	32
2.4. Estados Límites de Diseño LRFD. . . . .	34
2.4.1. Estado límite de Servicio. . . . .	34
2.4.2. Estado límite de Resistencia. . . . .	35
2.4.3. Estado límite de Evento Extremo. . . . .	36
2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD. . . . .	36

---

<b>3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA LRFR.</b>	<b>41</b>
3.1. Definición. . . . .	41
3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR. . . . .	42
3.2.1. Filosofía de diseño. . . . .	42
3.2.2. Evaluación Rating Factor o Factor de calificación - FC. . . . .	44
3.2.3. Ecuación del Rating Factor o Factor de calificación - FC. . . . .	44
3.2.4. Niveles de carga viva y Factores de carga. . . . .	50
3.2.5. Combinación de Carga Para Factor de Calificación FC-Rating Factor . .	53
<b>4. CAPÍTULO: IV APLICACIÓN - LRFR.</b>	<b>54</b>
4.1. Información del Puente Itigalo - Datos. . . . .	54
4.2. Valoración estructural del puente. . . . .	64
4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura. . . . .	65
4.4. Calibración del Software CSI BRIDGE 2015 v17.3 . . . . .	83
4.4.1. Descripción. . . . .	83
4.4.2. Casos de estudio. . . . .	83
4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC . . . . .	84
4.6. Reforzamiento de la estructura . . . . .	94
4.7. Restricción al tráfico de Vehículos . . . . .	97
4.8. Análisis de las Conexiones del Puente . . . . .	100
<b>5. CAPÍTULO: V RESULTADOS.</b>	<b>108</b>
5.1. Resultados de la calibración. . . . .	108
5.2. Resultados de análisis de modelo. . . . .	109
5.3. Resultados de la evaluación de carga FC - Load Rating. . . . .	117
5.4. Contrastación de Hipótesis. . . . .	121
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN.</b>	<b>122</b>
6.1. Conclusiones. . . . .	122
6.2. Recomendaciones. . . . .	123
<b>Referencias Bibliográficas</b>	<b>125</b>

---





## Lista de Figuras

1.1. Colapso del puente Tincuy - Llochegua - Ayacucho. . . . .	6
1.2. Colapso del puente Pueblo Libre - Huaylas - Ancash. . . . .	7
1.3. Colapso del puente Mauro - Ferreñafe - Chiclayo. . . . .	7
1.4. Colapso del puente Topará - Cañete - Lima. . . . .	8
1.5. Vista de ubicación del puente Itigalo. . . . .	9
1.6. Vista del puente Itigalo antes del repintado - Anco - La Mar - Ayacucho. . . . .	11
2.1. Celosía tipo Pratt. . . . .	13
2.2. Puente Bocos de Duero, comunidad de Castilla y León - España. . . . .	14
2.3. Celosía tipo Howe . . . . .	14
2.4. Puente Maximiliansau, Múnich - Alemania. . . . .	15
2.5. Celosía tipo Long . . . . .	15
2.6. Puente de Williamsburg, Manhattan-Nueva York - EE.UU. . . . .	16
2.7. Celosía tipo Warrem . . . . .	16
2.8. Puente Villanueva, Maguelone - EE.UU. . . . .	17
2.9. Celosía tipo Vierendeel . . . . .	17
2.10. Puente Hafe vu Léck - Holanda. . . . .	18
2.11. Celosía tipo Bailey . . . . .	18
2.12. Puente en Zhejiang - China. . . . .	19
2.13. Esfuerzo-Deformación de acero estructural y concreto, Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt. . . . .	21

---

2.14. Esfuerzo-Deformación de acero estructural y concreto, Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt. . . . .	22
2.15. Tornillos Sujetos a Cortante.[1]. . . . .	26
2.16. Tornillos Sujetos a Tensión Pura.[1]. . . . .	27
2.17. Tornillos Sujetos a Tensión Pura.[1]. . . . .	28
2.18. Separacion entre tornillos y borde. . . . .	29
2.19. Seccione Típicas de diseño para una cartela de conexión.[2] . . . . .	34
2.20. Cuadro 1: Factores de carga y combinaciones de carga (AASHTO, 2010). . . . .	39
2.21. Cuadro 2: Factores de carga y combinaciones de carga (AASHTO, 2010). . . . .	40
4.1. Vista de la ubicación - puente Itigalo. . . . .	55
4.2. Vista de la superestructura - puente Itigalo. . . . .	55
4.3. Vista de la subestructura - puente Itigalo. . . . .	56
4.4. Datos de la calzada. . . . .	57
4.5. Datos de elementos de acero. . . . .	57
4.6. Datos de elementos de acero. . . . .	58
4.7. Datos de brida inferior. . . . .	58
4.8. Datos de las diagonales. . . . .	59
4.9. Diafragmas de apoyo. . . . .	59
4.10. Elementos oxidandose. . . . .	60
4.11. Brida inferior mal pintada. . . . .	60
4.12. Grietas en la losa. . . . .	61
4.13. No cuenta con losa de aproximación. . . . .	61
4.14. Filtración de agua en la losa. . . . .	62
4.15. Vista de estribo. . . . .	62
4.16. Grietas en la mensula. . . . .	63
4.17. Grietas en la mensula. . . . .	63
4.18. Vista del modelo Puente Itigalo. . . . .	66
4.19. Materiales y características. . . . .	66
4.20. Acero ASTM A572 - Grado 50. . . . .	67
4.21. Elcvación 1, perfiles asignados. . . . .	68
4.22. Brida inferior, perfiles asignados. . . . .	68

---

4.23. Brida superior, perfiles asignados. . . . .	68
4.24. Elevación 7, perfiles asignados. . . . .	68
4.25. Brida Inferior. . . . .	69
4.26. Brida Superior. . . . .	69
4.27. Montantes M1. . . . .	70
4.28. Montantes M2. . . . .	70
4.29. Diagonales. . . . .	71
4.30. Arriostres AS1, AS2. . . . .	71
4.31. Camión de diseño (AASHTO LRFD). . . . .	72
4.32. Cargas Permanentes. . . . .	73
4.33. Camión de diseño HL-93, peso total: 325 KN (33.13Ton). . . . .	73
4.34. Tandem de diseño, peso total: 220 KN (22.43Ton). . . . .	74
4.35. Sobre carga distribuida: 0.97 Ton). . . . .	74
4.36. Líneas de carga. . . . .	75
4.37. Espectro de aceleración (MTC). . . . .	76
4.38. Carga de sismo en la dirección "X". . . . .	77
4.39. Carga de sismo en la dirección "Y". . . . .	77
4.40. Carga de viento sobre la super-estructura. . . . .	79
4.41. Combo: Resistencia I- Inventario. . . . .	81
4.42. Combo: Resistencia I- Operación. . . . .	81
4.43. Combo: Servicio II- Inventario. . . . .	82
4.44. Combo: Servicio II- Operación. . . . .	82
4.45. Ubicación del elemento N° 191. . . . .	85
4.46. Ubicación del elemento N° 191. . . . .	86
4.47. Momento Rn Resistencia I - Inventario. . . . .	87
4.48. Momento DC Cargas permanentes. . . . .	87
4.49. Momento DW Cargas Superficie de rodamiento. . . . .	88
4.50. Momento Camion de diseño HL-93. . . . .	88
4.51. Elementos reforzados con cubre placa. . . . .	95
5.1. Momento: Resistencia I - Inventario. . . . .	110
5.2. Momento: Resistencia I - Operación. . . . .	110

---

5.3. Momento: Servicio II - Inventario. . . . .	111
5.4. Momento: Servicio II - Operación. . . . .	111
5.5. Momento: Cargas permanentes. . . . .	112
5.6. Momento: Carpeta asfáltica. . . . .	112
5.7. Momento: Camión de diseño HL-93. . . . .	113
5.8. Cortante: Resistencia I - Inventario. . . . .	113
5.9. Cortante: Resistencia I - Operación. . . . .	114
5.10. Cortante: Servicio II - Inventario. . . . .	114
5.11. Cortante: Servicio II - Operación. . . . .	115
5.12. Cortante: Cargas permanentes. . . . .	115
5.13. Cortante: Carpeta asfáltica. . . . .	116
5.14. Cortante: Camión de diseño HL-93. . . . .	116
5.15. Numeración de elementos. . . . .	119
5.16. Ratio de la superestructura. . . . .	120



## Lista de Tablas

1.1. Vías de acceso al puente Itigalo desde Ayacucho . . . . .	9
2.1. Clasificación de Aceros más usados . . . . .	25
2.2. Mínima Distancia de Borde (in) . . . . .	29
2.3. Resistencia por Cortante de Tornillos . . . . .	30
2.4. Tensión Mínima en Tornillos (Kips) . . . . .	31
2.5. Factor de ductilidad (AASHTO, 2010) . . . . .	37
2.6. Factor de Redundancia (AASHTO, 2010) . . . . .	38
2.7. Factor de importancia operacional (AASHTO, 2010) . . . . .	38
2.8. Factor de carga permanente (Peso específico) (AASHTO, 2010) . . . . .	40
3.1. Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de sistema de la Metodología LRFR (MBE, 2014) . . . . .	47
3.2. Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de condición de la Metodología LRFR (MBE, 2014) . . . . .	48
3.3. Factores de Resistencia (AASHTO LRFD) . . . . .	48
3.4. Factores de carga Permanente según superestructura y combinación de carga (AASHTO LRFD) . . . . .	49
3.5. Combinación de cargas de la metodológica LRFR (MBE, 2014) . . . . .	53
4.1. Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de condición de la Metodología LRFR (MBE, 2014) . . . . .	64

---

4.2. Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de sistema de la Metodología LRFR (MBE, 2014) . . . . .	65
4.3. Valores de constantes $V_0, Z_0$ (AASHTO LRFD) . . . . .	78
4.4. Combinaciones de carga de la Metodología de Calificación por Factores de Carga y Resistencia-LRFR (MBE, 2014) . . . . .	80
4.5. Valores de cargas calculados (CSI Bridge) . . . . .	89
4.6. Valores de combinaciones calculados (CSI Bridge) . . . . .	90
4.7. Factor de Capacidad FC calculadas . . . . .	93
4.8. Factor de Capacidad FC Puente reforzado . . . . .	96
4.9. Factor de Capacidad FC - Vehículo T3S3 . . . . .	98
4.10. Factor de Capacidad FC - Vehículo C4RB2 . . . . .	99
4.11. DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN DE DISEÑO . . . . .	101
4.12. RESULTADOS DE CONEXIÓN DE DISEÑO . . . . .	101
4.13. DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN REFORZAMIENTO . . . . .	103
4.14. RESULTADOS DE CONEXIÓN DE REFORZAMIENTO . . . . .	104
4.15. DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN DE RESTRICCIÓN . . . . .	106
4.16. RESULTADOS DE CONEXIÓN DE RESTRICCIÓN . . . . .	106
5.1. Valores obtenidos (Puente Caracol) . . . . .	108
5.2. Valores obtenidos (Puente Rio el Jute) . . . . .	109
5.3. Valores obtenidos (Puente Cañas) . . . . .	109



## Lista de Siglas y Símbolos

<i>AASHTO</i>	American Association of State Highway and Transportation Officials Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes
<i>LRFR</i>	Load and Resistance Rating Factor Calificación por Factores de Carga y Resistencia
<i>LRFD</i>	Load and Resistance Factor Design Diseño por Factores de Carga y Resistencia
<i>FHWA</i>	Federal Highway Administration Administración Federal de Carreteras
<i>MBE</i>	The Manual for Bridge Evaluation Manual para Evaluación de Puentes
<i>AISC</i>	American Institute of Steel Construction Instituto Americano de Construcción en Acero
<i>FC</i>	Factor de Calificación
<i>MTC</i>	Ministerio de Transportes y Comunicaciones
<i>SIMA</i>	Servicios Industriales de la Marina
$\phi$	Factor de Resistencia
$\phi_s$	Factor de Sistema
$\phi_c$	Factor de Condición
$\gamma_{dc}$	Factor de Carga Muerta

---

**Factor de Carga Viva**

**Factor de Carga Viva Vehicular**



# CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.

## 1.1. Antecedentes.

No existe una investigación que tenga relación con el tema presentado **Evaluación de la capacidad de carga viva vehicular de la super-estructura del puente reticulado Itigalo L=40 m, haciendo uso de la metodología Load and Resistance Rating Factor (Factor de Calificación de Carga y Resistencia) LRFR - AASHTO** en nuestra región, los estudios mas cercanos se encuentran realizados en México por el Ing. Uriel Isaac Reyes Bañuclos y Rubén Martínez los cuales se encuentran a nivel de estudios de maestría y, por la empresa "JACK LOPEZ INGENIEROS SAC" para la evaluación estructural del puente **HEROES DEL CENEPA en TUMBES - PERU (2013)**.

## 1.2. Problema.

Determinar las condiciones estructurales actuales del puente con una metodología analítica (cualitativa y cuantitativa) ya que con el transcurrir del tiempo las cargas móviles han cambiado en su magnitud y distribución de cargas; así también, el deterioro que sufren los distintos elementos estructurales por factores ambientales (corrosión, desgaste, etc.), por cargas imprevistas como impacto vehicular sobre algún elemento estructural o aumento de la capacidad

de carga del puente. Todo esto representa una condición de carga diferente que se utilizó en el momento en que fueron diseñados.

Que acciones se deben de tomar en base a la evaluación y resultados obtenidos del puente con la aplicación de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** a la super-estructura, sean estas las de reforzamiento de los distintos elementos del puente, restricción del tránsito de cierto tipo de vehículos o el reemplazo total del puente o, garantizar que el puente se encuentra en óptimas condiciones estructurales.

## 1.3. Objetivos de la tesis.

### 1.3.1. Generales.

- Aplicar una nueva metodología de evaluación de puentes existentes haciendo uso de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de los puentes existentes de la red vial nacional según AASTHO - LRFD, ya que actualmente el MTC no tiene definido una metodología (cualitativa y cuantitativa) a usar para la evaluación de puentes existentes a nivel nacional

### 1.3.2. Específicos.

- Determinar las acciones a tomar en base a los resultados de la evaluación del puente, dichas acciones pueden ser: restricciones al tráfico de determinados vehículos, realizar trabajos de refuerzo o rehabilitación de los distintos elementos estructurales del puente, cerrar o reemplazar el puente existente.
- Determinación de la capacidad de carga móvil actual (real) del puente Itigalo.
- Determinar si a un vehículo oficial del MTC se le debe de restringir el tránsito a través del puente en estudio.

## 1.4. Hipótesis.

Al evaluar la situación actual de la capacidad de carga móvil vehicular del puente a través de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** determinaremos si el puente evaluado es capaz de resistir de manera segura el tránsito de los vehículos oficiales del MTC. De no ser el caso, se contempla la hipótesis de que el puente sufra un colapso o que ciertos elementos fallen y requieran ser reforzados; otra situación es de restringir el tránsito a cierto tipo de vehículos debido a que representan un peligro de colapso para el puente.

Usaremos los camiones actuales que figuran en el MTC para determinar si se requiere restringir el tránsito vehicular a través del puente de alguno de dichos vehículos, ya que dicho vehículo podría representar un peligro de colapso para el puente.

## 1.5. Alcances y limitaciones.

1. El trabajo pretende ser de utilidad en las obras y/o proyectos futuros que contemplen la evaluación de puentes existentes.
2. Dentro de los alcances, se puede resaltar el hecho de aplicar una nueva metodología cualitativa y cuantitativa de evaluación de puentes existentes, sustentada en la metodología actual de diseño de puentes Load and Resistance Factor Design - LRFD, del cual se desprende la metodología de evaluación de puentes existentes de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**.
3. El trabajo presentado solo estudia la Super-estructura del puente en referencia tal y como se detalla en el título de la investigación, dejando el análisis de la Sub-estructura para futuras investigaciones.
4. La metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** hace una evaluación de la carga viva vehicular, dicha metodología no incluye el análisis sísmico ni de viento, ello se encuentra mencionado en el Capítulo III, la metodología LRFR realiza el análisis para las Combinaciones de Resistencia I y Servicio II los cuales no considera los eventos mencionados no considerados.

5. Se entiende que para la aplicación de la metodología LRFR el usuario tiene claro los conceptos de diseño de puentes y cálculo estructural (Compresión, Tensión, flexión, cortante, etc) y demás que impliquen propiamente los requisitos del diseño de puentes los cuales no serán considerados en la presente Tesis.

## 1.6. Reseña Histórica de la metodología.

La metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** se inició en marzo de 1997 debido al desarrollo de una nueva carga AASHTO (HL-93) y, un nuevo manual de Calificación de puentes de carretera la que fue publicada como: "The Manual For Bridge Evaluation" de AASHTO del 2011 (Manual para la evaluación de puentes, denominado MBE). El Sr. Charles Minervino fue el investigador principal y el Sr. Bala Sivakumar fue el *Co-Investigador Principal*; además, el Dr. Fred Moisés y el Dr. Dennis Mertz fueron los consultores.

El objetivo del proyecto era desarrollar una metodología para la evaluación de la capacidad de carga viva real de los puentes existentes haciendo uso de la metodología LRFD que es la metodología que se viene usando para diseñar los puentes actuales. La nueva metodología sería consistente con las Especificaciones del AASHTO - LRFD que hace uso de la filosofía de estados límites. Este método servirá como un estándar para la determinación de la condición física, el mantenimiento de los elementos y conocer la capacidad de carga viva vehicular de los puentes existentes de la nación.

El objetivo principal del equipo de investigación era producir un método práctico que sea fácil de entender y de fácil uso. A la fecha los aspectos de evaluación siguen siendo invisibles para el ingeniero evaluador; sin embargo, mediante la aplicación de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** se podrá realizar dichas evaluaciones tal y como se usa en las Especificaciones LRFD.

Los nuevos procedimientos de evaluación de carga se presentan de tal forma que permite su uso de una manera determinista (analítico - cuantitativo), haciendo que ellos aparezcan como

una extensión del método LRFD. Recordemos que en las Especificaciones AASHTO - LRFD gran parte del énfasis y factores de diseño se basan en múltiples puentes de vigas de acero y concreto que se consideran representativos de las tendencias actuales y futuras en el diseño de puentes en todo el mundo.

El equipo de investigación reconoce la amplia gama de usuarios potenciales, y no menos importante el gran número de tipos de estructuras y la gama de condiciones que deben reflejarse para facilitar la aplicación del método. El objetivo del equipo de investigación era producir un método que no sólo satisfaga las necesidades de evaluación del inventario de puentes, sino también recibir un amplio apoyo a la adopción y distribución por el Subcomité AASHTO de Puentes y Estructuras, los cuales fueron satisfactorios.

## 1.7. Registros en Perú.

En los últimos años se ven evidenciados el colapso de varios puentes en nuestro país, entre ellos tenemos puentes antiguos que fueron colapsados debido a que soportaron mayores cargas vivas con las que fueron diseñados (tránsito de camiones sobrecargados atreves del puente), también tenemos el colapso de puentes nuevos en pleno funcionamiento que fueron mal diseñados, el colapso de puentes nuevos mal construidos, el colapso de puentes antiguos debido a la corrosión de sus elementos estructurales y/o similares daños, etc.

A continuación se menciona algunos sucesos fatalmente ocurridos en nuestro país:

- Puente "Tincuy", Llochegua-Provincia de Huanta, departamento de Ayacucho; colapso de la super-estructura antes de ser inaugurado en Enero de 2011, debido al mal proceso constructivo y/o mal diseño estructural.
- Puente "Pueblo Libre", Provincia de Huaylas, departamento de Ancash; puente colapsado en setiembre de 2011, debido al tránsito de un camión minero con sobrepeso a través del puente.
- Puente "Mauro", Provincia de Ferreñafe, departamento de Chiclayo; puente colapsado en Enero de 2012, debido a que sus elementos estructurales se encontraban desgastados

(elementos oxidados y con menores secciones respecto al que fueron diseñados) y, a través de dicho puente transitó un tráiler de doble carreta con un peso mayor a la capacidad real del puente.

- Puente "Topara", provincia de Cañete, departamento Lima; puente colapsado en Julio de 2015, debido a la mala construcción y/o mal diseño estructural.



Figura 1.1: Colapso del puente Tincuy - Llochegua - Ayacucho.



Figura 1.2: Colapso del puente Pueblo Libre - Huaylas - Ancash.

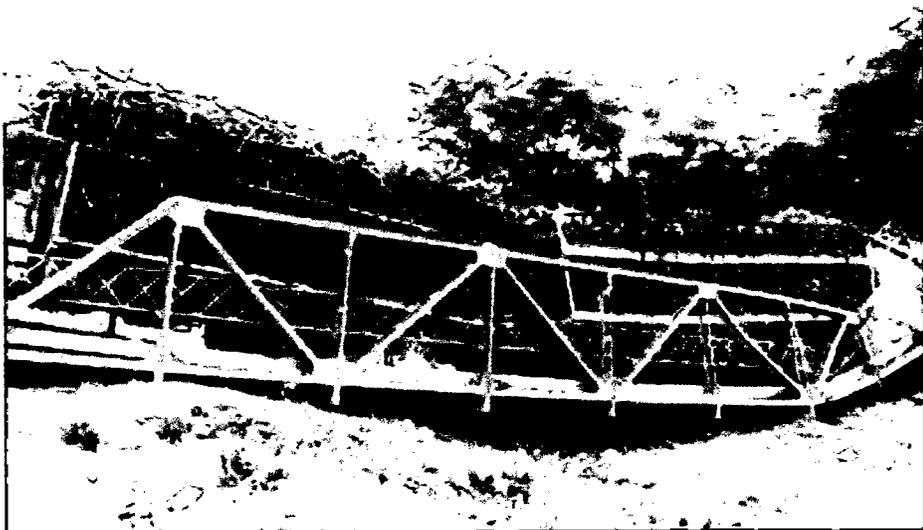


Figura 1.3: Colapso del puente Mauro - Ferreñafe - Chiclayo.

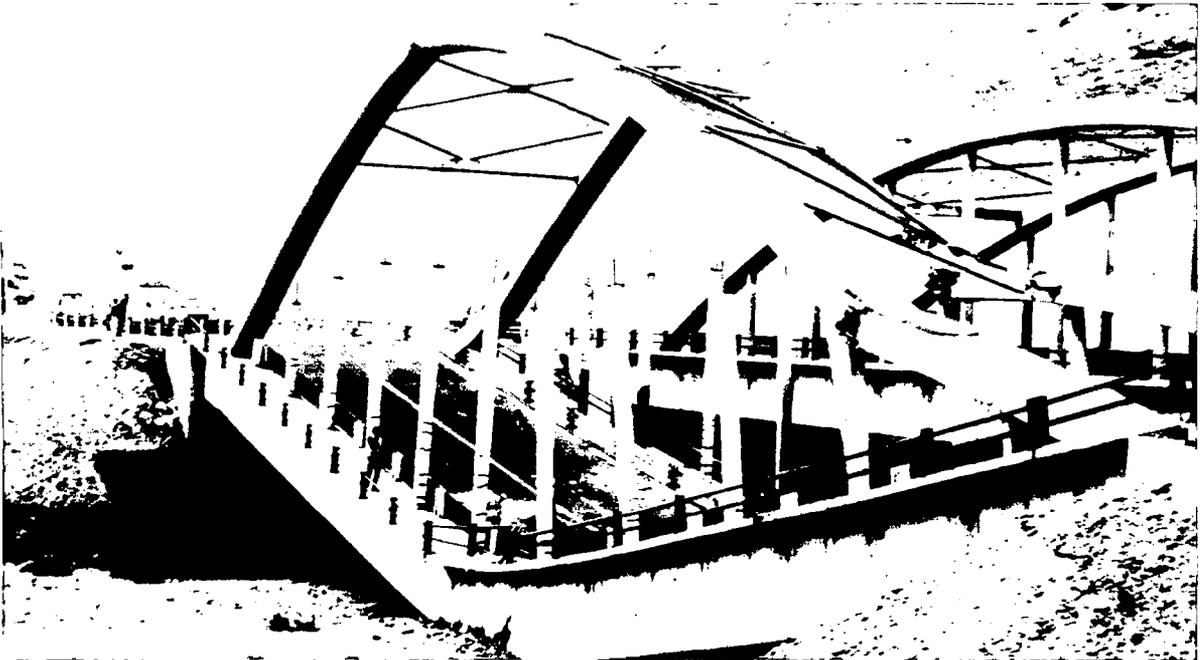


Figura 1.4: Colapso del puente Topará - Cañete - Lima.

Con lo mencionado anteriormente se ve evidenciado la necesidad de evaluar la situación actual de los puentes existentes (sean existentes o si es que se tiene dudas sobre los puentes en construcción) con nuevos y actuales métodos de evaluación.

En la misma situación que el puente Itigalo, además de los puentes mencionados que colapsaron, actualmente se encuentran muchos puentes en el Perú y los que requieren con suma urgencia una evaluación de su situación actual-real de capacidad de carga viva vehicular para evitar el colapso de las mismas y evitar pérdidas de vidas humanas y económicas.

## 1.8. Ubicación del Puente.

La zona de ubicación del presente estudio (Puente Itigalo), comprende el área del río Itigalo, dentro de la jurisdicción del distrito de Anco, provincia de La Mar y departamento de Ayacucho, a una altitud de 783.00 m.s.n.m aproximadamente. El puente Itigalo se encuentra en la carretera Mejorada - Agua dulce, distrito de Anco, provincia de La Mar, región Ayacucho. La accesibilidad a la zona de estudio se efectúa desde la ciudad de Ayacucho:

Tabla 1.1: Vías de acceso al puente Itigalo desde Ayacucho

RED VIAL PRINCIPAL	DISTANCIA (Km)	TIPO DE VIA
Ayacucho - Quinua	35	Asfaltado
Quinua - Tambo	49	Asfaltado
Tambo - San Miguel - Chiquintirca	96	Asfaltado 1 vía
Chiquintirca - Mejorada	49.2	Afirmada
Mejorada - Puente Itigalo	20.5	Afirmada

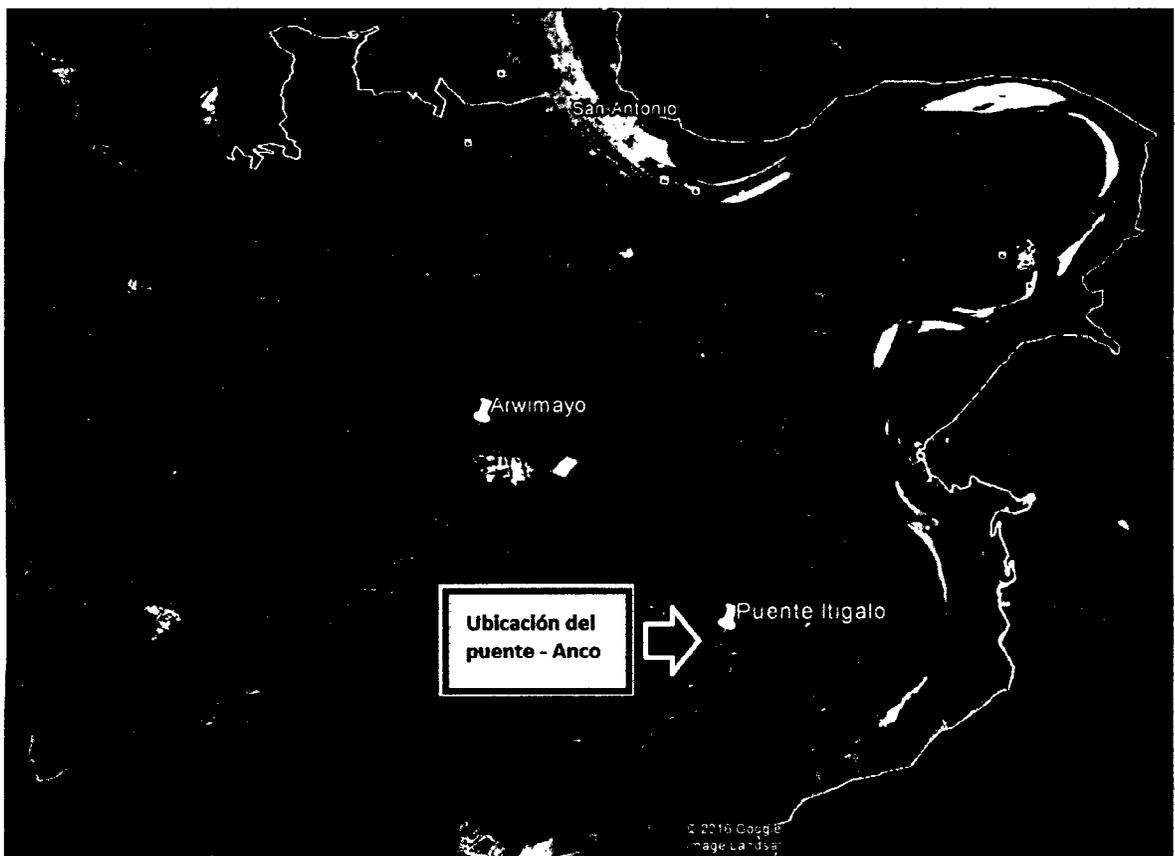


Figura 1.5: Vista de ubicación del puente Itigalo.

## 1.9. Descripción General del Puente.

El puente Itigalo de  $L=40m$  es nuestro puente intervenido para la presente Tesis, es un puente tipo Reticulado con elementos estructurales metálicos los cuales fueron construidos el año 2005 teniendo una antigüedad de 12 años aproximadamente y en cual se ve evidenciado que

carece de todo tipo de mantenimiento regular periódico.

En la actualidad, a través del puente circulan camiones pesados del proyecto gasífero "GAS DE CAMISEA" los cuales transportan posiblemente cargas mayores a las cargas con las que fue diseñado dicho puente; además de tener en cuenta que el puente actualmente se encuentra con mantenimiento no periódicos y se evidencia que sus elementos estructurales aparentemente han perdido secciones de diseño y están corroídas (oxidadas), así como se presencia que no cuenta con una losa de aproximación y demás detalles que se mencionan mas adelante.

Por lo mencionado se evidencia que el puente Itigalo requiere ser evaluado y requiere una intervención técnica calificada para determinar la capacidad de carga viva real de sus elementos y determinar si realmente están dichos elementos en buenas condiciones de prestar servicio de una forma segura para los usuarios.

**a Súper-estructura:** El puente Itigalo analizado para la presente tesis, es un puente tipo

Reticulado Warren de 40.0 m de luz con un ancho total de 5.4 m con vigas longitudinales arriostradas, sistema de rodamiento de losa de concreto, veredas de 0.70 m, una capacidad de peso vehicular de 32 ton. y un peso neto de 41 toneladas, los detalles se presentan en los anexos.

**b Sub - estructura:** Dos estribos de concreto armado en voladizo, con aletas de 45°, de una

altura aproximado de 9.0 m y con sus respectivas ménsulas para los apoyos de neopreno tanto móviles como fijos, los detalles se presentan en los anexos.



Figura 1.6: Vista del puente Itigalo antes del repintado - Anco - La Mar - Ayacucho.



## CAPÍTULO: II PUENTE RETICULAR.

### 2.1. Elementos Reticulados.

Muchas veces se tiene grandes luces por donde se tiene que realizar un puente o también debido a que la acción de las sobrecargas son muy fuertes, por lo que el puente estaría sometido a grandes solicitaciones de carga; en dicho caso resulta idóneo emplear materiales de mayor resistencia en relación a su peso, en estos casos es necesario y recomendable el uso de una estructura metálica del tipo reticulado.

Las estructuras reticuladas están conformadas por un conjunto de barras los cuales son concurrentes a un nudo, las cargas que reciben los nudos se transmiten axialmente por las barras. Los puentes reticulados están conformados por celosías que, son aquellos que se componen de elementos generalmente rectos, estos elementos soportan esfuerzos de tracción y compresión o ambos para la acción de cargas dinámicas, dichos elementos estructurales (barras) presentan flexiones muy pequeñas. Para su análisis se considera generalmente uniones tipo articulados para de esa manera trabajar con fuerzas axiales. Como parte de las restricciones de los reticulados se sabe que las barras deben ser de eje recto, los nudos se suponen articulados, las cargas solo se concentran y actúan sobre los nudos, los ejes de la barra son concurrentes a un único punto nodal y, las barras trabajan solamente a solicitud axial (tracción o compresión).[3]

## 2.2. Tipos de Puente Reticular.

La elección del tipo de reticulado a usar depende del tipo y disposición de las cargas que actúan sobre ellas, considerando siempre que el puente reticular se comporta de forma análoga como la de una viga, la celosía superior o cordón superior trabaja a compresión y, la celosía inferior o cordón inferior trabaja a tensión. El esfuerzo de los montantes a su vez suele ser (generalmente) contrario al de las diagonales adyacentes.

A continuación presentaremos los tipos de puente más utilizados en la actualidad, cada uno se recuerda que tienen un comportamiento característico propio respecto al resto de los puentes reticulados:

**Celosía tipo Pratt** Diseñado por Thomas y Caleb Pratt en 1844, sus montantes trabajan a compresión y sus diagonales trabajan a tracción, sus paños son espaciados de forma equidistante. Las vigas Pratt también conocidas como Monier llevan sus diagonales con una inclinación de  $52^\circ$  generalmente dándole esta medida mayor eficiencia en este caso.[3]

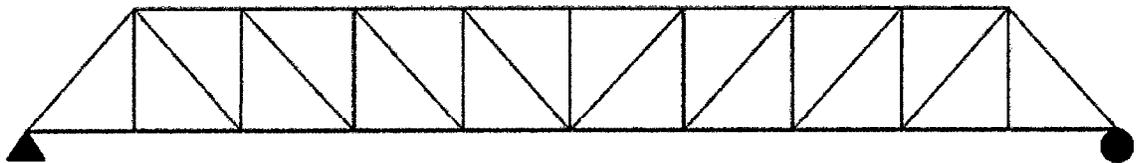


Figura 2.1: Celosía tipo Pratt.



Figura 2.2: Puente Bocos de Duero, comunidad de Castilla y León - España.

**Celosía tipo Howe** Usada desde el siglo IXX pero patentada por William Howe en 1840, son similares a la celosía tipo Pratt con la diferencia que las diagonales de la viga van inclinadas en sentido contrario. Se caracterizan por que los esfuerzos de los miembros que constituyen el alma de la viga trabajan en sentido contrario al Pratt; ósea, las diagonales trabajan a compresión y los montantes en tracción motivo por el cual es más usado en reticulares de madera.[3]

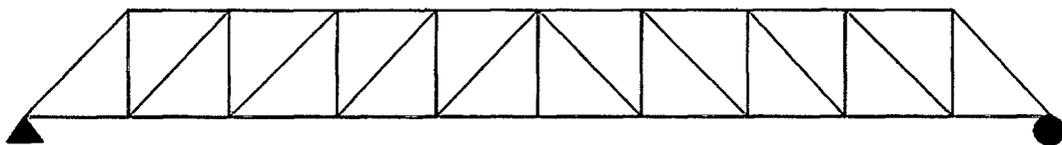


Figura 2.3: Celosía tipo Howe .

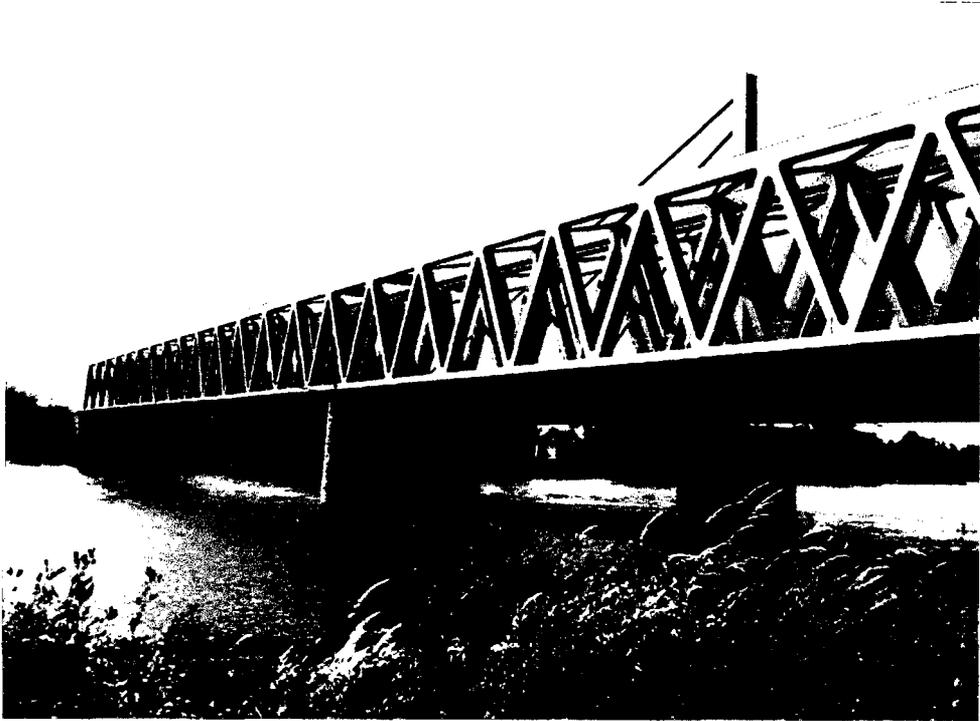


Figura 2.4: Puente Maximiliansau, Múnich - Alemania.

**Celosía tipo Long** Esta celosía debe su nombre a Stephen H. Long (1784-1864), de origen hacia 1835. Los cordones superior e inferior horizontales se unen mediante montantes verticales todos ellos arriostrados por diagonales dobles.[3]

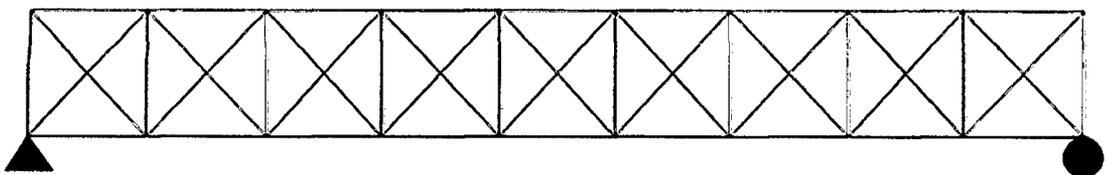


Figura 2.5: Celosía tipo Long .

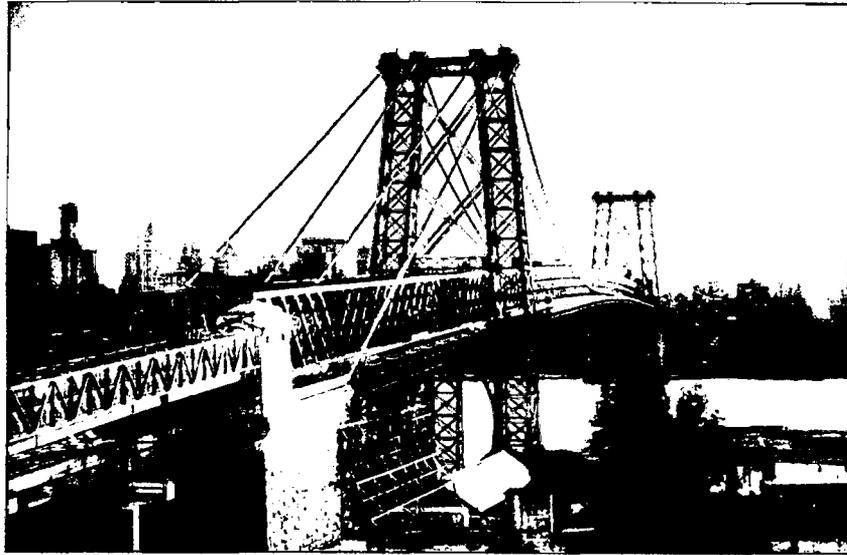


Figura 2.6: Puente de Williamsburg, Manhattan-Nueva York - EE.UU.

**Celosía tipo Warren** fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. Compuestas por una serie de diagonales sin montantes formando una triangulación simple. El rasgo característico de este tipo de celosías es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía (como por ejemplo en una pasarela) la celosía presenta resistencia similar para diversas configuraciones de carga.[3]

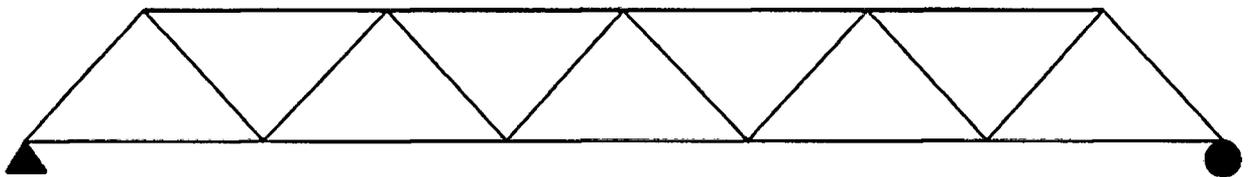


Figura 2.7: Celosía tipo Warren .



Figura 2.8: Puente Villanueva, Maguelone - EE.UU.

**Celosía tipo Vierendeel** en honor al ingeniero belga A. Vierendeel, tiene como características principales las uniones obligatoriamente rígidas y la ausencia de diagonales inclinadas. De esta manera, en una (pseudo)celosía Vierendeel, no aparecen formas triangulares como en la mayoría de celosías, sino una serie de marcos rectangulares. Se trata por tanto de una estructura empleada en edificación por el aprovechamiento de sus aperturas.[3]

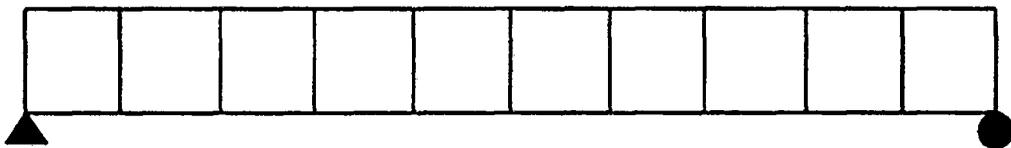


Figura 2.9: Celosía tipo Vierendeel .

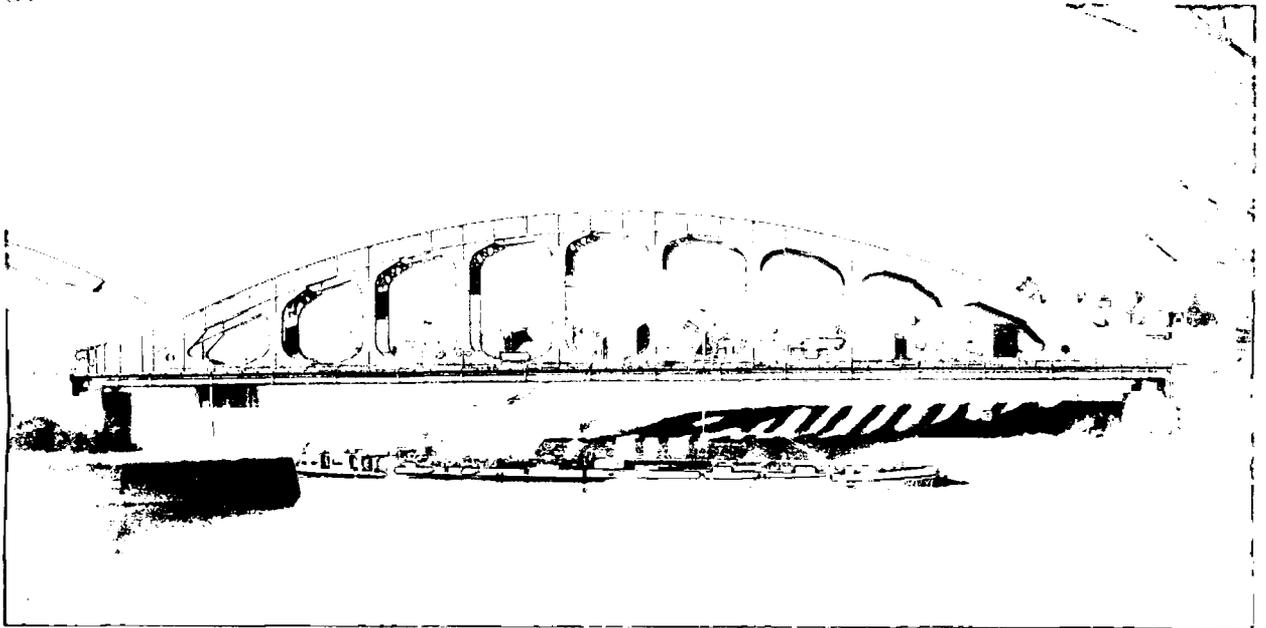


Figura 2.10: Puente Hafe vu Léck - Holanda.

**Celosía tipo Bailey** Presentado a sus superiores por Donald Bailey, militar británico durante la segunda guerra mundial. Es un puente portátil prefabricado diseñado para uso militar. Este puente fue diseñado como una solución al mayor peso de los nuevos tanques que se estaban desarrollando en las primeras fases de la guerra. Esta invención es considerada uno de los mejores ejemplos de ingeniería militar durante la Segunda Guerra Mundial.[3]

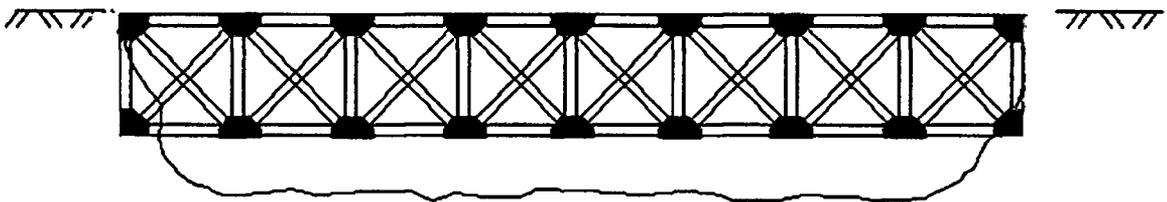


Figura 2.11: Celosía tipo Bailey .



Figura 2.12: Puente en Zhejiang - China.

Tenemos también otros tipos de estructuras de celosía o cerchas tales como: Abanico, Armadura K., Barril, Bollman, Bowstring, Doble Invertida, Fink, Multipanel, Pennsylvania, entre otras variantes de las celosías mencionadas.

## 2.3. Acero Estructural.

El origen de la obtención del hierro, en forma similar a la del vidrio o la cerámica, se remonta a la edad de piedra, cuando entre las cenizas de una fogata casualmente encendida sobre piedras conteniendo material de hierro, apareció el metal en bruto. Este material se usaba en forma de hierro forjado, que se producía calentando el mineral en hornos de carbón. En la última parte del siglo XVIII y principios del XIX, el hierro colado y el hierro forjado se usaron en varios tipos de puentes. El acero aleación principalmente de hierro y carbono, con menos impurezas y menos carbono que el hierro colado, fue primero usado en la construcción pesada en el siglo XIX. Con el advenimiento del convertidor Bessemer en 1885, el acero empezó a desplazar al hierro forjado y al hierro colado en la construcción. En EE.UU, el primer puente ferroviario de acero estructural fue el puente EADS, construido en 1884 en St. Louis, Missouri (Tall, 1964).

En 1884 fue terminado en Chicago el primer edificio con estructuras de acero.[4]

### 2.3.1. Propiedades de Tensión.

Las propiedades de tensión del acero son generalmente determinadas por exámenes de tensión sobre pequeños especímenes de acuerdo con los procedimientos estándar ASTM. El comportamiento del acero en estos exámenes está estrechamente relacionado al comportamiento de miembros de acero estructural bajo cargas estáticas. Debido, a que en el acero estructural, el punto de fluencia y módulo de elasticidad determinado en tensión y compresión son casi lo mismo, los exámenes de compresión rara vez son necesarios.

- Rangos de deformación: Cuando el espécimen de acero es sujeto a carga, un Rango Elástico inicial es observado en donde no hay deformación permanente. Por lo tanto, si la carga es retirada, el espécimen retorna a sus dimensiones originales. La relación de esfuerzo a deformación en el rango elástico es el módulo de elasticidad o módulo de Young  $E$ . Este módulo es constante de 29000 ksi para todos los aceros estructurales.[4]
- Relación de Poisson: La relación del esfuerzo transversal a longitudinal bajo carga es conocida como relación de Poisson  $\nu$ . Esta relación es para los todos los aceros estructurales 0.30 en el rango elástico y 0.50 en el rango plástico.[4]

### 2.3.2. Propiedades de Corte.

La relación de esfuerzo de corte a deformación de corte en el comportamiento elástico inicial es el módulo de corte  $G$ . De acuerdo a la teoría de elasticidad, esta cantidad está relacionada al módulo de elasticidad  $E$  y a la relación de Poisson  $\nu$  por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

### 2.3.3. Tipos de Acero Estructural.

El acero para uso estructural se puede clasificar según su composición química, propiedades de Tracción, método de fabricación como aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja

aleación, aceros al carbono tratados en caliente y aceros de aleación de tratados para la construcción.[4]

Figura 2.13: Esfuerzo-Deformación de acero estructural y concreto, Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt.

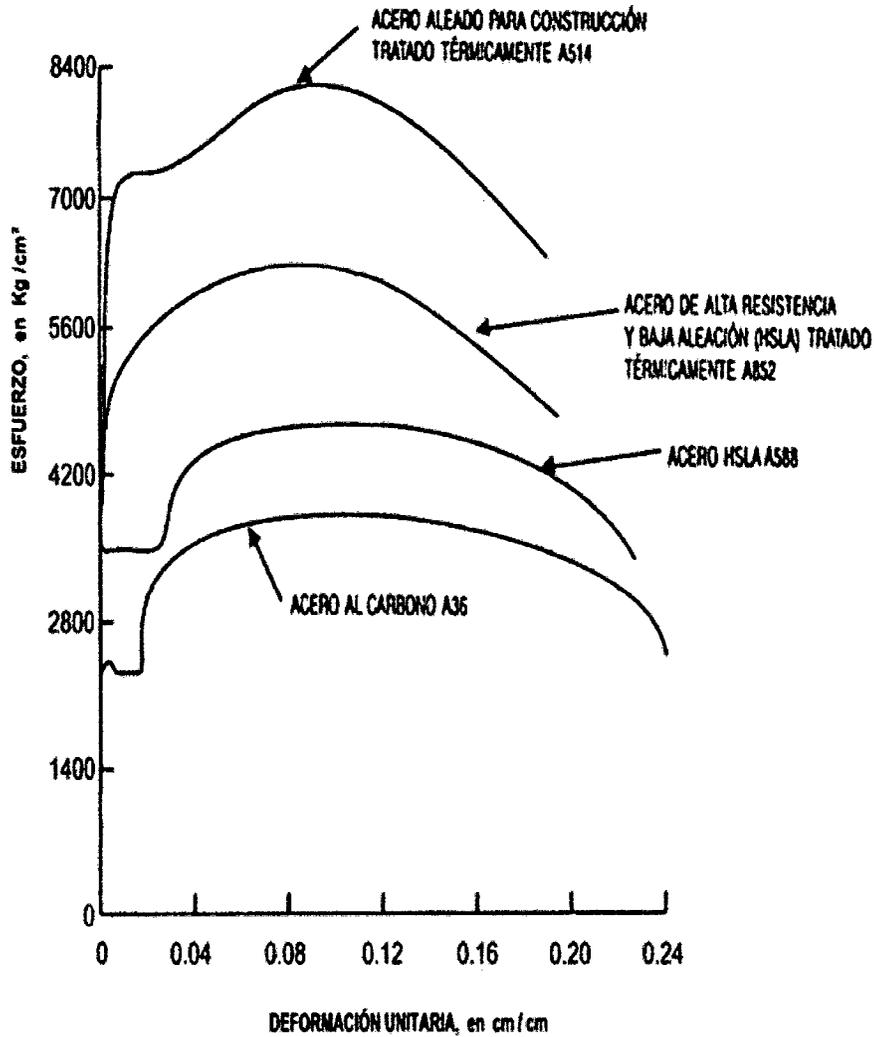
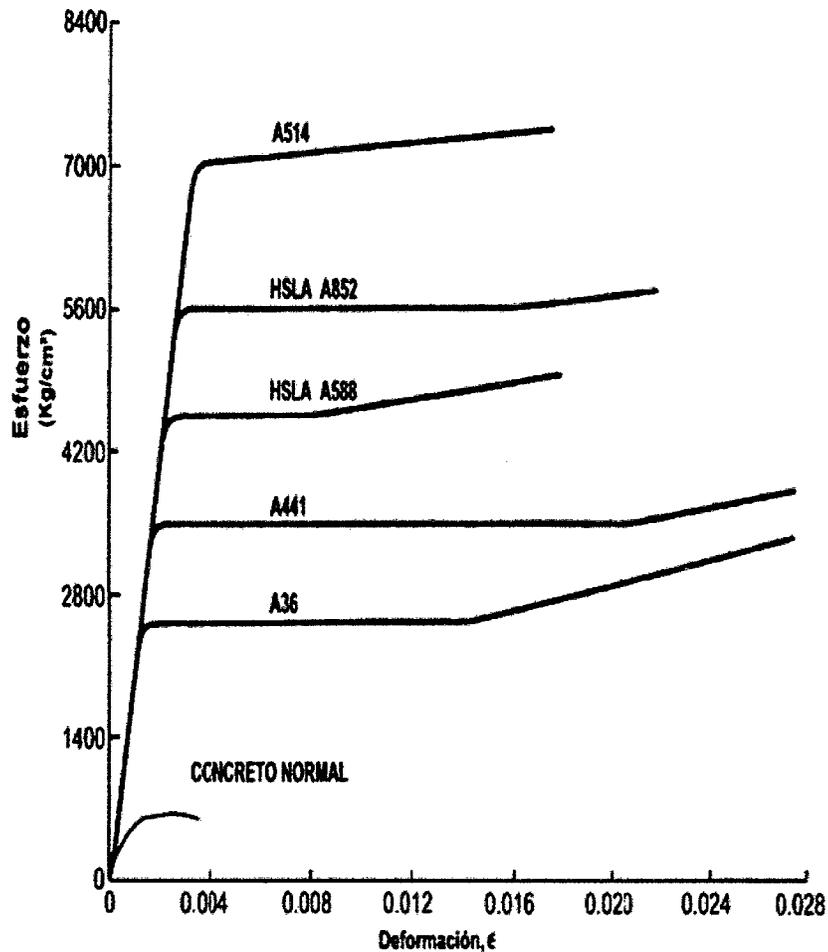


Figura 2.14: Esfuerzo-Deformación de acero estructural y concreto, Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt.



Una curva típica de esfuerzo deformación del acero de cada clasificación de acero, que ilustra el incremento del nivel de esfuerzo proporcionada para las 4 clasificaciones de acero. La disponibilidad de esta amplia gama de esfuerzos mínimos específicos, así como otras propiedades del material, permite al diseñador seleccionar un material económico que llevará cabo la función requerida para cada aplicación. Algunos de los aceros más usados de cada clasificación se muestran en la Tabla 2.1, con sus respectivos esfuerzos .

Estos aceros son soldables, pero los materiales de soldadura y procedimientos para cada acero deben ser de acuerdo con los métodos aprobados. La información de soldadura para cada uno de los aceros está disponible en las publicaciones de la American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).

### 2.3.3.1. Aceros de Carbono.

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de:

- Carbono 1.7%
- Manganeso 1.65%
- Sílice 0.60%
- Cobre 0.60%

Estos aceros se dividen en 4 categorías dependiendo del porcentaje de carbono, como sigue:

- Acero de bajo contenido de carbono <0.15%
- Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29% (el acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría).
- Acero medio al carbono 0.30 a 0.59%
- Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70%

### 2.3.3.2. Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación.

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes aleantes como columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con fluencia comprendido entre 40 ksi y 70 ksi.

Estos aceros tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. El término baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5% de la composición total.[4]

### 2.3.3.3. Aceros al Carbono y HSLA Tratados Térmicamente.

El tratamiento térmico tiene la finalidad de mejorar propiedades físicas y mecánicas, especialmente la dureza, la resistencia y la elasticidad. Ambos aceros al carbono y HSLA (acero

microaleado) pueden ser tratados térmicamente para prever puntos de fluencia en el rango de 50 a 75 ksi.

#### **2.3.3.4. Acero aleado Térmicamente Tratados Para la Construcción.**

Aceros que contienen elementos de aleación en exceso de los límites del acero al carbono y son tratados térmicamente para obtener una combinación de alta resistencia y tenacidad son denominados aceros aleados para la construcción. Tienen una resistencia de fluencia de 100 ksi, estos son muy fuertes usados en estructuras en general.[4]

Tabla 2.1: Clasificación de Accros más usados

Designación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (ksi)	Resistencia de Tensión (ksi)
	<b>Aceros al Carbono</b>	
<b>A36</b>	36	58-80
<b>A573</b>		
Grado 58	32	58-71
Grado 65	35	65-77
Grado 70	42	70-90
	<b>De Alta Resistencia-Baja Aleación</b>	
<b>A572</b>		
Grado 42	42	60
Grado 50	50	65
Grado 60	60	75
Grado 65	65	80
	<b>De HSLA-Carbón Térmicamente</b>	
<b>A678</b>		
Grado A	50	70-90
Grado B	60	80-100
Grado C	75	95-115
Grado D	75	90-110

#### 2.3.4. Conexiones.

Las conexiones de miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión inadecuada, que puede ser el eslabón débil de una estructura, ha sido la causa de numerosas fallas estructurales. La falla de los miembros estructurales es rara, la mayoría de las fallas estructurales son el resultado de conexiones pobremente diseñadas o detalladas. Hay dos diferencias significativas entre miembros sujetos a tensión y los sujetos a compresión:

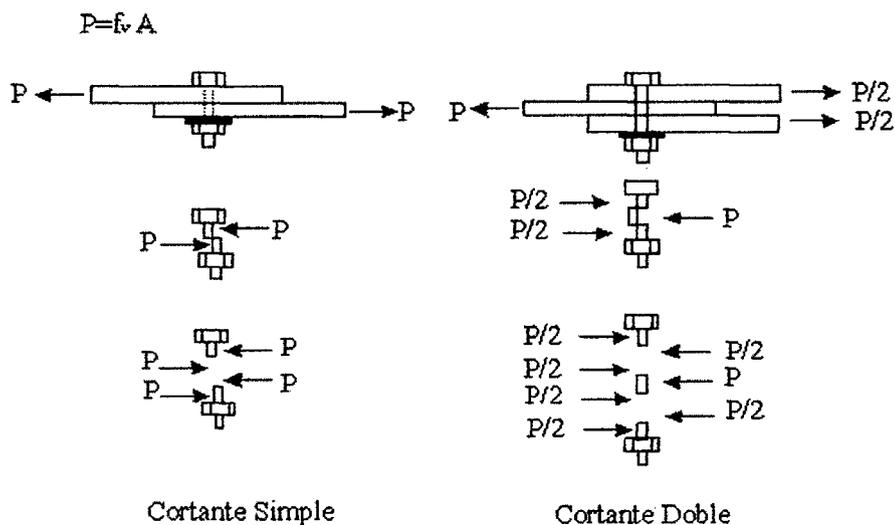
1. Las cargas de compresión tienden a pandearla a la pieza fuera del plano de las cargas.
2. La presencia de agujeros para remaches o pernos en los miembros sujetos a tensión, reduce el área disponible para resistir a las cargas, pero en los miembros sujetos a compresión se considera que los remaches o pernos llenan los agujeros y el área total queda disponible para resistir la carga.[5]

### 2.3.4.1. Tipos de Solicitaciones de los Sujetadores.

#### 1. Conexiones a Cortante:

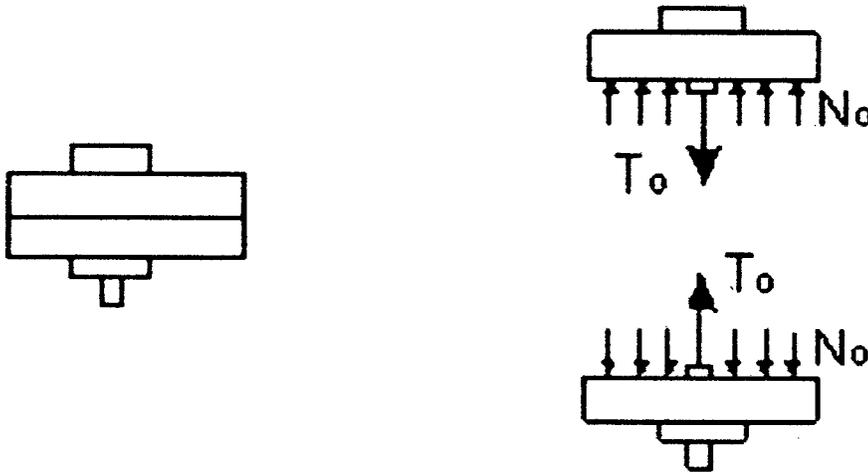
- Fallas del Sujetador
- Fallas de la parte conectada

Figura 2.15: Tornillos Sujetos a Cortante.[1].



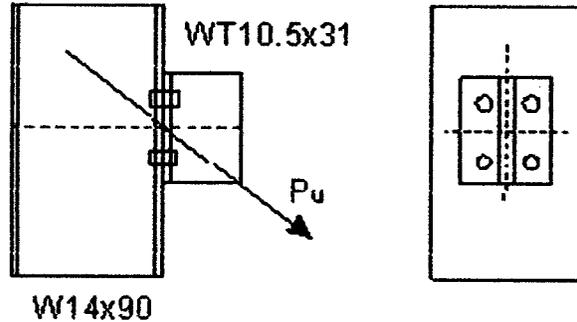
2. **Conexiones a Tensión:** Cuando se aplica una carga de tensión a un tornillo sin tensión inicial, la fuerza de tensión en el tornillo es igual a la carga aplicada. Sin embargo, si el tornillo es pretensionado, una gran parte de la carga aplicada se emplea para aliviar la compresión o la fuerza de apriete sobre las partes conectadas, según ha sido determinado por Kulak, Fisher y Struik (1987). La Figura 2.16 presenta la conexión de un colgante que consiste en un perfil estructural T atornillado al patín inferior de un perfil W y sometido a una carga de tensión después de la aplicación de la carga

Figura 2.16: Tornillos Sujetos a Tensión Pura.[1].



3. **Conexiones a Cortante y Tensión Combinados:** En la mayoría de las situaciones en las que un tornillo está sometido a cortante y tensión, la conexión está cargada excéntricamente. Sin embargo, en algunas conexiones simples los sujetadores están en un estado de carga combinado. La Figura muestra un segmento de T estructural conectado al patín de una columna con el fin de unir un miembro de arriostamiento. Este último miembro está orientado de tal manera que la línea de acción de la fuerza del miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión. La componente vertical de la carga someterá los sujetadores a cortante y la componente horizontal generará tensión (con la posible inclusión de fuerzas de apalancamiento). Como la línea de acción de la carga actúa a través del centro de gravedad de la conexión, puede suponerse que cada sujetador toma una porción igual de cada componente. Como en otros casos de carga combinada, puede usarse el enfoque de una fórmula de interacción. Las resistencias por cortante y por tensión para tornillos tipo aplastamiento se basan en los resultados de pruebas y pueden tomarse de la curva elíptica de interacción:

Figura 2.17: Tornillos Sujetos a Tensión Pura.[1].



#### 2.3.4.2. Conexiones Atornilladas.

##### Resistencia por Aplastamiento y Requisitos de Aplastamiento y Distancias de Borde.

La resistencia por aplastamiento es independiente del tipo de sujetador porque el esfuerzo en consideración es sobre la parte conectada y no sobre el sujetador. Por esta razón la resistencia por, aplastamiento así como los requisitos por espaciamiento o separación, que son también independientes del tipo de sujetador serán considerados antes que la resistencia por cortante y tensión de los tornillos.[5]

- $Le \leq 2d \quad \phi R_{STR} = 0.75(1.2L_c F_U)$
- $Le < 2d \quad \phi R_{STR} = 0.75(2.4dt F_U)$

Separación Y Distancias A Bordes Mínimos; En Cualquier Dirección, Ya Sea En La Línea De La Fuerza O Transversal A La Línea De La Fuerza.

$$s \leq 22/3d.$$

$Le \geq$  valor de la tabla J3.4 del AISC.

Para perfiles de un solo ángulo y ángulo doble las distancias usuales de gramil, dadas en la Parte 9 de Manual, Volumen II, pueden usarse en vez de los mínimos.

Figura 2.18: Separación entre tornillos y borde.

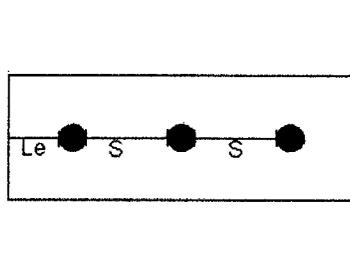


Tabla 2.2: Mínima Distancia de Borde (in)

Diámetro nominal tornillo (in)	Para bordes cizallados	Para bordes rolados de placas, perfiles o barras con bordes cortados a gas (c)
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2(d)	1 1/8
1	1 3/4 (d)	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Mayor a 1 1/4	1 3/4 x diametro	1 1/4 x diametro

donde:

$$h = d + \frac{1}{16} \cdot d$$

Para los agujeros mas cercanos al borde:

$$L_e = L_e - \frac{h}{2}$$

Para otros agujeros:

$$L_e = s - \frac{h}{2}$$

**Resistencia Por Cortante de Tornillos de Alta Resistencia.**

La resistencia por cortante de los tornillos A325 y A490 es  $\phi$ , donde el factor de resistencia  $\phi$  es 0.75.

$$\phi R_{str} = \phi F_U A_b$$

donde:

$$A_b = \pi \frac{d^2}{4}$$

Tabla 2.3: Resistencia por Cortante de Tornillos

Sujetador	Resistencia Nominal por Cortante $R_n = F_U \cdot A_b$
A325, roscadas en el plano de corte	$48A_b$
A325, roscadas no en el plano de corte	$60A_b$
A490, roscas en el plano de corte	$60A_b$
A325, roscas no en el plano de corte	$75A_b$

**Conexiones Críticas al deslizamiento.**

Una conexión con tornillos de alta resistencia se clasifica como conexión crítica al deslizamiento o bien como conexión tipo aplastamiento. En algunos tipos de estructuras, sobre todo en los puentes, la carga sobre las conexiones puede sufrir muchos ciclos de inversión de esfuerzos. En tales casos, la fatiga de los sujetadores puede volverse crítica si se permite que la conexión se deslice con cada inversión y es, entonces aconsejable usar una conexión crítica al deslizamiento.[5]

La resistencia por deslizamiento crítico de una conexión está dada por:

$$\phi R_{str} = \phi 1.13 \cdot \mu \cdot T_m \cdot N_b \cdot N_s$$

donde:

$\phi = 1$  para LRFD.

$\mu$  coeficiente de deslizamiento medio (coeficiente de fricción estática) = 0.33

$T_m$  Tensión mínima en el sujetador de la tabla J3.1 AISC

$N_b$  Numero de tornillos en la conexión

$N_s$  Numero de planos de deslizamiento (planos de corte)

Una superficie de clase A esta libre de óxidos de hierro formados durante la producción del acero. Con esta estipulación, la resistencia de diseño por deslizamiento crítico para un tornillo en cortante simple es:

$$R_{str} = 0.373T_m kips$$

Tabla 2.4: Tensión Mínima en Tornillos (Kips)

Tamaño de Tornillo (in)	Tornillo A325	Tornillo A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

### 2.3.4.3. Conexiones Soldadas.

La soldadura estructural es un proceso por medio del cual las partes por conectarse son calentadas y fundidas, con metal fundido de aportación agregado a la junta. El proceso de soldadura por arco metálico protegido (SAMP), la corriente forma un arco a través de una abertura entre el electrodo y el metal base, que al calentar las partes conectadas deposita parte del electrodo en el metal base fundido. Un recubrimiento especial sobre el electrodo se vaporiza y forma una capa gaseosa protectora que impide que el metal fundido se oxide antes

de que se solidifique.[5]

### Soldadura de Filete

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo a  $45^\circ$ . El tamaño de un filete de soldadura se denota por  $w$  y es la longitud de uno de los dos lados iguales de esta sección transversal idealizada. Los tamaños estándar de las soldaduras se especifican con incrementos de  $1/16''$ . Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera. La resistencia nominal de diseño de la soldadura puede escribirse como:

$$R_n = 0.707wLF_w$$

La resistencia de un filete de soldadura depende del metal de aportación usado, es decir está en función del tipo de electrodo. La resistencia del electrodo se define como resistencia última en tensión con resistencias:

$$E70XX : \phi F_w = 0.75[0.60(0.70)] = 31.5Ksi$$

$$E80XX : \phi F_w = 0.75[0.60(0.80)] = 36.0Ksi$$

$$\phi F_{DM} = 0.54tF_y$$

El diseño práctico de las conexiones soldadas requiere considerar detalles como los tamaños y las longitudes máximas y mínimas de soldadura.

Tamaño mínimo. El tamaño mínimo permitido es una Función del espesor de la parte más gruesa conectada y se da en la tabla J2.4 AISC

#### 2.3.4.4. Placas de Nudo.

Se emplean para conectar elementos estructurales entre sí cuando las dimensiones impiden las uniones directas de ellos. Las dimensiones de la placa de nodo dependen de los requisitos geométricos de la conexión:

- Que puedan colocarse los tornillos y/o soldaduras.
- Que existe un espaciado aceptable entre agujeros.
- Que exista una distancia aceptable del agujero a los extremos, etc.

En general solo el grueso o espesor de la placa de nodo ( $t$ ) se basa en consideraciones de resistencia. El espesor  $t$  se determina verificando:

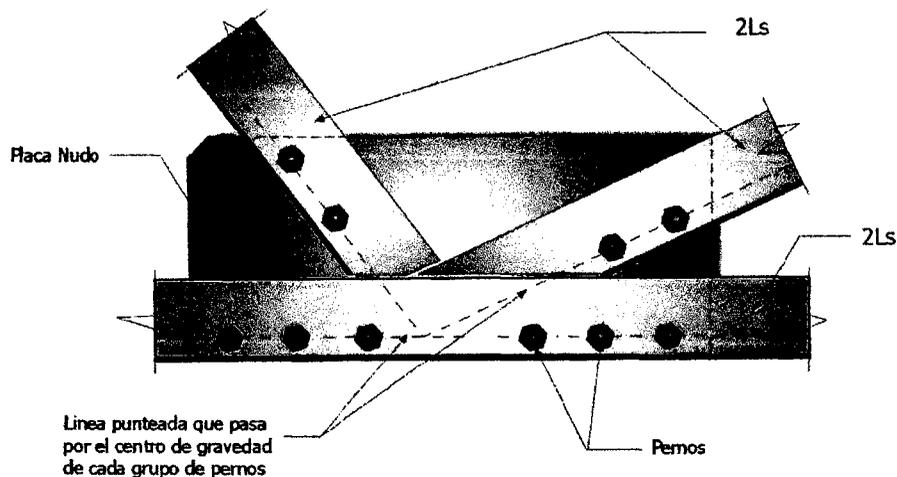
- Aplastamiento de la placa contra los tornillos.
- Esfuerzo Máximo en la sección de Whitmore.  $t \geq \frac{P_t}{0.9F_y L_w}$
- Falla por cortante y Tensión combinadas.
- Falla por pandeo debida a carga axial en compresión

**Los pernos y uniones trabajan solamente a tracción y a corte**

1. Se determina el grado y tamaño de los pernos que se van a utilizar.
2. Se detallan las conexiones extremas de las diagonales de la armadura. Una diagonal debe tener por lo menos la mayor porción de sus extremos perpendiculares a la línea de trabajo. Las esquinas de la diagonal deben estar tan cerca como sea posible de las cubreplacas de la cuerda y de las verticales. Los pernos para la unión a una cartela de conexión deben centrarse con respecto al eje neutro del miembro.
3. Se determina el contorno de la cartela de conexión. Este paso está influenciado principalmente por las conexiones diagonales. Se selecciona un espesor  $t$  de la cartela de conexión para satisfacer los siguientes criterios como se ilustra en la Figura.
  - Las cargas para las cuales se conecta una diagonal pueden descomponerse en fuerzas horizontales y verticales a la línea A-A. se induce un esfuerzo cortante a lo largo de la sección bruta de la línea A-A a través de la última línea de pernos. Este esfuerzo igual a las suma de las componentes horizontales de las diagonales (si están actúan en la misma dirección) no debe exceder cierto límite.
  - Supóngase que el esfuerzo de conexión transmitido a la cartela de conexión por una diagonal se extiende sobre la placa dentro de las líneas que divergen hacia afuera formando un ángulo de  $30^\circ$  con eje del miembro desde el primer perno en cada fila exterior de pernos, como se indica por la trayectoria 1-5- 6-4. Entonces, el esfuerzo en la sección perpendicular al eje de la diagonal en la última fila de pernos (a lo largo de la línea 5-6) e incluida entre esas líneas divergentes, no debe exceder  $F_y$  límite sobre la sección neta en las diagonales a tensión y  $F_a$  en las diagonales a compresión.

4. Se determina el tamaño de las perforaciones estándar y las distancias desde los extremos del miembro

Figura 2.19: Secciones Típicas de diseño para una cartela de conexión.[2]



## 2.4. Estados Límites de Diseño LRFD.

El estado límite se describe como la condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir la función para la que fue diseñada.

### 2.4.1. Estado límite de Servicio.

En el estado límite de servicio se considera las restricciones en esfuerzos, anchos de grieta y deflexiones en los componentes de un puente que ocurren bajo condiciones regulares de servicio.[6]

En LRFD el estado límite de servicio se subdivide en tres estados:

**Servicio I** Se considera la combinación de carga relacionada con la operación normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h y con todas las cargas con sus valores nominales. También está relacionado con el control de deflexiones en estructuras enterradas, control de agrietamiento en estructuras de concreto reforzado y determinación de esfuerzos de compresión en estructuras de concreto presforzado.

**Servicio II** Se considera la combinación de carga relacionada sólo con estructuras de acero y está destinada a controlar la fluencia y el deslizamiento (aflojamiento) de las conexiones debidas a la carga viva vehicular, es esta la combinación de carga usada para la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**.

**Servicio III** Con el objetivo de controlar el agrietamiento, se considera sólo la combinación de carga relacionada con la tensión en estructuras de concreto presforzado. El significado estadístico de este factor de carga, es que se espera que la presencia de la carga viva que podría ocasionar el agrietamiento se presente aproximadamente una vez al año para puentes con dos carriles de tránsito.

#### 2.4.2. Estado límite de Resistencia.

El estado límite de resistencia se establece para proporcionar suficiente resistencia ante las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se esperan actúen durante la vida de diseño del puente.[6]

En la metodología LRFD el estado límite de resistencia se divide en 5 estados:

**Resistencia I** Se asocia con la combinación de carga básica que relaciona el uso vehicular normal del puente sin la presencia de viento, es esta la combinación de carga usada para la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**.

**Resistencia II** Se asocia con la combinación de carga que relaciona el uso del puente permitiendo el paso de vehículos especiales sin la presencia de viento.

**Resistencia III** Se asocia con la combinación de carga relacionada con el puente expuesto a una velocidad de viento mayor a 90 km/h sin la presencia de carga viva en el puente.

## 2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

---

**Resistencia IV** Se asocia con la combinación de carga relacionada con puentes de gran longitud, donde la relación del efecto de carga muerta a carga viva es elevada.

**Resistencia V** Se asocia con la combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h.

### 2.4.3. Estado límite de Evento Extremo.

El estado límite de evento extremo no se encuentra considerado como tal en LRFD, y se asocia con la supervivencia estructural del puente durante un sismo de gran magnitud, una crecida, la colisión (embarcaciones o vehículos), o flujo de hielo. La probabilidad de ocurrencia simultánea de estos eventos es baja, por lo tanto, la aplicación se realiza por separado [6]

**Evento extremo I** Se asocia con la combinación de carga relacionada con el sismo, también incluye el empuje producto de crecidas y la fricción.

**Evento extremo II** Se asocia con la combinación de carga relacionada con la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos.

## 2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

La combinación de carga que gobierna los estados límite LRFD, considerando la acción de cargas gravitacionales, se muestra a continuación:

$$n[\gamma_{DC}DC + \gamma_{DW}DW + \gamma_{LL}IM]$$

Dónde:

DC = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales.

## 2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

DW = Carga muerta de la superficie de rodamiento.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Carga viva.

n = Factor de modificación de carga.

$\gamma_{dc}, \gamma_{dw}, \gamma_{ll}, im$  = Factores de carga.

El factor de modificación de carga ( $n$ ) toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia operacional del puente, y se determina con la siguiente ecuación:

$$\eta = \eta_D + \eta_R + \eta_I$$

Dónde:

$\eta_D$  = Factor de ductilidad.

$\eta_R$  = Factor de redundancia.

$\eta_I$  = Factor de importancia operacional.

Los factores de ductilidad y redundancia se asocian con la resistencia del puente, mientras que el factor de importancia se asocia con la consecuencia de la salida de servicio del puente.

**Factor de ductilidad  $\eta_D$** , el factor se basa en la premisa de que el sistema estructural de un puente deberá ser proporcionado y detallado para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas en el estado límite de resistencia y evento extremo, antes de la falla. Se debe evitar el comportamiento frágil, ya esto que implica una falla súbita (pérdida de la capacidad de carga).

Tabla 2.5: Factor de ductilidad (AASHTO, 2010)

Estado límite	$\eta_D$
Resistencia	:
Componentes y conexiones no dúctiles	1.05
Diseños convencionales	1.00
Componentes y conexiones dúctiles	0.95
Todos los demás estados límites	1.00

## 2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

---

**Factor de redundancia  $\eta_R$ ,** La redundancia afecta significativamente el margen de seguridad de un puente; incrementa el margen de seguridad y se refleja en el estado límite de resistencia.

Tabla 2.6: Factor de Redundancia (AASHTO, 2010)

Estado limite	$\eta_R$
Resistencia	:
Miembros no redundantes	1.05
Niveles convencionales de resistencia	1.00
Miembros redundantes	0.95
Todos los demás estados limites	1.00

**Factor de importancia,  $\eta_I$ ,** Debido a que la construcción debe estar justificada con base en requerimientos sociales o de seguridad, es difícil encontrar una situación en la que un puente no sea operacionalmente importante.

Tabla 2.7: Factor de importancia operacional (AASHTO, 2010)

Estado limite	$\eta_I$
Resistencia	:
Puentes operacionales importantes	1.05
Puentes operacionales no importantes	0.95
Todos los demás estados limites	1.00

Los factores de carga y resistencia considerados en LRFD se determinaron con base en métodos probabilísticos. Por otra parte, en LRFD se introducen factores de carga máximos y mínimos, esto en función del tipo de efecto. Si éste es aditivo se deberá tomar el factor de carga máximo, de lo contrario se deberá tomar el factor de carga mínimo.

2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

Figura 2.20: Cuadro 1: Factores de carga y combinaciones de carga (AASHTO, 2010).

Combinación de cargas	DC	LL	DD	IM	DW	CE	EH	BR	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
																		EQ	IC	CT	CV
ESTADO LIMITE																					
RESISTENCIA I	$\gamma_r$	1.75	1.00									1.00	0.5/1.20			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
RESISTENCIA II	$\gamma_r$	1.35	1.00									1.00	0.5/1.20			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
RESISTENCIA III	$\gamma_r$		1.00	1.40								1.00	0.5/1.20			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_r$ 1.5		1.00									1.00	0.5/1.20								
RESISTENCIA V	$\gamma_r$	1.35	1.00	0.40	0.40							1.00	0.5/1.20			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_r$	$\gamma_{rq}$	1.00									1.00						1.00			
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_r$	0.50	1.00									1.00							1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30							1.00	1.00/1.20			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
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			$\gamma_{rc}$	$\gamma_{se}$				
FATIGA – solamente LL, IM, CE		0.75																			

2.5. Factores de Carga y Combinaciones de Carga LRFD.

Figura 2.21: Cuadro 2: Factores de carga y combinaciones de carga (AASHTO, 2010).

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
+Activa	1.50	0.90
+En reposo	1.35	0.90
EV: Presión Vertical de tierra		
• Estabilidad global	1.35	N/A
• Estructuras de retención	1.35	1.00
• Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
• Pórticos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas.	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Tabla 2.8: Factor de carga permanente (Peso específico) (AASHTO, 2010)

Material	Peso específico (Ton/m)
Asfalto	:
Concreto ligero	1.74
Concreto normal	2.4
Concreto armado	2.5
Acero	7.85



## CAPÍTULO III: METODOLOGÍA LRFR.

### 3.1. Definición.

En la metodología de evaluación de puentes **Load and Resistance Rating Factor - Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**, la evaluación de un puente es una actividad que debería realizarse de forma continua por parte de los responsables del puente, para de esta manera garantizar la seguridad del público usuario. Dichas evaluaciones periódicas proporcionan la información necesaria para rehabilitar, cerrar, restringir, o finalmente reemplazar el puente existente.

Sabido es que desde el momento que se diseña un puente, se asume que la estructura será capaz de soportar las cargas a las que será sometido, lo cual sería evidenciado siempre y cuando se construya y se le dé el mantenimiento de acuerdo a su plan de diseño y mantenimiento. Sin embargo, la capacidad del puente disminuye por varios factores entre ellas tenemos: cambio en los detalles de los elementos en la etapa de construcción, asentamientos inesperados en la cimentación, elementos impactados por vehículos, etc.

Por lo dicho, es necesario evaluar el puente existente para determinar las condiciones actuales reales de la estructura para tomar en consideración que haga que se vea disminuido la capacidad de carga del puente.

En la actualidad el MTC no cuenta con una programación formal ni mucho menos tiene de-

finido una metodología para evaluar la capacidad de carga viva de los puentes existentes en nuestro territorio peruano cuyo déficit viene ocasionando el colapso de varios puentes a nivel nacional tanto puentes que llevan varios años de construidos o puentes recientemente construidos como ya se mencionó anteriormente. Se recuerda que en los puentes metálicos (como es el caso del presente trabajo de tesis) de tipo reticulado y similares, el deterioro de los distintos elementos metálicos que conforman el puente en su conjunto influyen directamente en la capacidad de carga viva vehicular de dicho puente, por lo tanto, es de suma importancia realizar una investigación de la situación actual de los puentes a través de una correcta metodología de evaluación para conocer la capacidad real de carga viva vehicular de los puentes de nuestra red vial nacional. Conocedores de que los diseños estructurales en el Perú son similares a los principios de diseño de EE.UU, se tomará para la presente investigación la metodología vigente de la AASHTO para la evaluación de la capacidad de carga viva en puentes existentes "Load and Resistance Rating Factor - LRFR (Factor de Calificación de Carga y Resistencia). La metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**, cumple con los requerimientos antes mencionado ya que nos da los principios de diseño para la revisión de la capacidad de una estructura, y así poder saber si la estructura podrá soportar la carga viva vehicular de una forma segura, a dicha evaluación se le llama evaluación de la capacidad de carga (Load Rating) el cual se expresa como un factor de carga (Rating Factor o Factor de Calificación - FC).

## 3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR.

### 3.2.1. Filosofía de diseño.

Al realizar una evaluación, se aplica la metodología de diseño actuales con las que se diseñan dichas estructuras. Existen diferentes filosofías de diseño y a pesar que la concepción de la evaluación es la misma, la relación matemática que rige cada filosofía de diseño es diferente entre cada una de ellas, dentro de dichas filosofías de diseño tenemos:

Las filosofías ASD (Allowable Stress Design - Diseño por Esfuerzos Admisibles), LFD (Load

### 3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR.

---

Factor Desing - Diseño por Factores de Carga) y, LRFD (Load and Resistance Factor Desing - Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

Las ecuaciones para obtener el FC - Factor de Calificación de cada filosofía de diseño son definidas como:

Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

$$FC = \frac{R - (\sum D + \sum Li(1+I))}{L(1+I)} \dots\dots\dots(a)$$

Diseño por factores de carga (LFD)

$$FC = \frac{R - \gamma_d.D - \sum i\gamma_l.L(1+I)}{\gamma_{ll}.LL.(1+I)} \dots\dots\dots(b)$$

Diseño por factores de carga y resistencia -LRFD (LRFR)

$$FC = \frac{\phi_s.\phi_c.\phi R_n - (\gamma_{dc}.DC + \gamma_{dw}.DW)}{\gamma_{ll}.LL} \dots\dots\dots(c)$$

Donde:

FC = Factor de condición, llamado también factor de capacidad, factor de resistencia o, factor de calificación.

R = Es la capacidad del elemento de soportar esfuerzos (tensión, compresión, flexión o cortante).

$\phi R_n$  = Es la resistencia nominal **R** afectada por el factor de carga "Ø".

D = DC = Efecto de la carga muerta.

L = LL = Efecto de la carga viva del vehículo de referencia.

I = Factor de impacto para el efecto de la carga viva.

$\gamma_{dc}, \gamma_{dw}, \gamma_{ll}$  = Factores de carga muerta y viva respectivamente.

### 3.2.2. Evaluación Rating Factor o Factor de calificación - FC.

Al evaluar la capacidad de carga de un puente, se le asigna una valoración (calificación), esta calificación proviene de la magnitud de carga que pueda soportar el puente de forma segura. La metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR** se realiza utilizando la información disponible que se tiene del puente en evaluación, tales como: planos constructivos, cálculos, detalles de mantenimiento, inspecciones rutinarias, refuerzos a los distintos elementos del puente evaluado, cambios hechos en el proceso constructivo, etc.

A diferencia del diseño en el que todas las cargas aplicables y combinaciones de carga se consideran en el proceso de diseño, en la Valoración de puentes existentes, existe especial interés en la carga viva y en la capacidad de un miembro en relación con la carga viva.

El **factor de calificación -FC**, permite al ingeniero de informar los resultados de la evaluación en una forma compacta de la cantidad de datos y valores para la calificación del puente y su factor de carga viva. La capacidad de carga se expresa generalmente como un factor de calificación para un modelo de carga viva particular, utilizando de forma general la ecuación de capacidad de carga. En la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR**, el procedimiento de calificación se lleva a cabo en cada estado límite aplicable y la carga a efectuar con el valor más bajo para determinar el factor de calificación.

### 3.2.3. Ecuación del Rating Factor o Factor de calificación - FC.

Al diseñar una estructura, se tiene como principio que la estructura diseñada tenga una resistencia superior a las cargas que demandan, lo dicho se expresa en la siguiente ecuación.

$$R \geq Qd + Ql + Qi \dots \dots \dots (1)$$

Donde: R= Resistencia. Qd = Efecto de la carga muerta. Ql = Efecto de la carga viva. Qi = Efectos de cargas que por su origen no se consideran dentro de los anteriores como nieve, agua y otras que sean ocasionales.

La ecuación (1) es aceptable a la hora del diseño y también a la hora de la evaluación, por lo que en la hora de la evaluación de los puentes es necesario determinar la carga viva máxima, la cual se expresa despejando la ecuación (1) de la manera siguiente:

$$Ql \leq R - (Qd + Qi) \dots \dots \dots (2)$$

Además, a la hora de realizar la evaluación la incógnita es, si un vehículo completamente cargado (Vehículo de evaluación) ¿puede ser autorizado a pasar sobre el puente? Y de no ser así, ¿Qué porción de dicho vehículo puede pasar sobre el puente? Dicho resultado se basa en la relación entre la capacidad disponible para el efecto de la carga viva y el efecto del vehículo de referencia. Esta relación se denomina Factor de Capacidad, Factor de Calificación o Rating Factor.

$$FC = \frac{\text{Capacidad disponible para carga viva}}{\text{Demanda de carga del vehículo de referencia}} \dots \dots \dots (3)$$

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi R_n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots \dots \dots (3)$$

Donde: Rn= es la propiedad del elemento para soportar esfuerzos (Tensión, compresión, flexión o cortante) o deformaciones hasta alcanzar un estado limite determinado.  $\phi_s$ = Factor de sistema,  $\phi_c$  = Factor de Condición,  $\phi$  =Factor de resistencia.

### 3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR.

---

En la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR** la capacidad de los elementos de una estructura se calcula de acuerdo con los procedimientos establecidos en la especificación de diseño AASHTO - LRFD. Sin embargo, dichas capacidades calculadas con la metodología AASHTO - LRFD, son modificadas por factores que consideran la redundancia de la superestructura ( $\phi_s$ ), la condición estructural en la que se encuentra cada elemento ( $\phi_c$ ) y el tipo de falla del elemento o factor de resistencia LRFD ( $\phi$ ).

**FACTOR DE SISTEMA  $\phi_s$**  : Los miembros estructurales interactúan con otros miembros para formar un sistema estructural. Este factor muestra la capacidad de un sistema estructural de un puente para llevar cargas de un elemento después del daño o el fallo de uno o más de sus miembros al resto de los elementos que forman dicho sistema estructural. Los factores del sistema son multiplicadores aplicados a la resistencia nominal, y están relacionados con el nivel de redundancia del sistema de la superestructura completa. El objetivo del  $\phi_s$  es añadir una capacidad de reserva de tal manera que la fiabilidad del sistema en general se aumente aproximadamente en un nivel de funcionamiento (para sistemas redundantes). Los factores del sistema simplificado que se presentan en el método son de puentes de acero y concreto de luces típicas y geometrías típicas. Los valores de este factor se especifican en el manual AASHTO MBE y varían entre 0.85 y 1.00.

Tabla 3.1: Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de sistema de la Metodología LRFR (MBE, 2014)

Tipo de Super-estructura	$\phi_s$
Miembros soldados en dos vigas/Truss/Arco Puentes	0.85
Los miembros remachadas en dos vigas/Truss/Arco Puentes	0.90
Varios miembros eyebar en puentes con entramado	0.90
Tres-Puentes viga viga con espaciado $\leq 6.0$ pies	0.85
Cuatro Puentes-viga viga con espaciado $\leq 4.0$ pies	0.95
Todos los otros viga y losa puentes	1.00
Los espaciados en piso $>12.0$ pies y largueros no continuos	0.85
Redundantes subsistemas larguero entre pisos	1.00

**FACTOR DE CONDICIÓN  $\phi_c$**  : Se obtiene a partir de las informaciones de inspección rutinarias, el factor de condición especifica la reducción prevista para explicar el aumento de la incertidumbre en la resistencia de los miembros deteriorados y el probable aumento del deterioro futuro de estos miembros durante el período entre los ciclos de inspección. El factor de condición  $\phi_c$  varía de 0.85 para los miembros en mal estado a 1,0 para los miembros en buena o satisfactoria condición. La intención del factor de condición es dar aviso de los aumentos de la incertidumbre y el futuro anticipado de la pérdida acelerada de propiedades de los elementos. El enfoque especificado es tomar la información del miembro inspeccionado y aplicarlo en el miembro resistente y luego aplicar el factor de resistencia para disminuir la resistencia deteriorada por razones que se señaló anteriormente. En la tabla que se muestra se ve la relación existente entre el factor de condición y la calificación correspondiente. Dicha tabla se establece de acuerdo con los criterios establecidos en la publicación de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) de Estados Unidos de América.

### 3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR.

Tabla 3.2: Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de condición de la Metodología LRFR (MBE, 2014)

Condición de la superestructura	Condición del elemento	Factor de condición $\phi_c$
6 ó Mayor	Buena o satisfactoria	1.00
5	Aceptable	0.95
4 ó Menor	Pobre	0.85

**FACTOR DE RESISTENCIA  $\phi$**  : Depende completamente del tipo de material que se ha utilizado y del tipo de falla. Los valores para este factor se determinan en las secciones 5 y 6 del AASHTO - LRFD para elementos de concreto y acero respectivamente, este factor puede variar entre 0.75 para fallas por cortante en concreto y 1.00 para fallas dúctiles de flexión en acero.

Tabla 3.3: Factores de Resistencia (AASHTO LRFD)

CASO	$\phi$
Flexión y Tracción del hormigón armado	0.90
Flexión y Tracción del hormigón pretensado	1.00
<b>Corte y Torsión:</b>	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión e modelos de bielas y tirantes	0.70
<b>Compresión en zonas de anclaje:</b>	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja normal	0.65
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

**EFFECTO DE LA CARGA MUERTA** : El efecto de la carga muerta se refiere a las fuerzas internas, esfuerzos o deformaciones producidos en los elementos por las cargas que permanecen estáticas en el puente durante un periodo largo. Las cargas muertas pueden ser de dos tipos: cargas permanentes durante la vida de diseño de la estructura, por ejemplo el peso propio de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales fijados al puente, o cargas variables durante la vida de la estructura, por ejemplo la superficie de rodamiento. El procedimiento de análisis de la metodología LRFR permite distribuir la carga entre los elementos principales mediante el concepto de áreas tributarias, donde los efectos obtenidos tal y como se muestra en la ecuación (3), disminuyen la capacidad de la sección para tomar las cargas vivas. Los factores de carga muerta a utilizar en el proceso de evaluación de la capacidad de carga móvil en un puente varían según la combinación utilizada, sin embargo no varían con el nivel de cargas vivas a evaluar. Los factores de carga muerta se muestran en la tabla.

Tabla 3.4: Factores de carga Permanente según superestructura y combinación de carga (AASHTO LRFD)

TIPO DE ESTRUCTURA	ESTADO LIMITE	Carga DC	Carga DW
Acero	Resistencia I	1.25	1.50(1)
Acero	Servicio II	1.00	1.00
Acero	Fatiga	0	0
Concreto Reforzado	Resistencia I	1.25	1.50(1)

(1) En caso se revise el espesor de la capa de rodamiento este valor pasa a ser 1.25

**EFFECTO DE LA CARGA VIVA** : Este efecto se define como las fuerzas internas, esfuerzos o deformaciones producidos en los elementos de la superestructura por las cargas vehiculares. La metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia-LRFR** incluidos en el manual MBE - AASHTO se permite realizar el análisis estructural de una superestructura por medio del método simplificado basado en factores de distribución de carga viva establecido en AASHTO - LRFD. Con los factores de distribución

se determinan las fuerzas que se generan en una viga como un porcentaje de las fuerzas que exhibirá la viga si toda la carga vehicular fuera soportada por la misma.

### 3.2.4. Niveles de carga viva y Factores de carga.

El factor de carga para la carga viva va a depender del nivel de carga para el cual se está evaluando la estructura. El manual AASHTO MBE divide el proceso evaluativo en los siguientes niveles: Cargas de diseño (nivel de inventario y nivel operativo), cargas legales y cargas de permiso.[7]

(a) **Nivel de Cargas de Diseño:** Son el primer nivel de evaluación basados en las especificaciones de diseño AASHTO LRFD y cuya carga viva de diseño es el camión HL-93. Este nivel de evaluación contiene dos partes, el nivel de inventario y el nivel de operación.

1. **Nivel de Inventario:** Los puentes se evalúan con las mismas especificaciones que se utiliza para el diseño de puentes nuevos utilizando AASHTO LRFD. Este nivel corresponde a los esfuerzos de diseño a los que es sometido el puente de forma frecuente. Este nivel se utiliza para comparar con la capacidad de estructuras nuevas y se define como **la cantidad de carga viva que una estructura puede soportar de forma segura por un tiempo indefinido**. Como considera los mismos factores para el diseño de puentes nuevos de la AASHTO - LRFD, toma el factor de carga para la carga viva vehicular a utilizar en el estado límite de RESISTENCIA I igual a 1.75 igual al utilizado en el proceso de diseño.
2. **Nivel de operación:** En este nivel los puentes son evaluados también con la carga viva de diseño HL-93. Este nivel se define como **la máxima carga viva permisible que la estructura puede soportar**. Si se permite que se use el nivel de operación puede acortar la vida útil del puente. El factor utilizado de carga viva en el nivel operativo y el estado límite de RESISTENCIA I es de 1.35. La diferencia en el factor de carga entre el nivel de inventario y el nivel de operación radica en que el factor de 1.75 representa estadísticamente una carga viva envolvente de todos los efectos producidos por el modelo HL-93, mientras que el factor 1.35 representa una condición de carga máxima estadísticamente

### 3.2. Filosofía de evaluación de la metodología LRFR.

---

más probable que suceda que la carga envolvente de diseño. Si un puente pasa la evaluación de capacidad de carga viva de diseño para el nivel de inventario ( $FC \geq 1$ ), no es necesario realizar la evaluación para el nivel de operación. Si el puente no pasa el nivel de inventario ( $FC \leq 1$ ) pero si pasa el nivel de operación, éste tendrá una capacidad adecuada para las carga legales incluidas en el manual AASHTO MBE pero no podría tener la capacidad para cargas legales que defina el MTC especialmente si estas cargas son mayores y si se varia la distancia entre ejes diferente a lo especificado en el manual AASHTO MBE. Si un puente no pasa el nivel de inventario ni el nivel de operación, entonces este debe ser evaluado para el nivel de cargas legales incluidas en el manual AASHTO MBE.[7]

**(b) Nivel de Cargas Legales** Las cargas legales son el segundo nivel de evaluación de la carga viva vehicular de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR** y se requiere su revisión solamente en caso de que se obtenga un factor de capacidad  $FC < 1,0$  para el nivel de operación. Una característica de las cargas legales de AASHTO MBE es que todas cumplen con las restricciones de peso vehicular aplicables a carreteras interestatales de Estados Unidos. Es decir, los vehículos cumplen con las siguientes restricciones: (a) Peso total máximo del vehículo con carga: 36,3 ton; (b) Pesos máximos por tipo de eje: 9,0 ton para un eje simple y 15,4 ton para un eje doble o tándem, y (c) el peso total admisible de un grupo de ejes consecutivos de un vehículo cumple con la Fórmula (4). La Fórmula (4) es una expresión que se utiliza para asegurarse que el peso y configuración de ejes de un vehículo particular no va a exceder el efecto que produce el camión de diseño HS20-44. El peso límite establecido por esta fórmula va a depender del número de ejes y de la distancia entre ejes analizados, según se muestra a continuación.

$$W = 0.74x\left(\frac{LN}{N-1} + 3.66N + 11\right) \dots\dots\dots(4)$$

Dónde:

N: Número de ejes

L: Distancia entre el grupo ejes analizados (m)

W: Peso admisible soportado por el grupo de ejes analizados (ton).

Cualquier configuración de vehículos que supere el peso admisible definido mediante la fórmula (4) para un grupo de ejes, el peso total máximo del vehículo con carga de 36,3 toneladas o los pesos máximos por eje establecidos por AASHTO se clasifica como un vehículo de carga que requiere de una evaluación de capacidad específica para conceder un permiso de paso sobre el puente. Este tipo de análisis no se incluye en la presente investigación.[7].

Adicionalmente el manual AASHTO MBE permite que un departamento de transporte pueda definir sus propias cargas legales con base en las condiciones de tránsito típicas de cada lugar. Las cargas legales cumplen además la función de establecer límites de peso total cuando el FC para un carga legal particular es menor a 1. Estos límites de peso también se conocen como límites de carga segura (CS) y se calculan con la ecuación (4) obtenida de AASHTO MBE, dicha ecuación se muestra a continuación:[7].

$$CS = \frac{W}{0.70}x(FC - 0.30).....(5)$$

Dónde:

W: Peso total de la carga legal cuyo  $FC < 1.0$

FC: Factor de capacidad para la carga legal analizada con la ec (3)

CS: Límite de carga segura o límite de peso total para los vehículos que representa la carga legal analizada.

Cuando un puente obtiene un **FC** menos a 0.30 para una carga legal en particular, se debe prohibir el paso del vehículo que están representado por esa carga legal.[7].

**(c) Nivel de Cargas de Permiso** Las cargas de permiso son el tercer nivel de evaluación el cual también se encuentra fuera del alcance de la presente investigación. Este tipo de cargas vivas evalúan la capacidad del puente para cargas vehiculares que por su configuración y peso requieren un permiso especial de paso por la estructura. Para la evaluación de este nivel de carga se requiere que el puente haya tenido un FC igual o

mayor a 1 para todas las cargas legales, en caso contrario no se debe permitir el paso de ninguna de estas cargas. Los factores de carga para permiso de paso están especificados en la tabla 6A.4.5.4.2a-1 del manual AASHTO MBE y dependen del peso del vehículo, del tipo de permiso que se requiere y del tránsito promedio diario de vehículos pesados en la carretera donde se ubica el puente.[7]

### 3.2.5. Combinación de Carga Para Factor de Calificación FC-Rating Factor .

La metodología de Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR utiliza las siguientes combinaciones de carga para evaluar la capacidad de carga viva vehicular.

Tabla 3.5: Combinación de cargas de la metodológica LRFR (MBE, 2014)

SUPER ESTRUCTURA	CARGA DE DISEÑO	CARGAS LEGALES
Concreto Reforzado	Resistencia I	Resistencia I
Acero	Resistencia I	Resistencia I
Acero	Servicio II	Servicio II



## CAPÍTULO: IV APLICACIÓN - LRFR.

### 4.1. Información del Puente Itigalo - Datos.

La super-estructura consiste en un puente reticulado tipo Warren con montantes, con una luz de 40.0 m entre ejes de apoyo, es de una sola vía de 3.6 m de ancho y dos veredas de 0.55 m, diseñados para carga viva HS-20. El ancho del reticulado es de 5.0 m aprox.entre eje plano de reticulado y, una altura de 5.75 m entre ejes de bridas. El acero usado para el reticulado es A-572 Grado A-50, solo en las barandas metálicas se usó acero A-36. Cuenta con 10 tramos de 4 m lo que da una longitud total de 40 m. cada tramo está formado por dos montantes de 6.07m, dos diagonales de 6.426m, dos bridas inferiores y superiores todos ellos interconectados por medio de placas y pernos. La superficie de rodamiento esta conformado por una losa de concreto reforzado de 20 cm. de  $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$  De espesor sobre la que se tiene una superficie de rodamiento o carpeta asfáltica, mayores detalles se muestran en los planos anexos adjuntos.

La sub-estructura está formado por estribos en los extremos del tipo voladizo en una altura de 9.0 m aproximadamente, con un cabezal de 1.0m para los neopreno y vigas de la superestructura, además cuenta con aletas en 45° en ambos lados tal y como se puede apreciar en los planos adjuntos de los anexos.

Las fotografías siguientes muestran una vista de la superestructura y subestructura del puente.



Figura 4.1: Vista de la ubicación - puente Itigalo.



Figura 4.2: Vista de la superestructura - puente Itigalo.



Figura 4.3: Vista de la subestructura - puente Itigalo.

1. **Materiales utilizados:** Para la toma de datos se utilizó los siguientes materiales: cinta métrica, flexómetro, Vernier, arnés de seguridad, escalera telescópica, libreta de campo, etc.
2. **Situación actual:** A la fecha el puente ha recibido un repintado en todos los elementos de su estructura, sin embargo, carece de un mantenimiento regular ya que la fecha del anterior mantenimiento fue hace varios años atrás (aproximadamente 2 años) según los lugareños, esto traería como consecuencia el deterioro - oxidación de los elementos metálicos, produciendo la pérdida de sección de sus elementos y lo cual representaría una menor resistencia a la capacidad de carga del puente.

Al momento del diseño se consideró las secciones metálicas con determinadas medidas los cuales deben permanecer invariables durante la vida de servicio del puente, lo cual implica que se debe de dar un mantenimiento permanente y periódico al puente en general, dicho mantenimiento no se está realizando con frecuencia y sobre todo teniendo en cuenta que el puente está ubicado en una zona húmeda exponiendo a los elementos metálicos a la intemperie y ocasionando un posible oxidación de los mismos.

A continuación se muestran imágenes realizando la toma de datos:



Figura 4.4: Datos de la calzada.

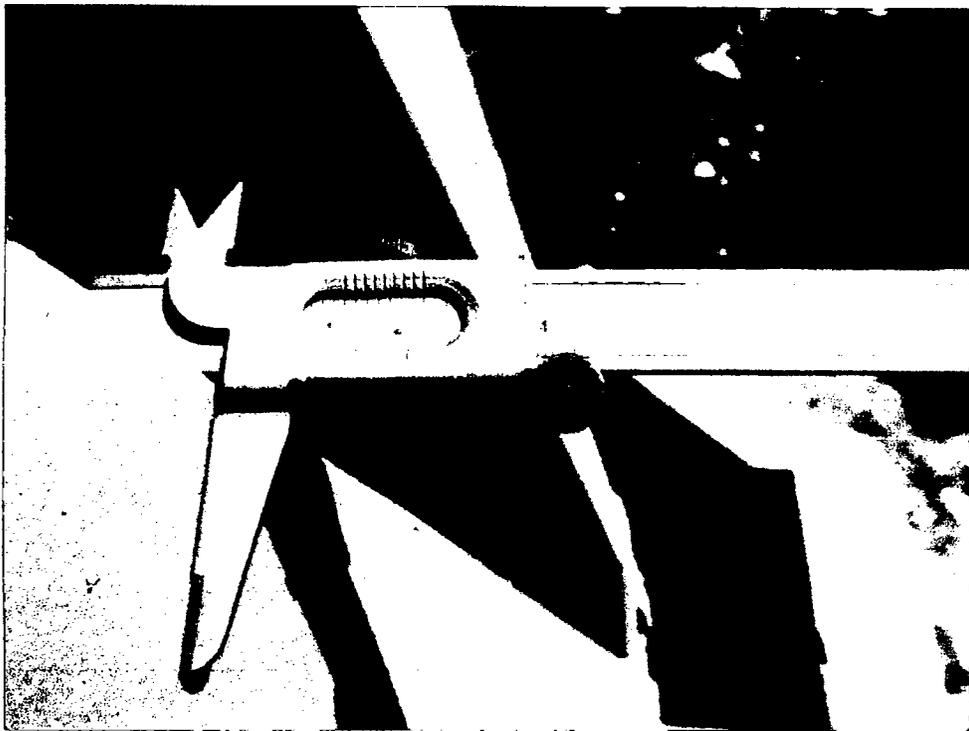


Figura 4.5: Datos de elementos de acero.



Figura 4.6: Datos de elementos de acero.

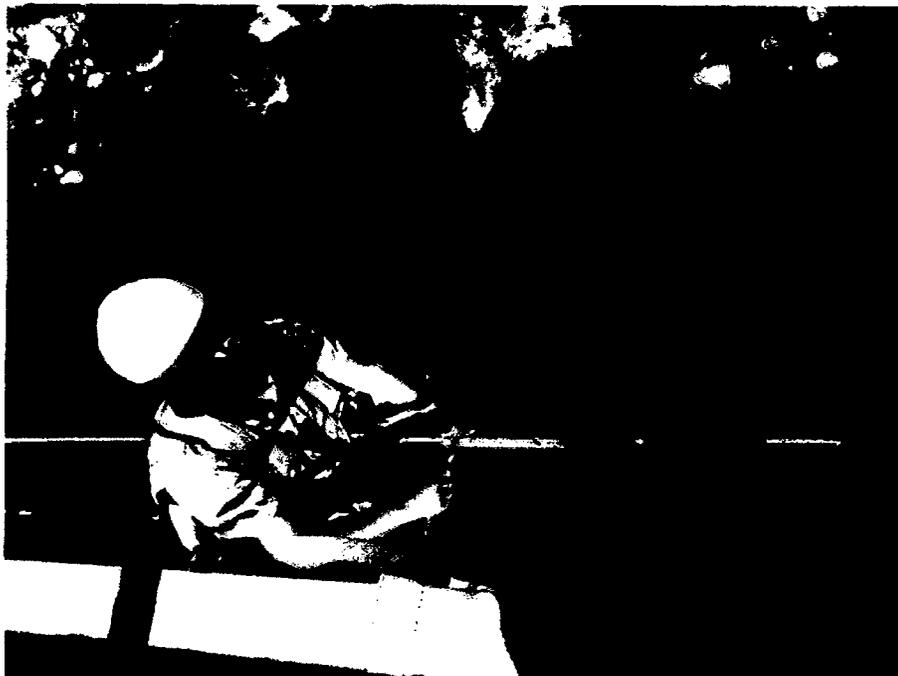


Figura 4.7: Datos de brida inferior.



Figura 4.8: Datos de las diagonales.

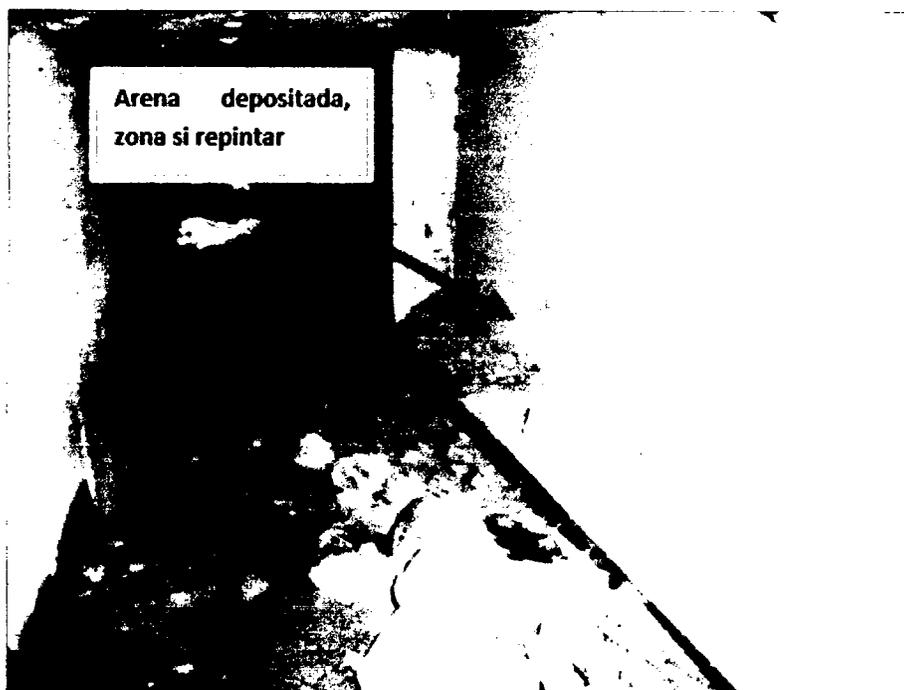


Figura 4.9: Diafragmas de apoyo.

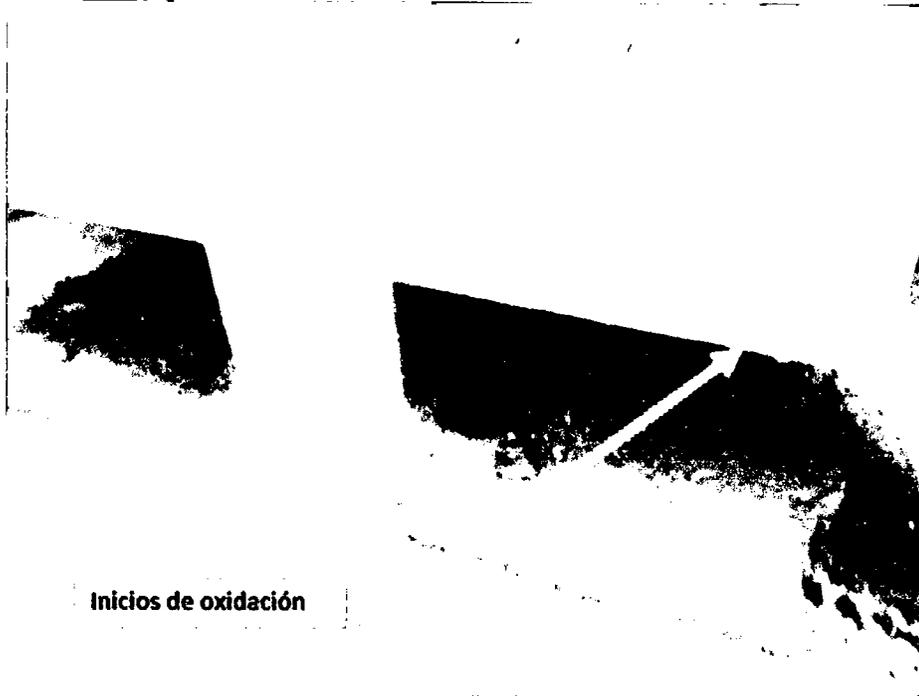


Figura 4.10: Elementos oxidándose.

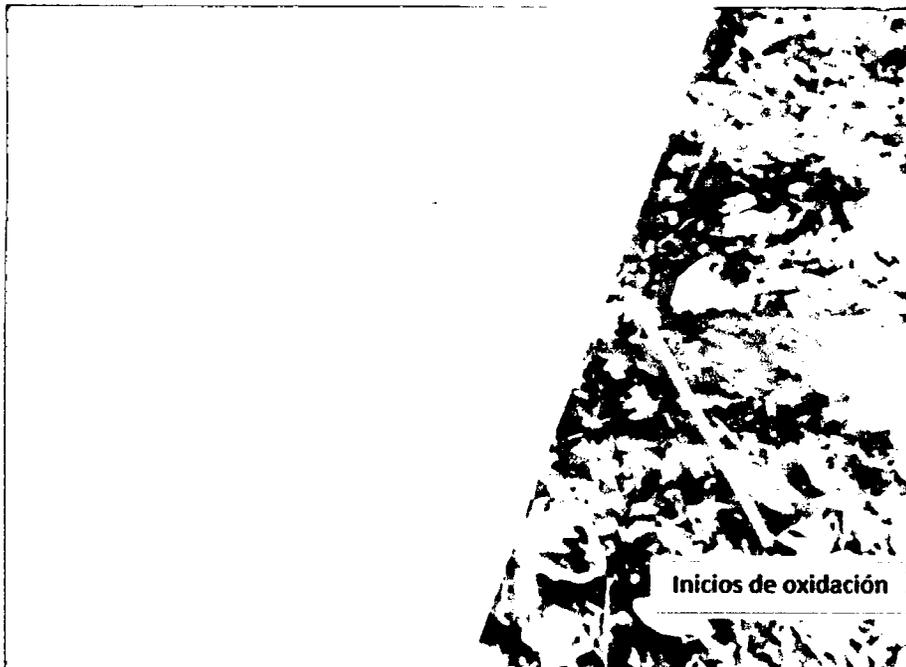


Figura 4.11: Brida inferior mal pintada.

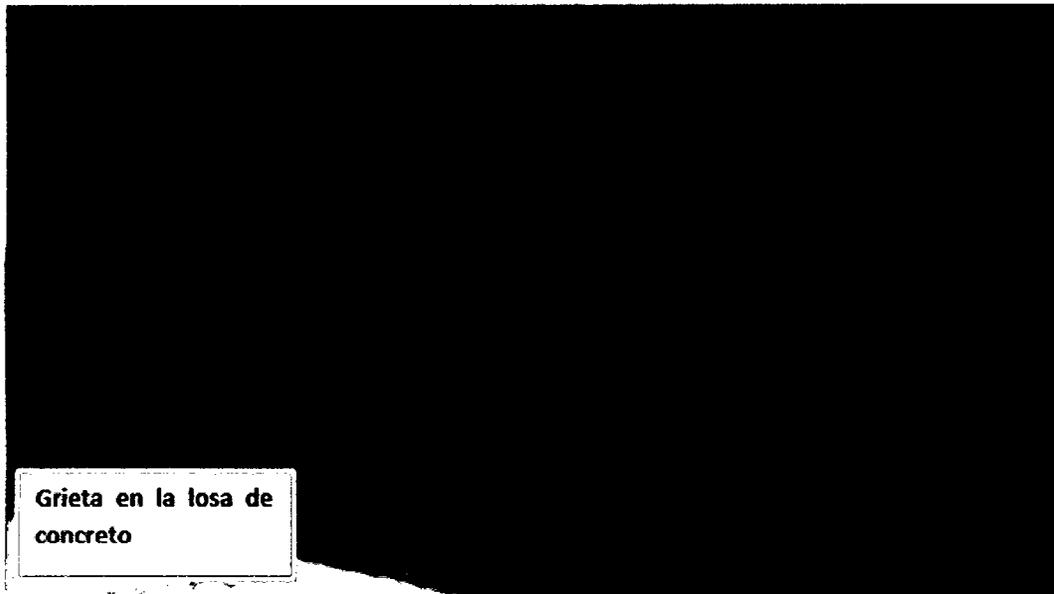


Figura 4.12: Grietas en la losa.

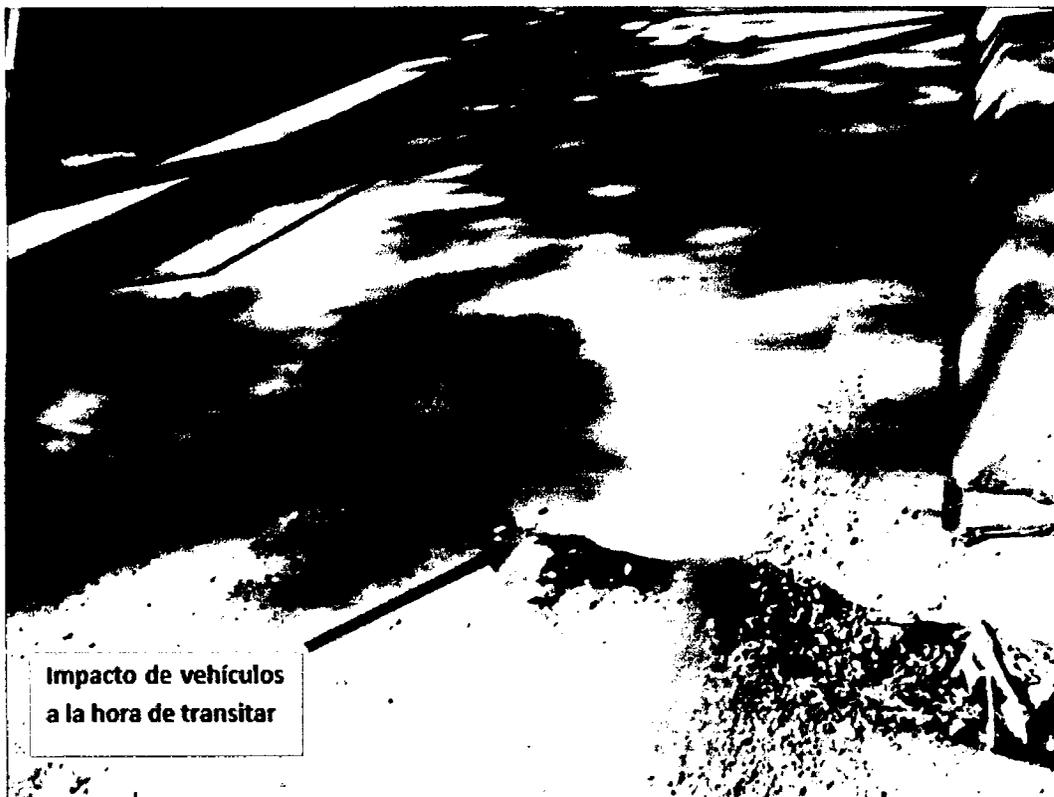


Figura 4.13: No cuenta con losa de aproximación.



Figura 4.14: Filtración de agua en la losa.



Figura 4.15: Vista de estribo.

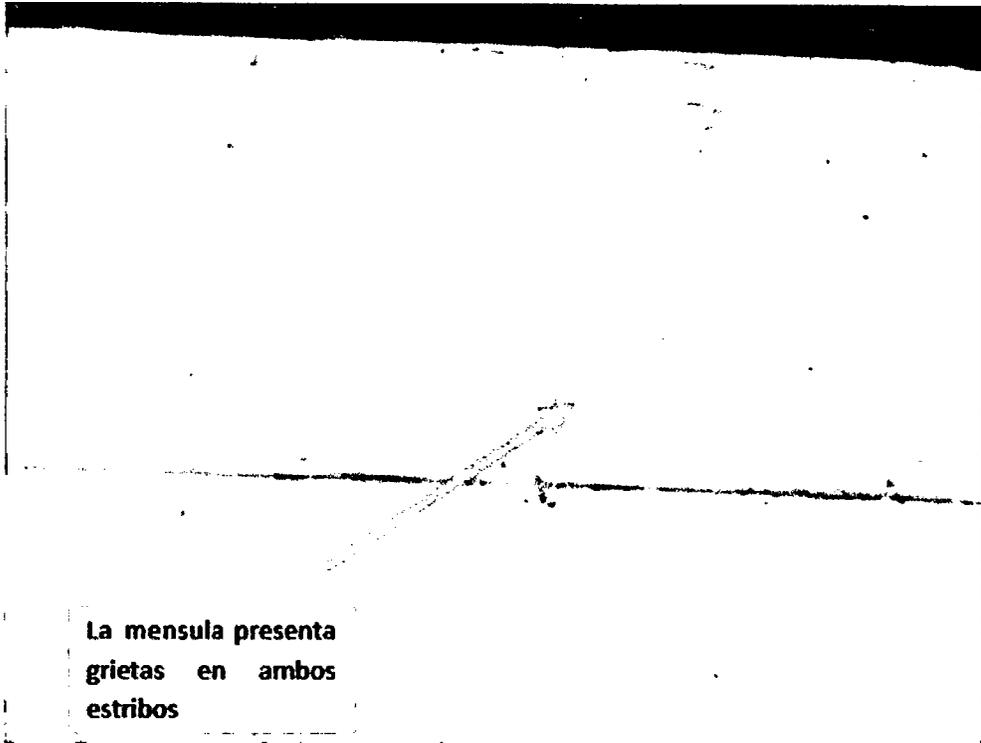


Figura 4.16: Grietas en la mensula.

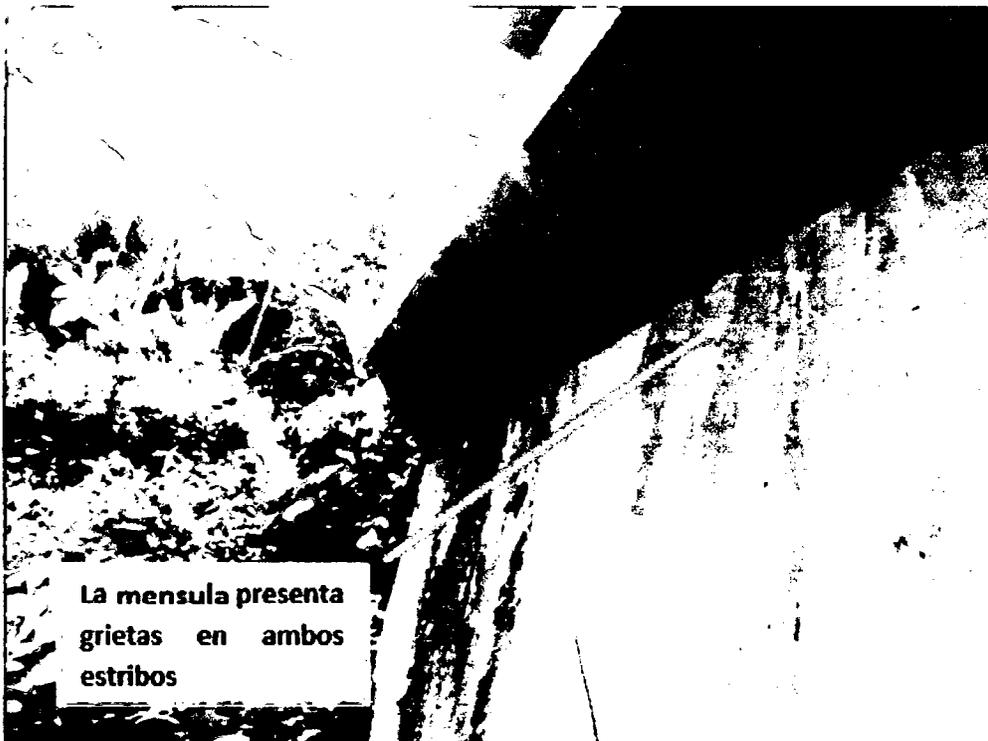


Figura 4.17: Grietas en la mensula.

## 4.2. Valoración estructural del puente.

Como se pudo observar en las fotografías, los distintos elementos estructurales presentan indicios de falta de mantenimiento (a pesar que fue recientemente pintado), así como se tiene la presencia de ligeras grietas superficiales en la losa armada y en los estribos; sin embargo, el puente en general no presenta mayores daños que puedan ser de consideración salvo en algunos elementos metálicos.

De acuerdo a la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR** como ya se indicó anteriormente, el factor de condición proporciona una reducción que toma en cuenta el aumento de la incertidumbre en la resistencia de los miembros deteriorados y su probable aumento de deteriorarse en el futuro. Dicho esto se le asigna el valor de  $\phi_c = 0.95$  para los elementos de aceptable condición y  $\phi_c = 1.00$  para los elementos de buena condición, esto de acuerdo a la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 4.1: Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de condición de la Metodología LRFR (MBE, 2014)

Condición de la superestructura	Condición del elemento	Factor de condición $\phi_c$
6 ó Mayor	Buena o satisfactoria	1.00
5	Aceptable	0.95
4 ó Menor	Pobre	0.85

Para el factor de sistema, se dijo que los miembros estructurales interactúan con otros miembros para formar un sistema estructural. Es la capacidad de un sistema estructural de un puente para llevar cargas después del daño o el fallo de uno o más de sus miembros. Por lo tanto se le asignó un valor de  $\phi_s = 1.00$  de acuerdo a la tabla:

Tabla 4.2: Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de sistema de la Metodología LRFR (MBE, 2014)

Tipo de Super-estructura	$\phi_s$
Miembros soldados en dos vigas/Truss/Arco Puentes	0.85
Los miembros remachadas en dos vigas/Truss/Arco Puentes	0.90
Varios miembros eyebar en puentes con entramado	0.90
Tres-Puentes viga viga con espaciado $\leq 6.0$ pies	0.85
Cuatro Puentes-viga viga con espaciado $\leq 4.0$ pies	0.95
Todos los otros viga y losa puentes	1.00
Los espaciados en piso $> 12.0$ pies y largueros no continuos	0.85
Redundantes subsistemas larguero entre pisos	1.00

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

Para los cálculos y modelamiento se utilizó el software CSI BRIDGE 2015 v17.3, se le condicionó al software las características técnicas de los materiales, secciones de elementos estructurales de acuerdo a los planos constructivos, parámetros propios de la metodología LRFR, etc.

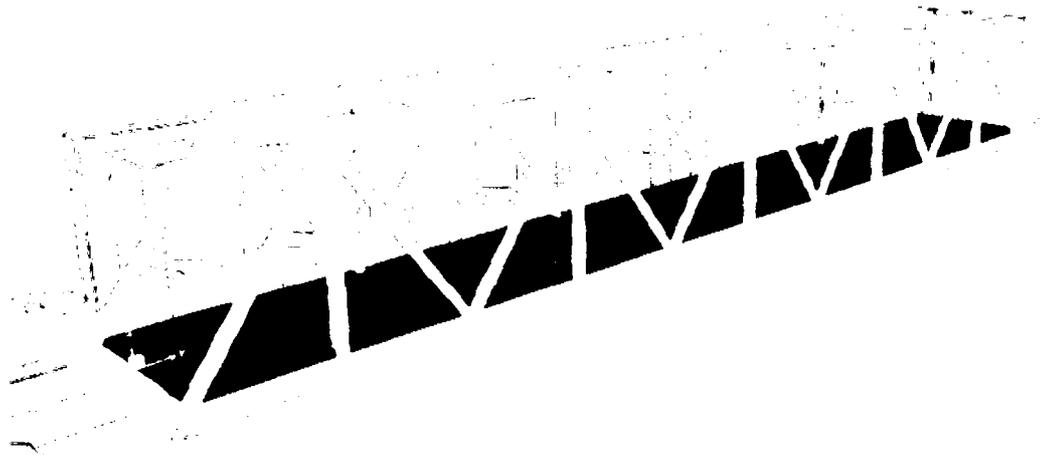


Figura 4.18: Vista del modelo Puente Itigalo.

A continuación, se muestra los datos ingresados al programa CSI BRIDGE:

- (a) **Materiales:** El concreto tiene un  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  para toda la losa de la superestructura y de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  para la subestructura; el acero utilizado será corrugado de  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y el acero estructural para los perfiles será según las normas ASTM A572, Grado 50

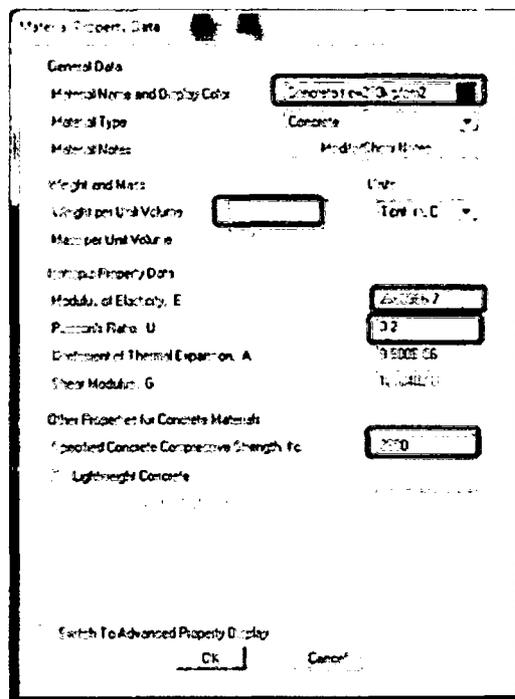


Figura 4.19: Materiales y características.

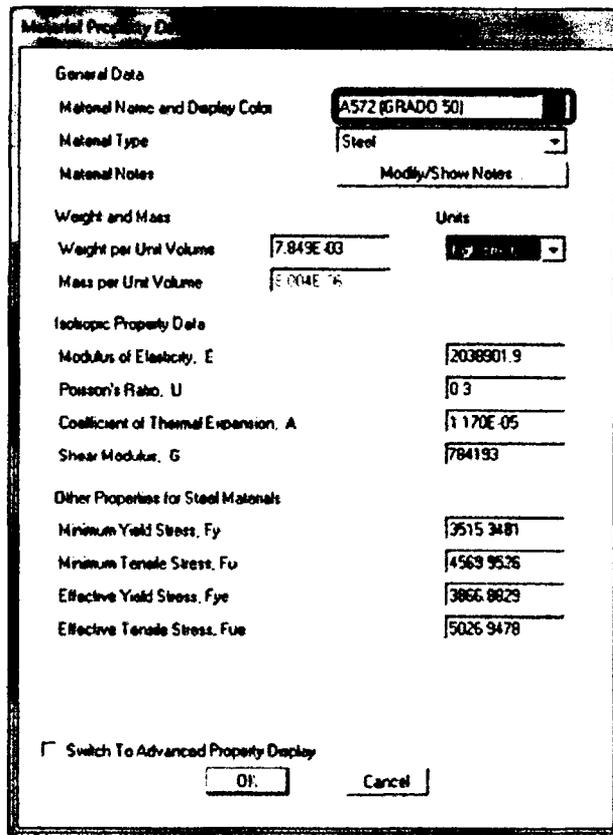


Figura 4.20: Acero ASTM A572 - Grado 50.

El reticulado está conformado por elementos fabricados con planchas cortadas y soldadas. En el anexo se muestra los diferentes tipos de elementos que conforman el reticulado y las dimensiones básicas del reticulado. El apoyo es fijo en un extremo y móvil en el otro, dejando desplazarse libremente longitudinalmente.

- (b) **Secciones:** Las dimensiones de las secciones de los diferentes elementos del reticulado se muestra en los planos mostrados en el anexo adjunto y a continuación se muestra las propiedades de las secciones.

4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

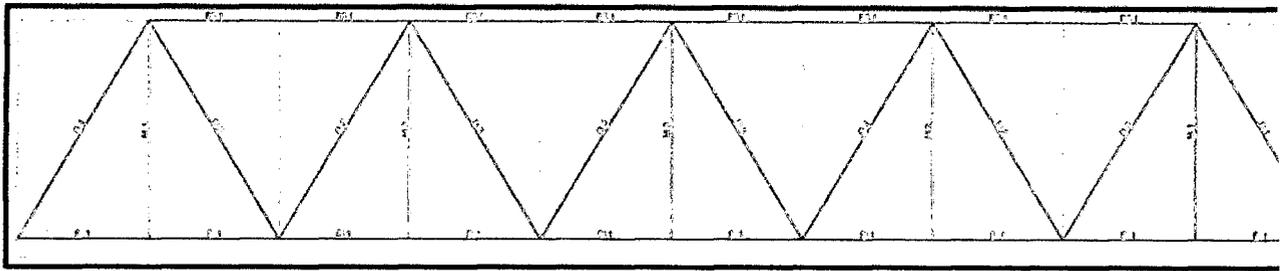


Figura 4.21: Elevación 1, perfiles asignados.



Figura 4.22: Brida inferior, perfiles asignados.

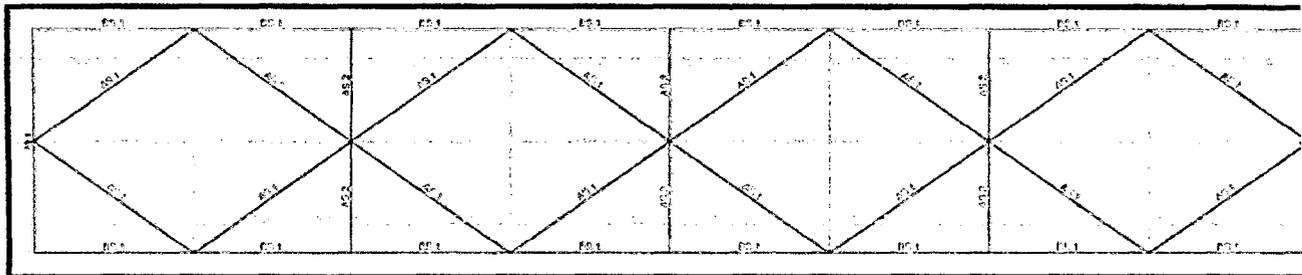


Figura 4.23: Brida superior, perfiles asignados.

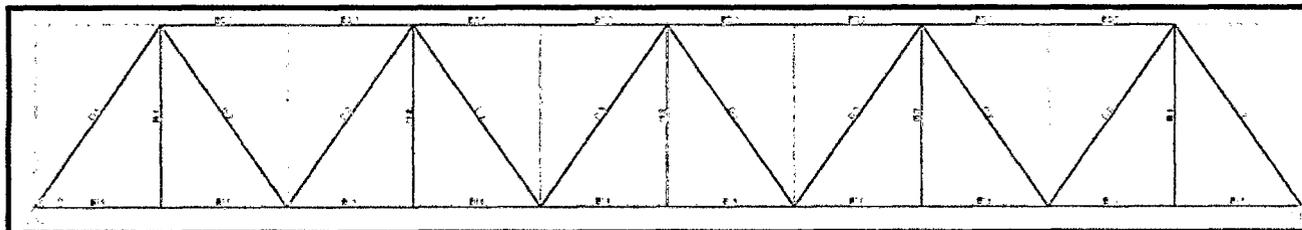


Figura 4.24: Elevación 7, perfiles asignados.

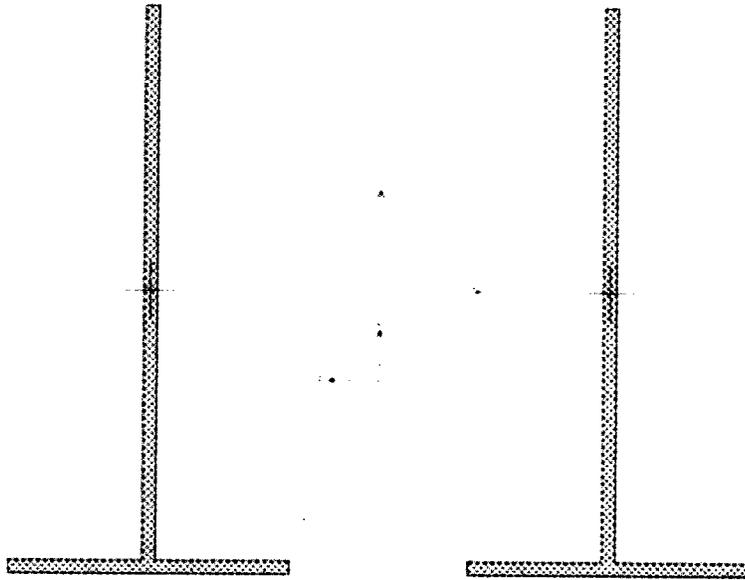


Figura 4.25: Brida Inferior.

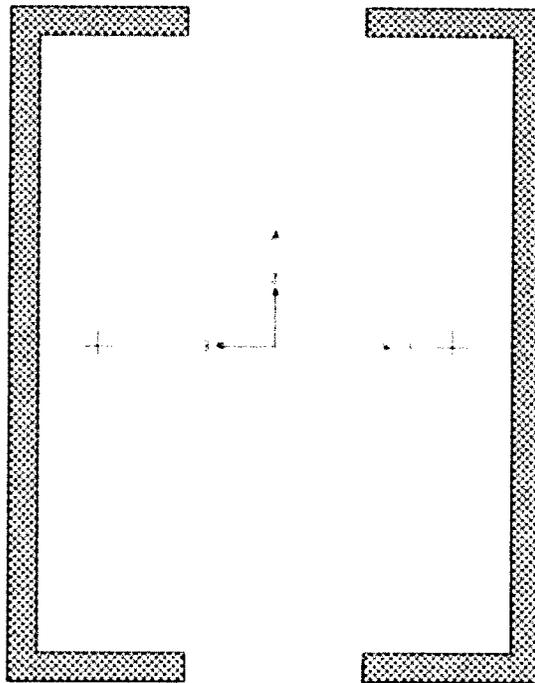


Figura 4.26: Brida Superior.

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

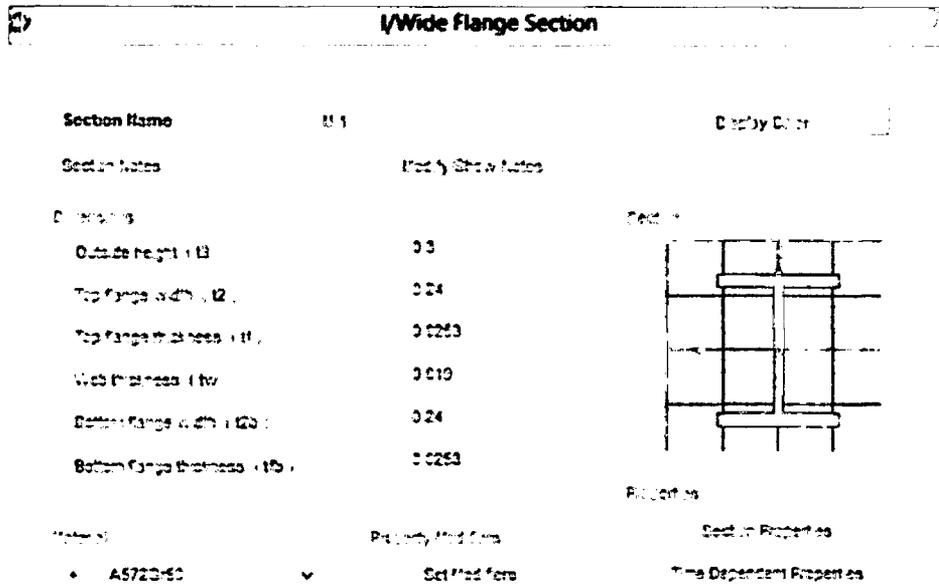


Figura 4.27: Montantes M1.

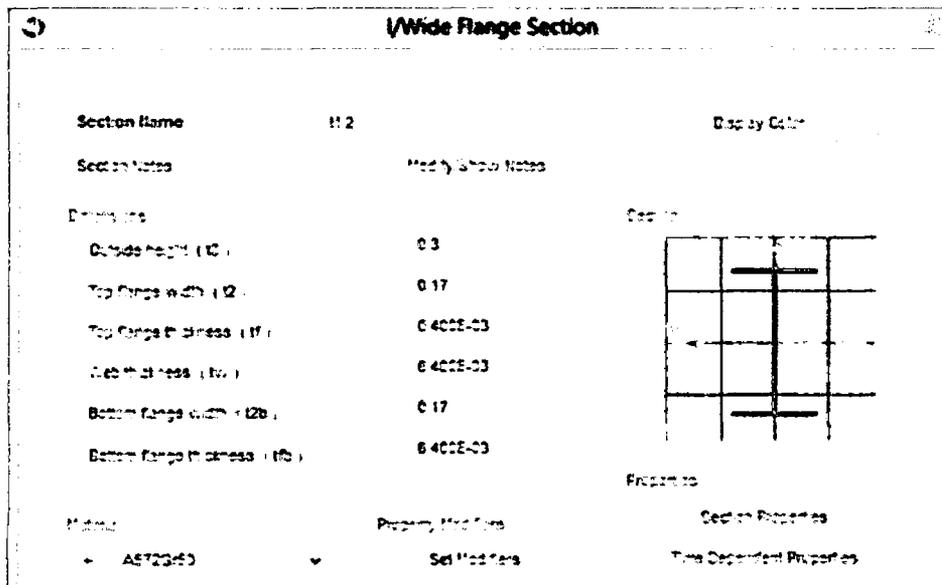


Figura 4.28: Montantes M2.

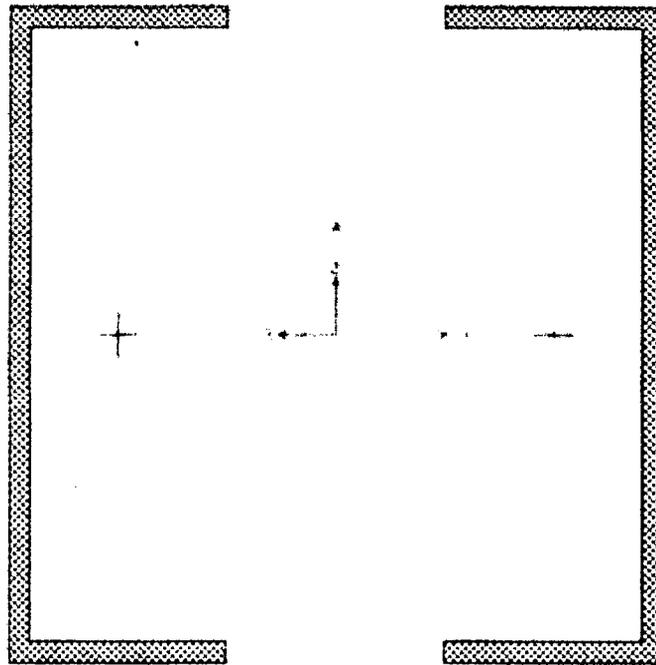


Figura 4.29: Diagonales.

Section Name	AS 1	Display Color	
Section Notes	Modify/Show Notes		
<b>Dimensions</b>			
Outside depth (t3)	0.2		
Outside flange width (t2)	0.1		
Flange thickness (tf)	6.400E-03		
Web thickness (tw)	6.400E-03		
		Section	
Material	Property Modifiers	Propiedades	
+ A572Gr50	Set Modifiers	Section Properties	Time Dependent Properties

Figura 4.30: Arriostres AS1, AS2.

(c) **Cargas de diseño:** Las cargas a emplear para el presente diseño serán:

- **Cargas permanentes:** Cargas muertas estructurales y no estructurales (DC). Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares (DW). Para estas cargas se usaron: Acero estructural 7850 Kg/m<sup>3</sup>, Concreto armado 2400 Kg/m<sup>3</sup>, Carpeta asfáltica 2200 Kg/m<sup>3</sup>.
- **Cargas vivas:** Tenemos peatonal (PL) y vehicular. La carga vehicular para puentes de un solo tramo se diseña con dos tipos de vehículos el Tándem (M) y el camión HL-93 Truck (K). con un 33% por efectos de impacto.

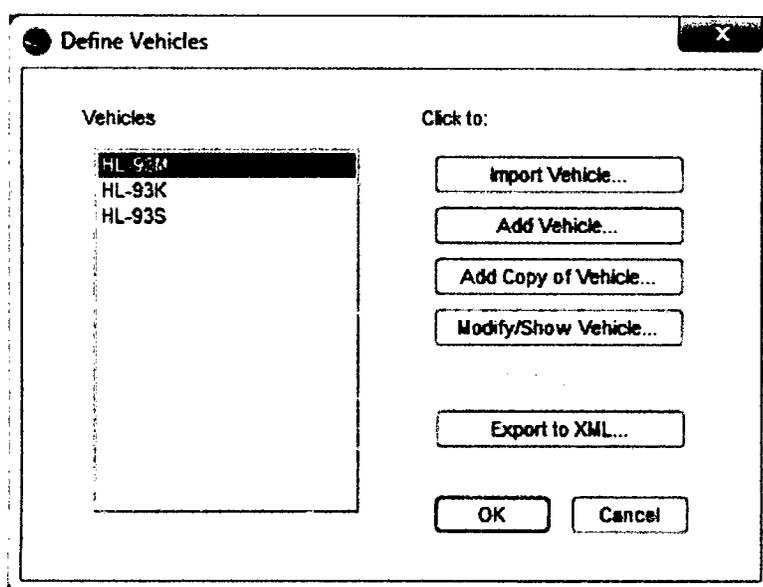


Figura 4.31: Camión de diseño (AASHTO LRFD).

Las cargas muertas y peso propio es generado por el software y considera automáticamente las cargas debido al peso propio de los elementos resistentes, se añadieron los pesos de los siguientes elementos como baranda, asfalto y veredas.

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

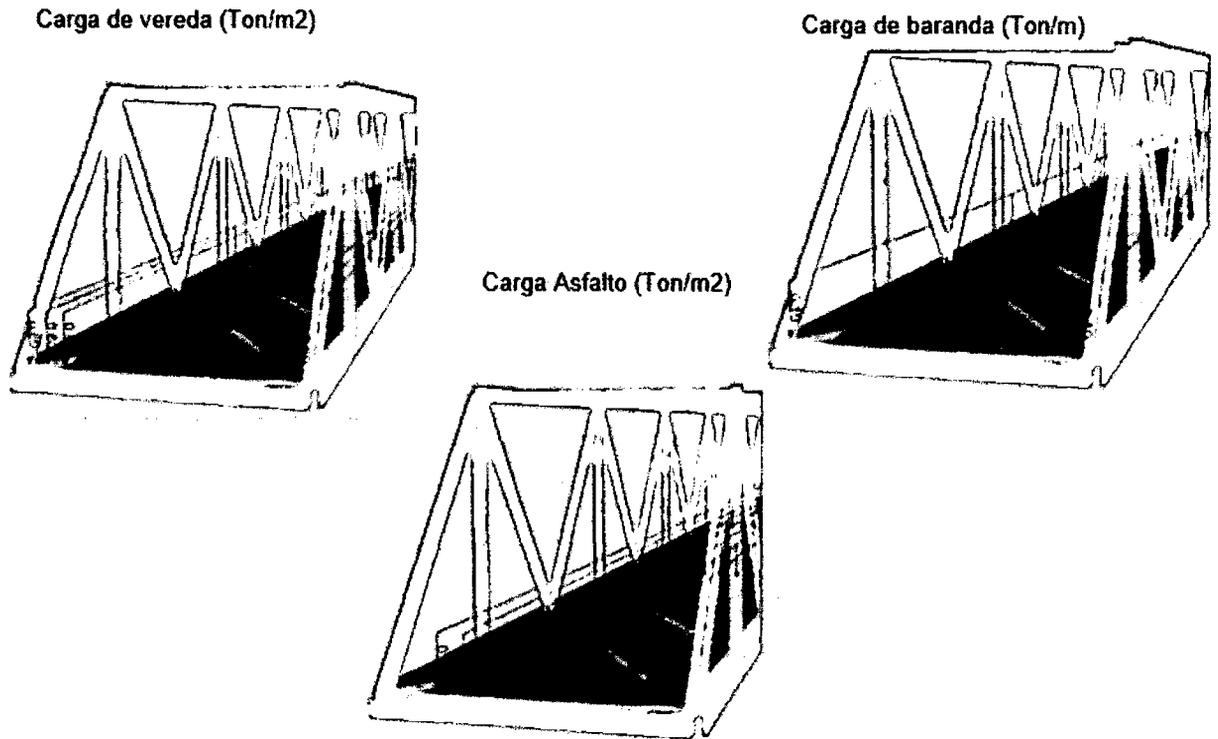


Figura 4.32: Cargas Permanentes.

Las cargas vivas, son para el Camión de diseño HL-93 y la carga peatonal.

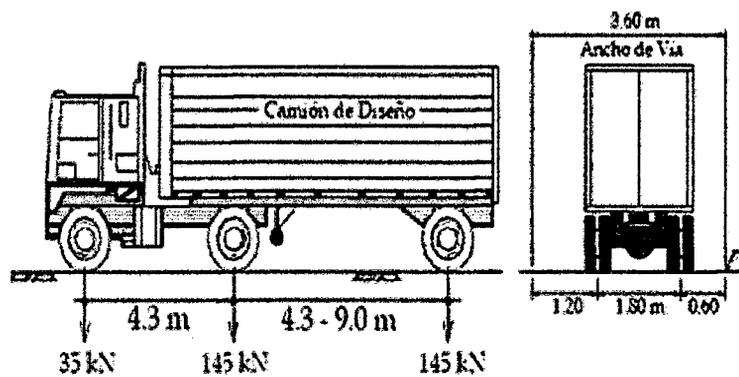


Figura 4.33: Camión de diseño HL-93, peso total: 325 kN (33.13Ton).

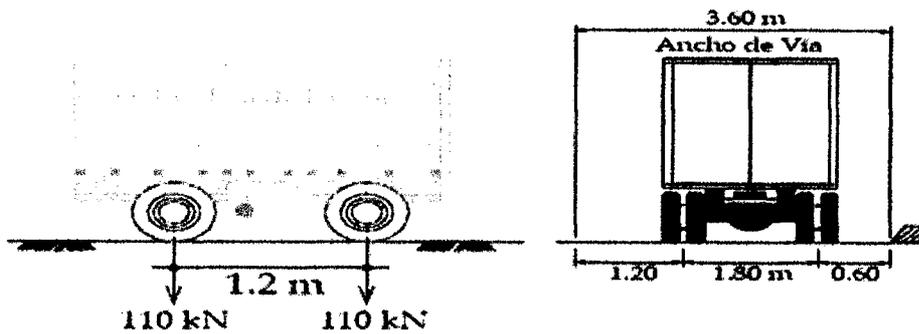


Figura 4.34: Tandem de diseño, peso total: 220 KN (22.43Ton).

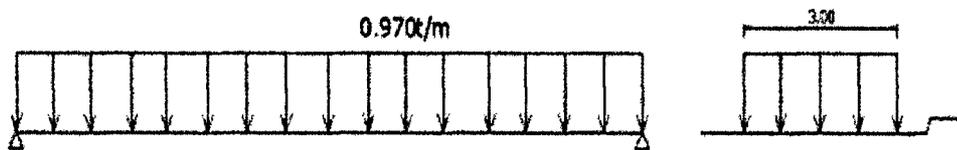


Figura 4.35: Sobre carga distribuida: 0.97 Ton).

Se localizó el tren de carga para la carga móvil HL-93 en 1 vía en los diferentes casos, y al cual se ha considerado el factor de presencia múltiple (FPM) y los factores de impacto señalados en la norma. Se recuerda que como se está utilizando la metodología de Diseño LRFD, la metodología de evaluación debe ser la misma, el cual es representado por la metodología de evaluación LRFR. Anteriormente se venía utilizando el camión de diseño HS-20, ya que este era el camión de diseño para las metodologías ASD y LFD, los cuales actualmente dejaron de usarse y, es la nueva metodología LRFD la que se ha adentrado y afianzado los últimos años en el diseño de puentes a nivel internacional y, nuestro país aplica las metodologías de diseño de la AASHTO desde hace varios años atrás. A continuación se presenta las líneas de carga colocados en el CSIBridge para una vía:

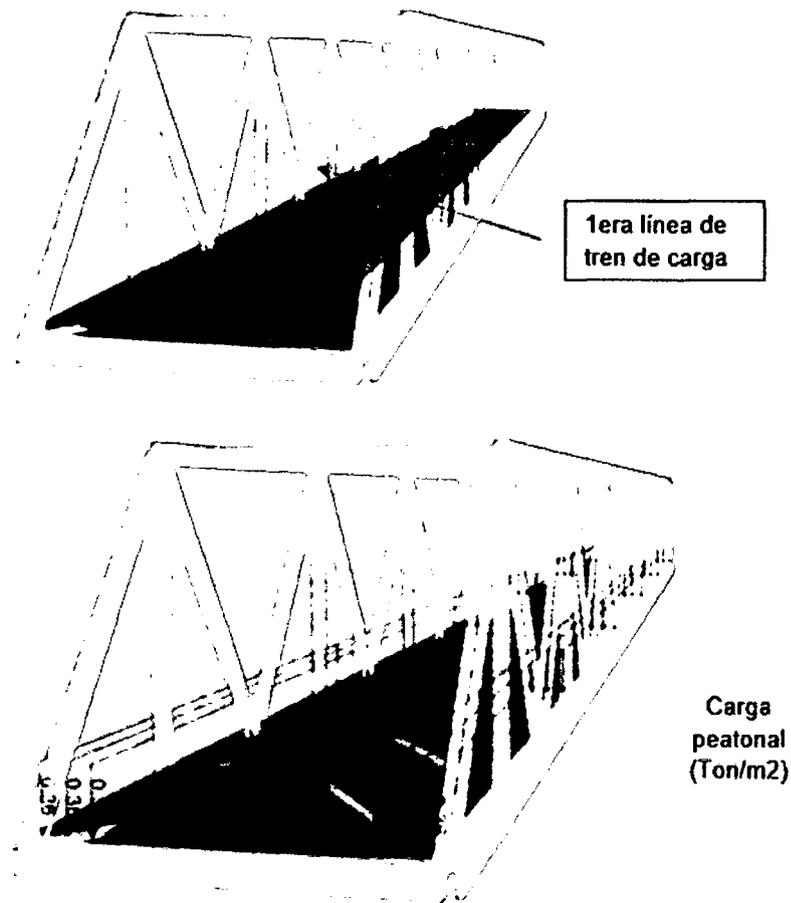


Figura 4.36: Líneas de carga.

(d) **Cargas transitorias:** Las cargas a emplear son referidas al sismo y al viento:

- **Cargas de sismo:** Se considera sismo en la dirección paralela al tráfico "X" al 100% y en la dirección "Y" al 30%, de la misma manera para el sentido perpendicular al tráfico se considera sismo al 100% en el sentido "Y" y 30% en "X".

4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

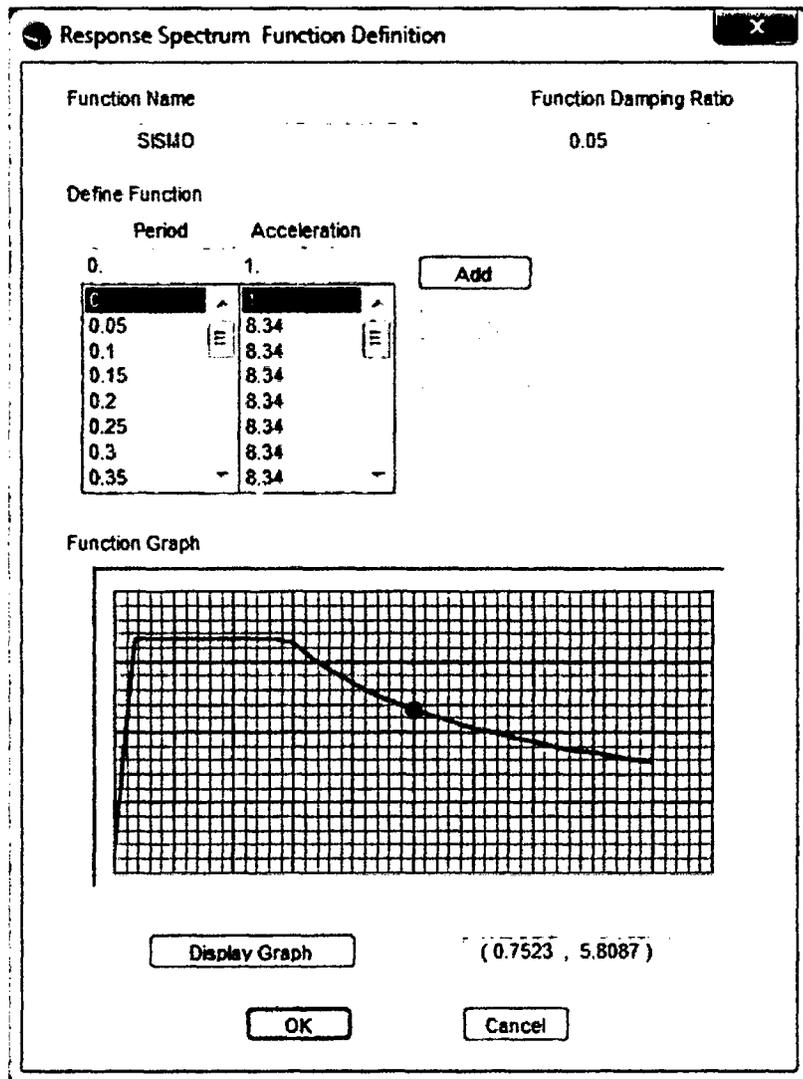


Figura 4.37: Espectro de aceleración (MTC).

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

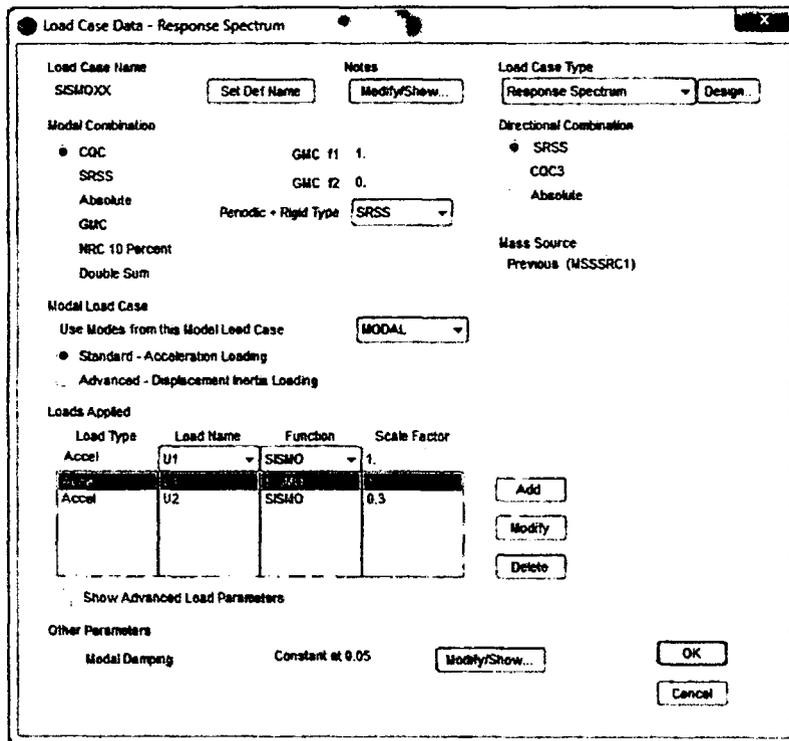


Figura 4.38: Carga de sismo en la dirección "X".

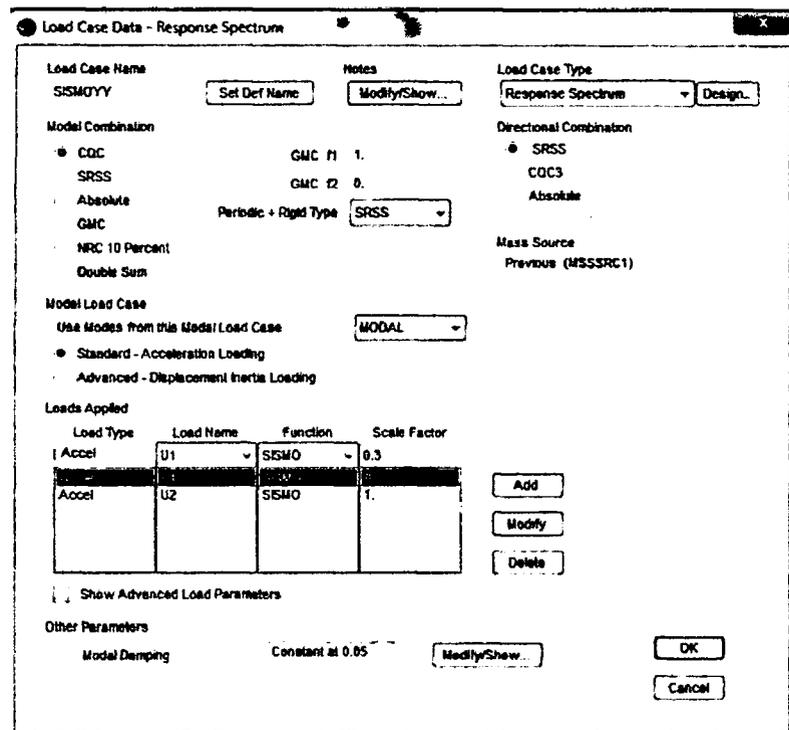


Figura 4.39: Carga de sismo en la dirección "Y".

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

- **Cargas de viento:** Se asumirá que esta uniformemente distribuida sobre el area expuesta al viento. Para puentes a mas de 10m sobre el terreno o el agua, la velocidad de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{DZ} = 2.5 * V_0 * \frac{V_{10}}{V_B} * Ln * \frac{z}{z_0}$$

Donde:

$V_{DZ}$  = Velocidad del viento de diseño a la altura de Z (Km/h)

$V_0$  = Velocidad friccional (Km/h)

$V_{10}$  = Velocidad del viento a la altura de 10.0m sobre el nivel del terreno o agua de diseño

En ausencia de datos  $V_{10} = V_B = 160$  Km/h

$V_B$  = Velocidad básica del viento igual a 160 Km/h a una altura de 10.0m

$Z_0$  = Longitud de fricción del campo de viento aguas arriba (m)

$z$  = Altura de la estructura >10.0 m

Tabla 4.3: Valores de constantes  $V_0, Z_0$  (AASHTO LRFD)

CONDICIÓN	TERRENOS ABIERTOS	AREAS SUBURBANOS	AREA URBANA
$V_0$ (Km/h)	13.2	17.6	19.3
$Z_0$ (m)	0.07	1.0	2.5

Para el caso nuestro:

$V_{10} = V_B = 160$  Km/h

$V_0 = 13.2$  Km/h

$Z_0 = 0.07$  m

$Z = 10.0$ m

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$V_{DZ} = 2.5 * V_0 * \frac{V_{10}}{V_B} * Ln * \frac{z}{z_0}$$

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

$$V_{DZ} = 2.5 * 13.2 * \frac{160}{160} * Ln * \frac{10}{0.07}$$

$$V_{DZ} = 163.7$$

La carga del viento no se deberá tomar menor que 449 Kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 224 Kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 449 Kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.[6]

Mostramos las cargas en barlovento y sotavento, las cuales han sido transformadas a cargas puntuales.

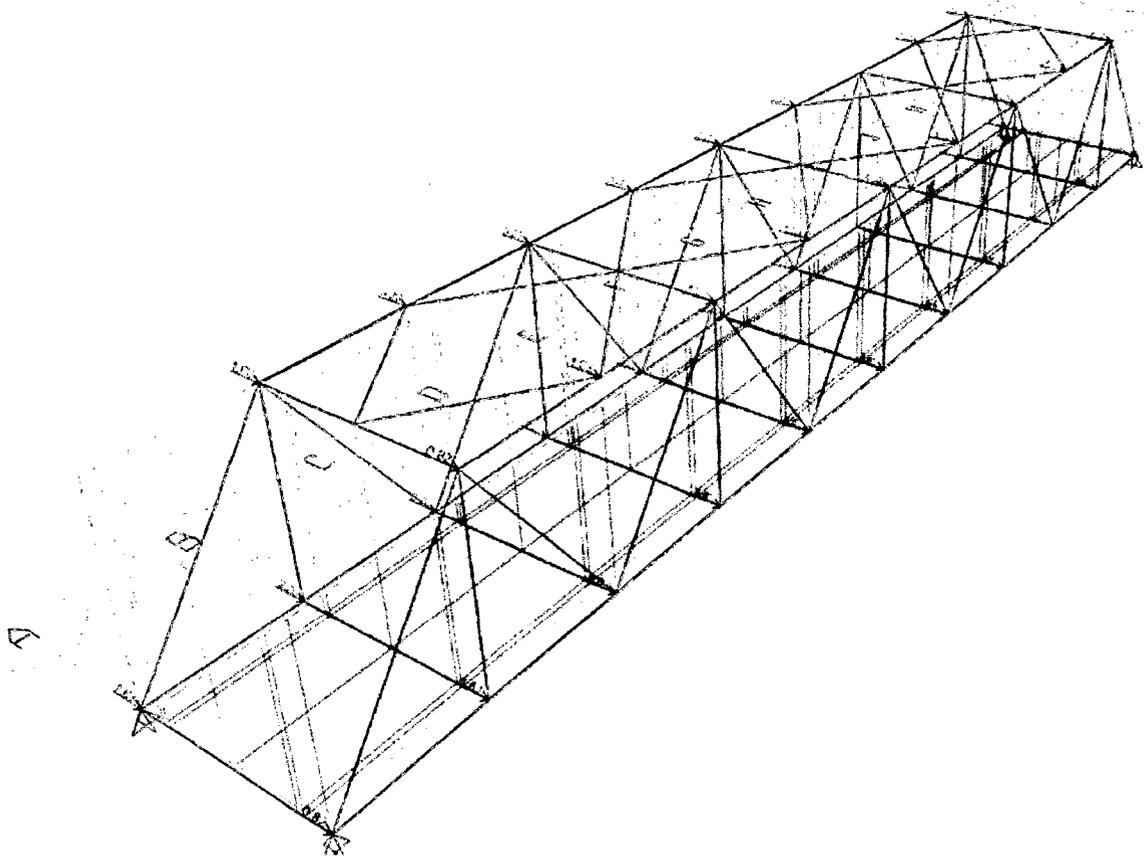


Figura 4.40: Carga de viento sobre la super-estructura.

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

(e) **Combinación de cargas LRFR:** Como ya se mencionó anteriormente, la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR** utiliza las combinaciones de Resistencia I y Servicio II, tanto para el nivel de Inventario como para el nivel de Operación. Dichas combinaciones se condicionaron en el programa, las consideraciones se encuentran en el manual del MBE

Tabla 4.4: Combinaciones de carga de la Metodología de Calificación por Factores de Carga y Resistencia-LRFR (MBE, 2014)

Tipo de Puente	Estado Limite	Muerta DC	Muerta DW	LL Inventario	LL Operación
Acero	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
Acero	Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00
Concreto Ref.	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
Concreto Ref.	Servicio I	1.00	1.00	–	–
Concreto Pret.	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.25
Concreto Pret.	Servicio III	1.00	1.00	0.80	–
Concreto Pret.	Servicio I	1.00	1.00	–	–
Madera	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35

Se colocarán las combinaciones de cargas para RESISTENCIA I y SERVICIO II tanto para el análisis del nivel de cargas de diseño (Inventario y Operación) y nivel de cargas legales.

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA I - INVENTARIO

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
MUERTA	Linear Static	1.25	
CAMION	Moving Load	1.75	Add
FRENADO	Linear Static	1.75	
PEATONAL	Linear Static	1.75	Modify
BARANDA	Linear Static	1.25	
ASFALTO	Linear Static	1.25	Delete

Figura 4.41: Combo: Resistencia I- Inventario.

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA I - OPERACION

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
MUERTA	Linear Static	1.25	
CAMION	Moving Load	1.35	Add
FRENADO	Linear Static	1.35	
PEATONAL	Linear Static	1.35	Modify
BARANDA	Linear Static	1.25	
ASFALTO	Linear Static	1.25	Delete

Figura 4.42: Combo: Resistencia I- Operación.

### 4.3. Modelamiento y Cálculo de la Super-Estructura.

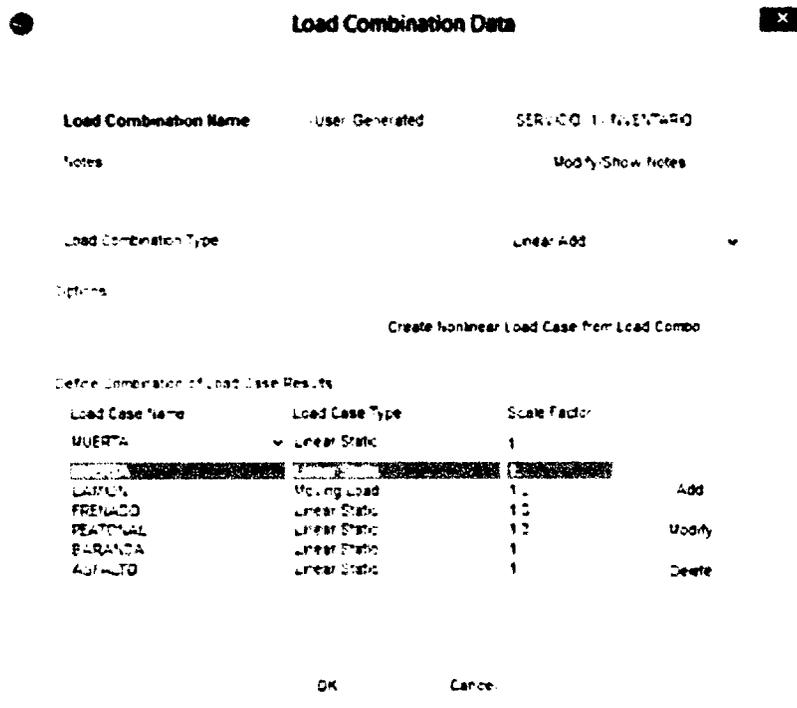


Figura 4.43: Combo: Servicio II- Inventario.

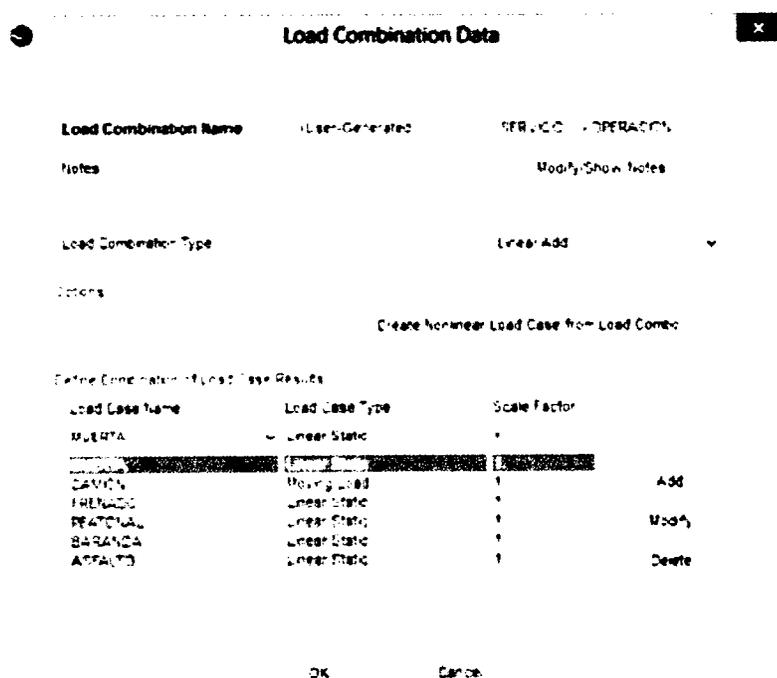


Figura 4.44: Combo: Servicio II- Operación.

## 4.4. Calibración del Software CSI BRIDGE 2015 v17.3

### 4.4.1. Descripción.

Computers and Structures, Inc. presenta su software CSi Bridge, aplicado al diseño y cálculo de puentes de acero y concreto. CSi Bridge es un programa comercial de cálculo de estructuras basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF), con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. Todas las características del módulo de puentes que existía para "Sap2000" se han incorporado en CSi Bridge, y se han agregado nuevas. Podemos mencionar que CSi Bridge viene a ser parte específica al diseño de puentes del Software SAP-2000.[8]

CSi Bridge es un software totalmente independiente que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo. Entre otros tipos de puentes, destacamos puentes de acero, de vigas de hormigón armado y pretensado de varias geometrías parametrizables, puentes mixtos, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes en arco, entre otros.[8]

### 4.4.2. Casos de estudio.

A la fecha se ha realizando estudios similares a la presente investigación, para lo cual han utilizado un software comercial en este caso el "SAP2000", y el CSi Bridge que viene a ser la parte específica dirigida al diseño de puentes del software "SAP2000", siendo éste software de la familia Computers and Structures, Inc. Se recuerda que en el Perú y el mundo se diseñó muchos de los puentes con los software mencionados y que se encuentran actualmente ejecutados y prueba de ello es el SIMA-PERU (Servicio industrial de la Marina) que participa en la industria naval y metal mecánica fabricando y construyendo puentes metálicos entre otros a nivel nacional, cuyos diseños fueron realizados en su mayoría con el CSi Bridge - SAP2000.

Se menciona a continuación las investigaciones que fueron realizadas con el software mencio-

#### 4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

---

nado, los cuales evaluaron puentes metálicos existentes; sin embargo, se recuerda que dichas investigaciones fueron realizadas aplicando el **Diseño por Factores de carga-LFD** y en la presente investigación se viene aplicando el **Diseño por Factores de Carga y Resistencia - LRFD** que es la metodología de diseño con la que actualmente se viene diseñando los puentes proyectados.

Se menciona investigaciones realizadas y que usaron el software SAP200-CSI Bridge, los resultados de dichas investigaciones se indican en el Capítulo V.

1. **Evaluación de la capacidad de carga de la super-estructura de puentes tipo**, presentado por el Ing. Uriel I. Reyes Bañuelos para optar el grado de Maestro en Ingeniería Civil - Estructuras. México 2013.
2. **Rehabilitación y Evaluación de estructuras utilizando Load Rating Factor**, presentado por el Ing. Rubén Martínez. El Salvador 2013.
3. **Evaluación de la Capacidad de Carga viva Vehicular de Puentes**, presentado por el Ing. Rolando Castillo Barahona, Ph.D. Congreso de Ingenieros Civiles. Costa Rica 2014.

#### 4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

Una vez realizado el análisis del modelo con el software CSI - BRIDGE 2015 v17.3, procedemos a evaluar la capacidad de carga o factor de capacidad (FC) de cada uno de los elementos de la superestructura, para lo cual se entiende que el usuario conoce los diseños de puentes reticulados. En esta ocasión realizaremos dichos cálculos para el elemento N° 191, ya que para el resto de los elementos será de forma análoga.

De la misma manera como se indicó en capítulos anteriores, partiremos de la ecuación (3) para obtener el RATING FACTOR, Factor de Capacidad o Factor de Calificación (FC) y resumiremos los valores obtenidos en capítulos anteriores:

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

$$FC = \frac{\text{Capacidad disponible para carga viva}}{\text{Demanda de carga del vehiculo de referencia}} \dots\dots\dots(3)$$

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi R_n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots\dots\dots(3)$$

(a) **Factores de evaluación:** Como se indicó, tenemos los factores de sistema ( $\phi_s = 1$ ) y factores de condición ( $\phi_c = 0.95$ ), así como el factor de resistencia ( $\phi = 1.00$ ), dichos factores se indicaron en el Capítulo III los cuales son propios de la metodología de Calificación por Factores de Carga y Resistencia - LRFR.

(b) **Valores de LRFD:** Aplicando los principios de cálculo de LRFD para el diseño del puente reticulado, realizamos la evaluación del elemento analizado considerando que ya se conocen los valores de la Tensión, compresión, Momento, Cortante, etc. Analizaremos el elemento para la tensión y compresión ya que son estos los que priman en el diseño de elementos metálicos. en la figura se aprecia los elementos que se encuentran a compresión (resaltado de rojo) y los que se encuentran a Tensión (resaltado de azules):

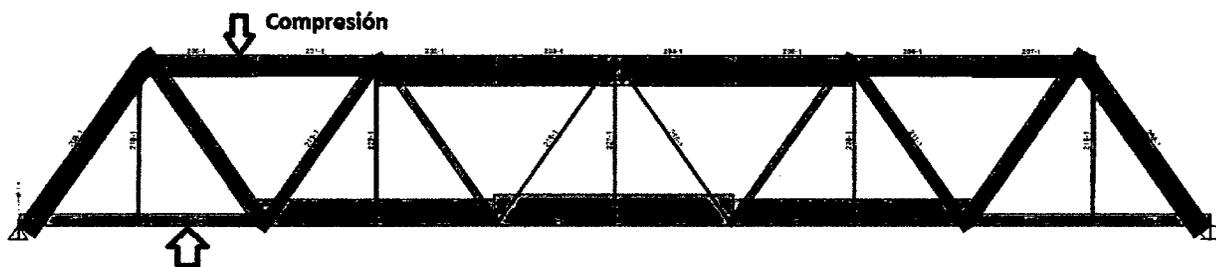


Figura 4.45: Ubicación del elemento N° 191.

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

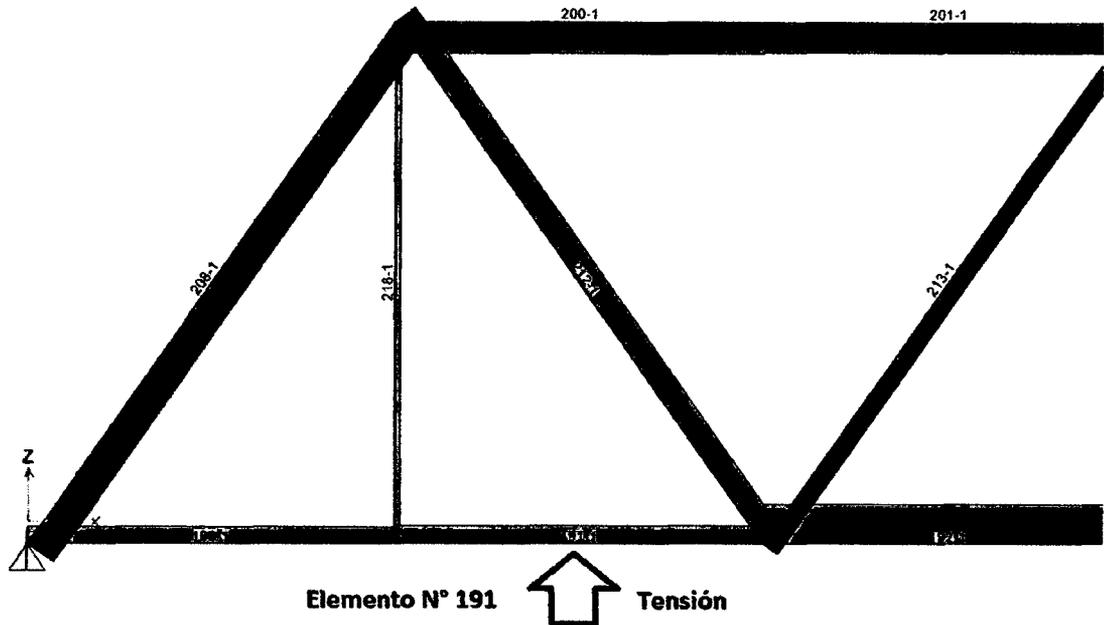


Figura 4.46: Ubicación del elemento N° 191.

Los datos que necesitamos para la aplicación de la metodología LRFR son:  $R_n$ =capacidad del elemento para la combinación analizada,  $DC$  = capacidad del elemento para las cargas permanentes,  $DW$  = capacidad del elemento para cargas de la superficie de rodamiento y,  $LL$ = capacidad del elemento ante solicitaciones de carga del vehículo de referencia. Haciendo uso del diseño del AASHTO - LRFD y del software obtenemos dichos valores tal y como se muestra a continuación, de la misma forma obtenemos los valores del AASHTO LRFD y, aplicamos la metodología LRFR para los niveles de Inventario y Resistencia:

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

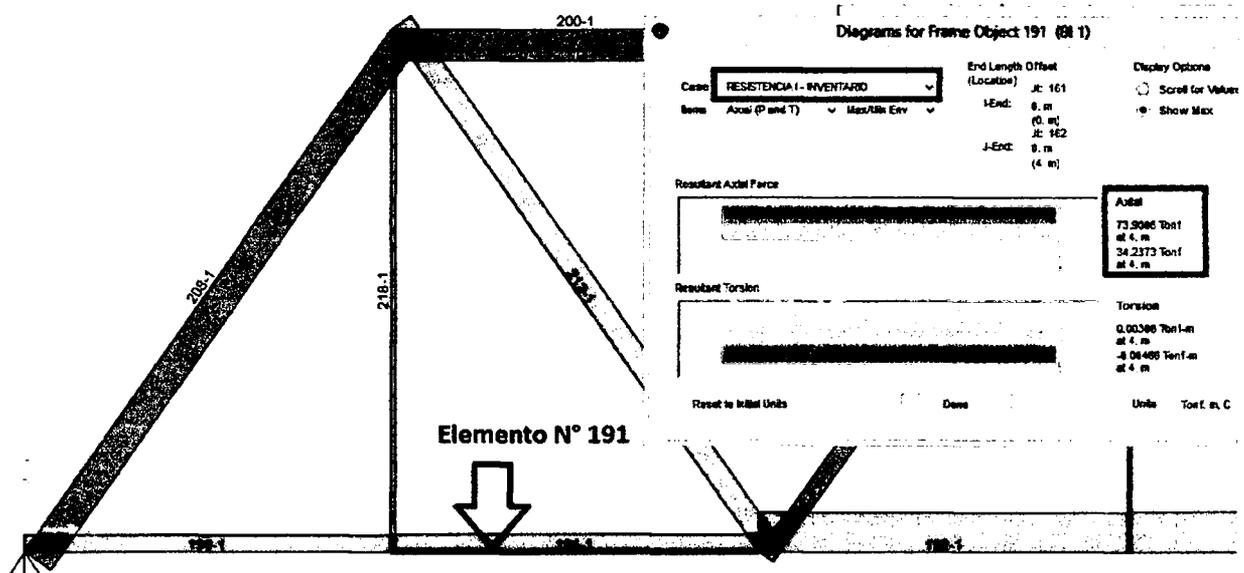


Figura 4.47: Momento Rn Resistencia I - Inventario.

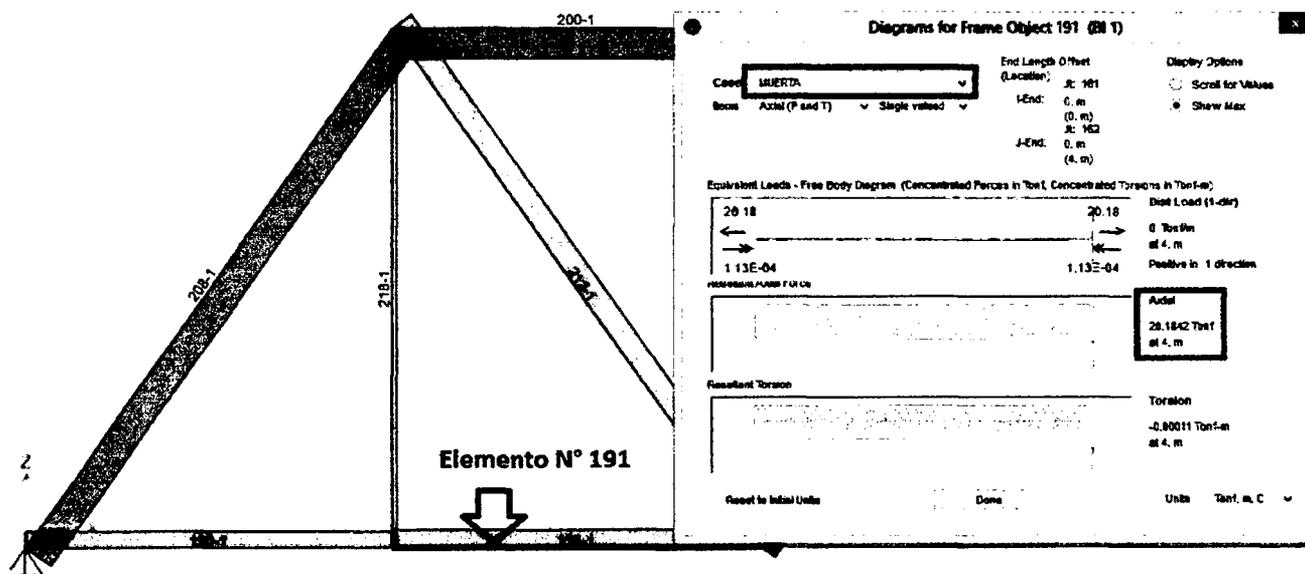


Figura 4.48: Momento DC Cargas permanentes.

#### 4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

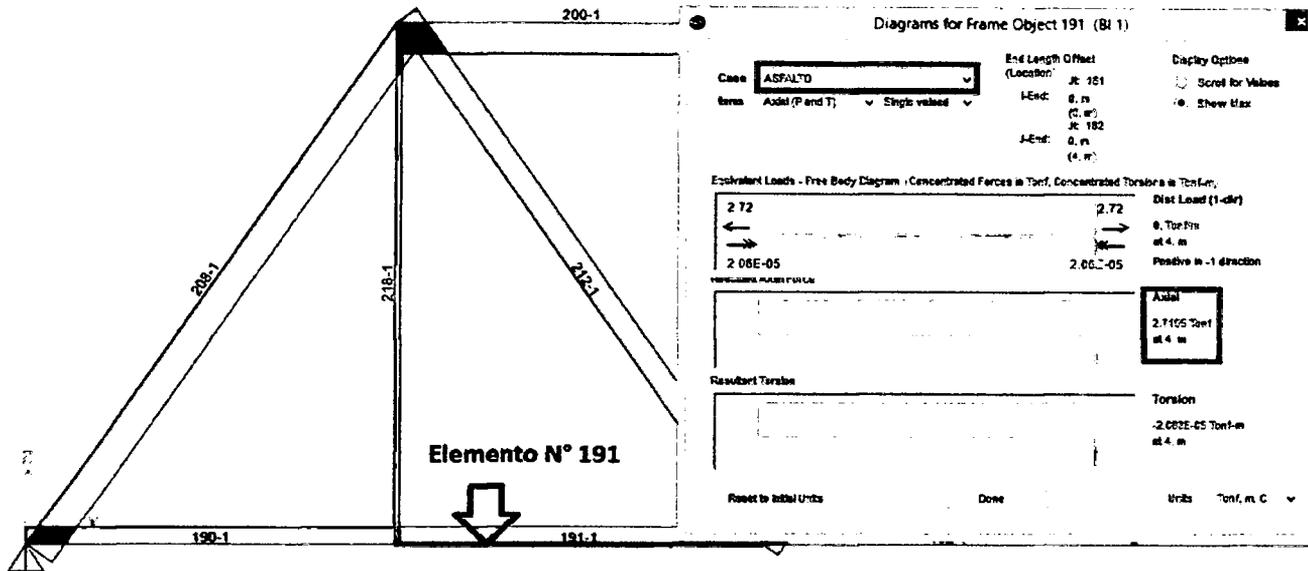


Figura 4.49: Momento DW Cargas Superficie de rodamiento.

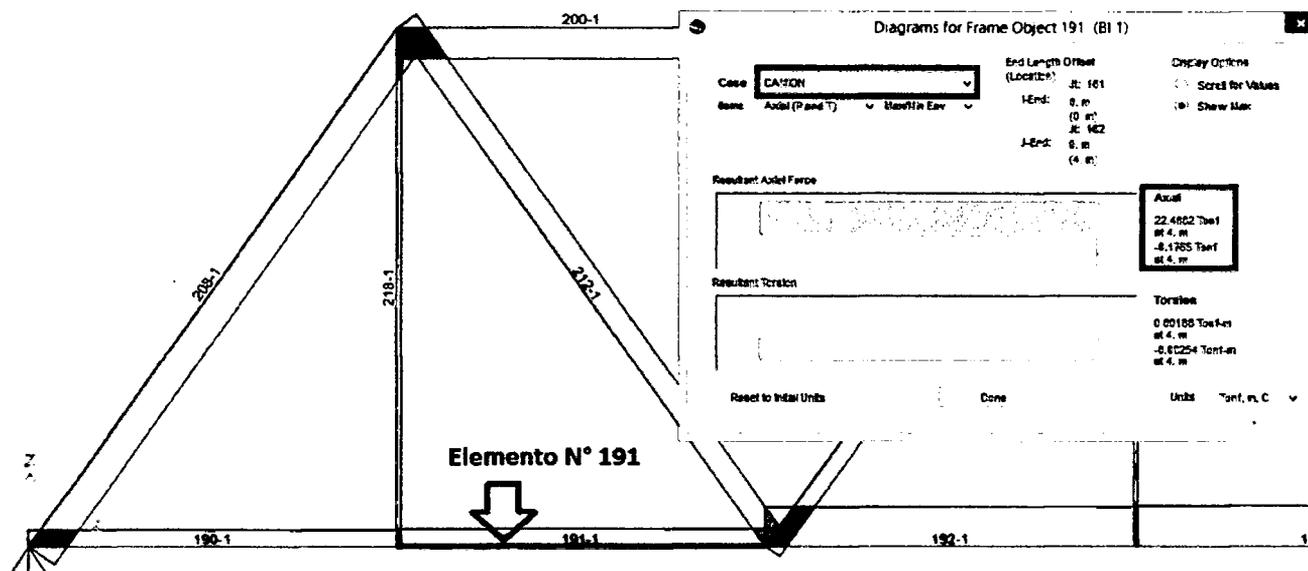


Figura 4.50: Momento Camion de diseño HL-93.

A continuación, mostramos los valores obtenidos de los elementos N° 190, 191, 198, 199 y 2015. Se muestra los valores de las fuerzas axiales donde los valores positivos indican que el elemento se encuentra a tensión y los valores negativos indican que se encuentra a compresión, también se muestra los cortantes y la flexión de dichos elementos.

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

Tabla 4.5: Valores de cargas calculados (CSI Bridge)

CARGA	AXIAL(Ton)	CORTANTE(Ton)	FLEXION(Ton-m)
<b>Permanente</b>			
190	19.4775	0.0685	3.5160
191	20.1842	0.0205	2.5501
198	20.1601	0.0135	2.5485
199	19.4540	0.1361	3.5132
215	-3.2626	0.1564	0.1553
<b>Asfalto</b>			
190	2.6305	0.0116	0.4793
191	2.7195	0.0043	0.3645
198	2.7141	0.0030	0.3642
199	2.6253	0.0249	0.4786
215	-0.3659	0.0261	0.0112
<b>Camión HL-93</b>			
190	21.8343	0.8224	4.0208
191	22.4882	0.4621	3.3146
198	23.0733	0.4964	3.2719
199	22.4318	1.2913	4.1168
215	-16.3398	0.5274	0.1267

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

Tabla 4.6: Valores de combinaciones calculados (CSI Bridge)

CARGA	AXIAL(Ton)	CORTANTE(Ton)	FLEXION(Ton-m)
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	71.5689	1.5496	13.0742
191	73.9006	0.7685	10.2301
198	74.8881	0.8403	10.1521
199	72.5790	2.4842	13.2382
215	-33.9526	1.1861	0.4459
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	61.8691	1.2187	11.2897
191	63.9066	0.5881	8.7715
198	64.6602	0.6430	8.7107
199	62.6402	1.9634	11.4153
215	-27.2782	0.9689	0.3920
<b>SERVICIO II</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	54.8302	1.1569	10.0132
191	56.6220	0.5690	7.8194
198	57.3535	0.6229	7.7614
199	55.5785	1.8572	10.1348
215	-25.4935	0.8946	0.3432
<b>SERVICIO II</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	47.5553	0.9088	8.6749
191	49.1265	0.4376	6.7254
198	49.6826	0.4750	6.6803
199	48.1244	1.4665	8.7676
215	-20.4877	0.7317	0.3028

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

---

(c) **Factor de Capacidad FC - Rating Factor:** Aplicamos la metodología LRFR y, considerando la ecuación (3) y los factores de carga mencionados así como los momentos calculados y mostrados en la tabla anterior, tenemos para los momentos flexionantes del elemento N° 191 para la combinación de Resistencia I y Servicio II para los niveles de inventario y operación los siguientes cálculos:

- Nivel de Inventario - Resistencia I.

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi R_n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots\dots\dots(3)$$

$$FC = \frac{1 \times 0.95 \times 1 \times 73.90 - (1.25 \times 20.18 + 1.50 \times 2.72)}{1.75 \times 22.49}$$

$$FC = 1.039$$

- Nivel de Operación - Resistencia I.

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi R_n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots\dots\dots(3)$$

$$FC = \frac{1 \times 0.95 \times 1 \times 63.91 - (1.25 \times 20.18 + 1.50 \times 2.72)}{1.35 \times 22.49}$$

$$FC \cong 1.034$$

- Nivel de Inventario - Servicio II.

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi R_n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots\dots\dots(3)$$

$$FC = \frac{1 \times 0.95 \times 1 \times 56.62 - (1.00 \times 20.18 + 1.00 \times 2.72)}{1.30 \times 22.49}$$

$$FC = 1.057$$

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

---

- Nivel de Operación - Servicio II.

$$FC = \frac{\phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi_R n - (\gamma_{dc} \cdot DC + \gamma_{dw} \cdot DW)}{\gamma_{ll} \cdot LL} \dots\dots\dots(3)$$

$$FC = \frac{1 \times 0.95 \times 1 \times 49.12 - (1.00 \times 20.18 + 1.00 \times 2.72)}{1.00 \times 22.49}$$

$$FC = 1.056$$

4.5. Evaluación del Factor de Capacidad de carga viva para del puente Itigalo - Load Rating FC

Tabla 4.7: Factor de Capacidad FC calculadas

ELEMENTO	FC-AXIAL	FC-CORTANTE	FC-FLEXION
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.039	0.951	1.038
191	1.039	0.863	1.032
198	1.037	0.894	1.033
199	1.037	0.953	1.036
215	0.966	0.967	0.959
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.034	0.950	1.034
191	1.034	0.844	1.028
198	1.032	0.88	1.029
199	1.032	0.95	1.032
215	0.965	0.963	0.944
<b>SERVICIO II</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.056	0.953	1.056
191	1.057	0.859	1.048
198	1.054	0.891	1.049
199	1.053	0.955	1.053
215	0.969	0.973	0.969
<b>SERVICIO II</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.057	0.952	1.056
191	1.057	0.846	1.048
198	1.054	0.876	1.049
199	1.054	0.954	1.054
215	0.969	0.972	0.956

Como se puede apreciar, de acuerdo con la filosofía de diseño de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR**, el valor de FC debe ser igual o ligeramente mayor a la unidad, dicho valor representa cual es la capacidad del elemento analizado con respecto a la demanda de resistencia. Si un elemento analizado arroja un valor de FC igual o ligeramente superior a la unidad, significa que el elemento evaluado está diseñado de forma adecuada para resistir la carga de diseño. Si el FC mucho es mayor a la unidad, indica que el elemento se encuentra sobre-diseñado, lo que significa que tiene mayor capacidad de la que necesita para la que fue diseñado. Si el valor de FC es menor a la unidad, nos indica que el elemento evaluado solamente posee un porcentaje de la capacidad necesaria para la que fue diseñada, lo que significa que, podría fallar si es que se presenta la configuración de cargas de diseño.

De la tabla anterior podemos decir que, el elemento N° 215 presenta una falla por fuerzas axiales (compresión) ya que presenta un  $FC < 1$ , lo que significa que dicho elemento corre el riesgo de fallar si es que se presentan las condiciones de carga con las que fue diseñado. de la misma manera se aprecia que los elementos N° 190, 191, 198, 199 presentan fallas por cortante ya que se obtuvo un valor de  $FC < 1$  para cada uno de ellos como se aprecia en la tabla anterior.

De forma análoga realizaremos la evaluación para toda la superestructura en cada uno de sus elementos, los resultados de factor de capacidad FC de cada elemento se muestra en los anexos respectivos.

## 4.6. Reforzamiento de la estructura

Del cálculo del factor de calificación FC anterior, sabemos que existen elementos que corren el riesgo de fallar estructuralmente si es que se presenta las condiciones de carga con las que fueron diseñadas o, si es que algún tipo de camión sobre-cargado transita a través del puente.

Ante tal situación se presenta dos alternativas de solución, la primera vendría a ser el reforzamiento de algunos elementos, al reforzar algunos elementos que presentan un FC

#### 4.6. Reforzamiento de la estructura

$<1$  conseguimos una nueva valoración del factor de calificación  $FC >1$  lo que indica que la estructura en general va a resistir las cargas para las que fueron diseñadas o resistir el tránsito de los camiones actuales que transitan a través del puente.

Procedemos a reforzar el puente como se indica, hemos agregado una platabanda (cubre placa) de espesor 25.4 mm (1") en los dos primeros tramos de la brida inferior a partir de cada extremo (elementos N° 190, 191, 198, 199, 223, 224, 231, y 232), agregamos también una platabanda de 6.35 mm (1/4") en los seis elementos centrales de la brida inferior (elementos N° 192, 193, 194, 195, 196, 197, 225, 226, 227, 228, 229 y 230) y finalmente agregamos una platabanda de 19.05mm (3/4") en la diagonal numero 1 (D1) (elementos N° 208, 209, 241 y 242).

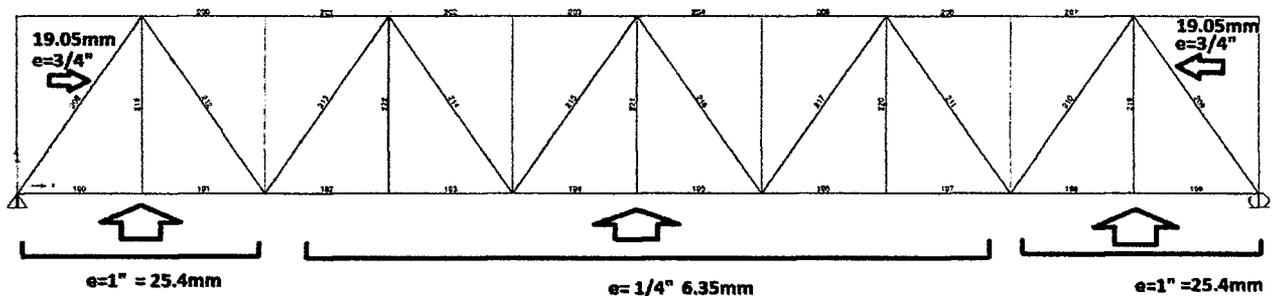


Figura 4.51: Elementos reforzados con cubre placa.

Un vez realizado el reforzamiento procedemos a calcular los valores  $FC$  de cada elemento.

Tabla 4.8: Factor de Capacidad FC Puente reforzado

ELEMENTO	FC-AXIAL	FC-CORTANTE	FC-FLEXION
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.133	1.063	1.131
191	1.133	1.686	1.118
198	1.130	1.082	1.120
199	1.129	1.036	1.128
215	1.026	1.031	1.054
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.139	1.055	1.138
191	1.140	1.103	1.124
198	1.136	1.049	1.126
199	1.135	1.079	1.134
215	1.027	1.031	1.052
<b>SERVICIO II</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.153	1.002	1.151
191	1.154	1.023	1.136
198	1.149	1.022	1.138
199	1.149	1.007	1.147
215	1.002	1.042	1.09
<b>SERVICIO II</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.166	1.002	1.164
191	1.167	1.024	1.147
198	1.162	1.024	1.150
199	1.161	1.007	1.160
215	1.058	1.008	1.031

Como se puede observar todos los valores de  $FC > 1$ , lo que indica que dichos elementos son capaces de resistir las cargas de diseño si es que se presenta una carga de camión como el que fue diseñado o resistir el tránsito de los camiones que circulan a través del puente. Mayores detalles de los valores de momentos y  $FC$  calculados se presentan en los anexos.

## 4.7. Restricción al tráfico de Vehículos

La segunda alternativa de solución es la de restringir el tránsito de cierto tipo de vehículos que representan un peligro para la capacidad de carga viva del puente, para lo cual se tiene que hacer pasar a través del puente todos los vehículos legales que figuran en el MTC.

Se ha realizado el trabajo de hacer pasar todos los vehículos legales del MTC que representan un peligro para la capacidad de carga viva del puente evaluado, y en todos los casos se ha obtenido  $FC > 1$ ; sin embargo, para los camiones T3S3 y C4RB2 se obtuvo valores de  $FC < 1$  tal y como muestra las siguientes tablas.

Tabla 4.9: Factor de Capacidad FC - Vehículo T3S3

<b>ELEMENTO</b>	<b>FC-AXIAL</b>	<b>FC-CORTANTE</b>	<b>FC-FLEXION</b>
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.015	0.951	1.015
191	1.015	0.915	1.010
198	1.014	0.904	1.011
199	1.014	0.952	1.013
215	0.961	0.962	0.956
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.012	0.950	1.011
191	1.012	0.915	1.007
198	1.010	0.892	1.008
199	1.010	0.951	1.010
215	0.961	0.96	0.946
<b>SERVICIO II</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.028	0.952	1.027
191	1.028	0.917	1.022
198	1.026	0.902	1.023
199	1.026	0.954	1.025
215	0.964	0.967	0.963
<b>SERVICIO II</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	1.028	0.952	1.027
191	1.028	0.917	1.022
198	1.027	0.889	1.023
199	1.026	0.953	1.026
215	0.963	0.966	0.954

Tabla 4.10: Factor de Capacidad FC - Vehículo C4RB2

<b>ELEMENTO</b>	<b>FC-AXIAL</b>	<b>FC-CORTANTE</b>	<b>FC-FLEXION</b>
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	1.018	0.951	1.018
191	1.018	0.958	1.012
198	1.017	0.894	1.013
199	1.016	0.952	1.016
215	0.962	0.963	0.957
<b>RESISTENCIA I</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	0.971	0.858	0.969
191	0.972	0.779	0.979
198	0.972	0.714	0.979
199	0.970	0.866	0.967
215	0.917	0.910	0.898
<b>SERVICIO II</b>	<b>INVENTARIO</b>		
190	0.987	0.860	0.985
191	0.989	0.780	0.993
198	0.988	0.724	0.994
199	0.986	0.869	0.983
215	0.920	0.917	0.916
<b>SERVICIO II</b>	<b>OPERACIÓN</b>		
190	0.987	0.860	0.985
191	0.989	0.780	0.944
198	0.988	0.711	0.955
199	0.986	0.868	0.983
215	0.920	0.916	0.907

Como se presencia en los dos cuadros anteriores se tiene valores de FC <1, tanto para el vehículo T3S3 y C4RB2. Esto indica que dichos vehículos no deberían de transitar a través del puente ya que representan un peligro para que fallen algunos de sus elementos y por consiguiente se corre el riesgo de colapso para el puente. Mayores detalles se presentan en los anexos.

## 4.8. Análisis de las Conexiones del Puente

De la misma manera analizaremos las conexiones en todo el puente reticulado, y así determinar el numero de pernos que se requiere para cada tipo de evaluación, sean estas las de verificación de diseño, la de reforzamiento y la de restricción al trafico:

### 1. Verificación de Diseño:

Para los conectores de alta resistencia ASTM 325 la resistencia nominal es de acuerdo a la tabla 10.32.3C AASHTO la cual es:

$$FS = 1.62(t/cm^2/cara)$$

además:

$$P_s = F_s N_b N_s$$

donde:

$P_s$ = Fuerza admisible de los  $N_b$  pernos (Ton)

$A_b$ =Area de la sección no roscada del perno (cm<sup>2</sup>)

$N_b$ = Número de pernos en el nudo

$N_s$ = Número de planos de falla (caras)

Se están usando pernos de 3/4" para todos los elementos del reticulado; Con las fuerzas axiales últimas " $F_{Au}$ " de cada elemento se calculan el numero de pernos para cada conexion empalmada, como se muestran en las tablas siguientes:

4.8. Análisis de las Conexiones del Punte

Tabla 4.11: DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN DE DISEÑO

Elem	Perno	FAu(ton)	Area Elem(cm2)	Area perno(cm2)	FY(kg/cm2)	N° caras
AI-1	3/4"	3.81	61.44	2.850	3500	2
AS-1	3/4"	55.02	24.78	2.850	3500	2
AS-2	3/4"	9.54	24.78	2.850	3500	2
BI-1	3/4"	199.17	106.50	2.850	3500	2
BS-1	3/4"	192.17	175.36	2.850	3500	2
D-1	3/4"	129.48	91.39	2.850	3500	2
D-2	3/4"	104.07	69.44	2.850	3500	2
D-3	3/4"	60.59	49.56	2.850	3500	2
M-1	3/4"	39.89	168.83	2.850	3500	2
M-2	3/4"	32.10	40.14	2.850	3500	2

Tabla 4.12: RESULTADOS DE CONEXIÓN DE DISEÑO

Elem	Esf Act (ton/m2)	Esf.Adm (ton/m2)	Esf.Diseño (ton/m2)	Fza max (ton)	Fza Adm pernos	N° pernos requerido	N° pernos diseño
AI-1	620.12	19250	14,437.50	88.7	9.23	10	12
AS-1	22203.39	19250	20,726.70	51.36	9.23	6	6
AS-2	3849.88	19250	14,437.50	35.78	9.23	4	12
BI-1	18701.41	19250	18,975.71	202.09	9.23	22	24
BS-1	10958.6	19250	15,104.30	264.87	9.23	29	30
D-1	14167.85	19250	16,708.93	152.7	9.23	17	24
D-2	14987.04	19250	17,118.52	118.87	9.23	13	24
D-3	12225.59	19250	15,737.80	78.00	9.23	8	12
M-1	2362.73	19250	14,437.50	243.75	9.23	26	20
M-2	7997.01	19250	14,437.50	57.95	9.23	6	12

Donde:

Esf Act= Esfuerzo actuante en conexiones.

Esf.Adm=  $0.55F_y$

Esf.Diseño=Mayor valor entre  $(Esf.Act. + Esf.Adm)/2$  ó  $0.75 * Esf.Adm$

Fza Adm pernos  $\equiv A_b * N_s * F_s$

N° de Pernos Requeridos = Fza max/Fza Adm.

N° de pernos de diseño = Numero de pernos existentes.

Se puede apreciar que para el elemento de arriostre superior AS-1 se requiere 06 pernos y existen efectivamente 06 pernos en el puente existente lo que significa que dicha conexión se encuentra al limite de diseño y, si se presenta las condiciones de carga con las cuales fueron diseñados la conexión representaría un punto de falla.

Para el elemento de montante M-1, se requiere 26 pernos; sin embargo, solamente se tiene 20 pernos en el puente existente. Dicha conexión representa un peligro si es que se presenta las condiciones de carga con las cuales fueron diseñados.

## 2. Verificación de Reforzamiento:

La siguiente acción a tomar es el reforzamiento de los elementos indicados anteriormente, para lo cual al incrementar una platabanda se ha a regado el peso propio y por lo tanto se ha modificado las características del puente. Se procede a calcular las conexiones para el reforzamiento del puente existente:

Para los conectores de alta resistencia ASTM 325 la resistencia nominal es de acuerdo a la tabla 10.32.3C AASHTO la cual es:

$$FS = 1.62(t/cm^2/cara)$$

además:

$$P_s = F_s N_b N_s$$

donde:

Ps= Fuerza admisible de los  $N_b$  pernos (Ton)

Ab=Area de la sección no roscada del perno (cm<sup>2</sup>)

Nb= Número de pernos en el nudo

Ns= Número de planos de falla (caras)

Tabla 4.13: DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN REFORZAMIENTO

Elem	Perno	FAu(ton)	Area Elem(cm <sup>2</sup> )	Area perno(cm <sup>2</sup> )	FY(kg/cm <sup>2</sup> )	N° caras
AI-1	3/4"	4.61	61.44	2.850	3500	2
AS-1	3/4"	57.36	24.78	2.850	3500	2
AS-2	3/4"	9.48	24.78	2.850	3500	2
BS-1	3/4"	192.8	175.36	2.850	3500	2
D-1R	3/4"	131.4	198.45	2.850	3500	2
D-2	3/4"	103.59	69.44	2.850	3500	2
D-3	3/4"	60.44	49.56	2.850	3500	2
M-1	3/4"	41.09	168.83	2.850	3500	2
M-2	3/4"	32.43	40.14	2.850	3500	2
BI-1R ext	3/4"	75.4	198.19	2.850	3500	2
BI-1R cent	3/4"	199.89	129.42	2.850	3500	2

Tabla 4.14: RESULTADOS DE CONEXIÓN DE REFORZAMIENTO

Elem	Esf Act (ton/m <sup>2</sup> )	Esf.Adm (ton/m <sup>2</sup> )	Esf.Diseño (ton/m <sup>2</sup> )	Fza max (ton)	Fza Adm pernos	N° pernos requerido	N° pernos diseño
AI-1	750.33	19250	14,437.50	88.7	9.23	10	12
AS-1	23147.7	19250	21,198.85	52.53	9.23	6	8
AS-2	3825.67	19250	14,437.50	35.78	9.23	4	6
BS-1	10994.53	19250	15,122.27	265.18	9.23	29	30
D-1R	6621.32	19250	14,437.50	286.51	9.23	31	32
D-2	14917.91	19250	17,083.96	118.63	9.23	13	14
D-3	12195.32	19250	15,722.66	77.92	9.23	8	10
M-1	2433.81	19250	14,437.50	243.75	9.23	26	28
M-2	8079.22	19250	14,437.50	57.95	9.23	6	8
BI-1R ext	3804.43	19250	14,437.50	286.14	9.23	31	32
BI-1R cent	15445.06	19250	17,347.53	224.51	9.23	24	26

Donde:

Esf Act= Esfuerzo actuante en conexiones.

Esf.Adm=  $0.55F_y$

Esf.Diseño= Mayor valor entre  $(Esf.Act. + Esf.Adm)/2$  ó  $0.75 * Esf.Adm$

Fza Adm pernos =  $Ab * N_s * F_s$

N° de Pernos Requeridos =  $Fza\ max / Fza\ Adm.$

N° de pernos de diseño = Numero de pernos requeridos.

Se puede apreciar que para los elementos reforzados D-1R, BI-1R (extremos, las dos primeras bridas inferiores de cada extremo), BI-1R (Centrales, las 6 bridas inferiores centrales) se requieren 31, 31 y 24 pernos respectivamente mayores a los presentados que son 24 pernos para cada uno de ellos. lo anterior nos indica que hecho el reforzamiento es necesario incrementar el numero de pernos en las conexiones para los elementos reforzados D-1R, BI-1R (extremos) y BI-1R (centrales).

**3. Verificación de Restricción al Tráfico:**

Otra solución a tomar fue la de restringir el tránsito a los vehículos T3S3 y C4RB2. Se realizó la evaluación del puente haciendo pasar dichos vehículos a través del puente con dichos camiones y se procedió a realizar la evaluación de las conexiones cuyos valores se muestran a continuación:

Para los conectores de alta resistencia ASTM 325 la resistencia nominal es de acuerdo a la tabla 10.32.3C AASHTO la cual es:

$$FS = 1.62(t/cm2/cara)$$

además:

$$P_s = F_s N_b N_s$$

donde:

$P_s$ = Fuerza admisible de los  $N_b$  pernos (Ton)

$A_b$ =Area de la sección no roscada del perno (cm<sup>2</sup>)

$N_b$ = Número de pernos en el nudo

$N_s$ = Número de planos de falla (caras)

Tabla 4.15: DATOS DE ELEMENTOS-PERNOS - CONEXIÓN DE RESTRICCIÓN

Elem	Perno	FAu(ton)	Area Elem(cm2)	Area perno(cm2)	FY(kg/cm2)	N° caras
AI-1	3/4"	4.61	61.44	2.850	3500	2
AS-1	3/4"	57.36	24.78	2.850	3500	2
AS-2	3/4"	9.48	24.78	2.850	3500	2
BI-1	3/4"	199.89	106.50	2.850	3500	2
BS-1	3/4"	192.80	175.36	2.850	3500	2
D-1	3/4"	131.48	91.39	2.850	3500	2
D-2	3/4"	103.59	69.44	2.850	3500	2
D-3	3/4"	60.44	49.56	2.850	3500	2
M-1	3/4"	41.09	168.83	2.850	3500	2
M-2	3/4"	32.43	40.14	2.850	3500	2

Tabla 4.16: RESULTADOS DE CONEXIÓN DE RESTRICCIÓN

Elem	Esf Act (ton/m2)	Esf.Adm (ton/m2)	Esf.Diseño (ton/m2)	Fza max (ton)	Fza Adm pernos	N° pernos requerido	N° pernos diseño
AI-1	750.33	19250	14,437.50	88.7	9.23	10	12
AS-1	23147.7	19250	21,198.85	52.53	9.23	6	8
AS-2	3825.67	19250	14,437.50	35.78	9.23	4	6
BI-1	18769.01	19250	19,009.51	202.45	9.23	22	24
BS-1	10994.53	19250	15,122.27	265.18	9.23	29	30
D-1	14386.69	19250	16,818.35	153.7	9.23	17	18
D-2	14917.91	19250	17,083.96	118.63	9.23	13	14
D-3	12195.32	19250	15,722.66	77.92	9.23	8	10
M-1	2433.81	19250	14,437.50	243.75	9.23	26	28
M-2	8079.22	19250	14,437.50	57.95	9.23	6	8

Donde:

Esf Act= Esfuerzo actuante en conexiones.

Esf.Adm=  $0.55F_y$

Esf.Diseño=Mayor valor entre  $(Esf.Act. + Esf.Adm)/2$  ó  $0.75 * Esf.Adm$

Fza Adm pernos  $\equiv Ab * N_s * F_s$

N° de Pernos Requeridos =  $Fza \text{ max} / Fza \text{ Adm}$ .

N° de pernos de diseño = Numero de pernos requeridos.

Se aprecia que la cantidad de pernos requeridos en las conexiones son las mismas que se requiere para el análisis de diseño,por lo que se debe de incrementar pernos en los miembros AS-1 y M-1 en los valores indicados en la tabla anterior para de esta manera garantizar el correcto funcionamiento de las conexiones en caso se presente las condiciones de carga que se presente cuando transiten a través del puente los vehículos T3S3 y C4RB2.



## CAPÍTULO: V RESULTADOS.

### 5.1. Resultados de la calibración.

Se presenta los resultados de investigaciones relacionadas al tema en las que fueron usados el software SAP200 - CSI Bridge.

1. **Evaluación de la capacidad de carga de la super-estructura de puentes tipo**, presentado por el Ing. Uriel I. Reyes Bañuelos para optar el grado de Maestro en Ingeniería Civil - Estructuras. México 2013.

Tabla 5.1: Valores obtenidos (Puente Caracol)

RESIST	W10x22	W10x26
Tensión (Ton)	95.406	229.749
Flexión (Ton-m)	10.151	19.003
Cortante (Ton)	44.37	62.109

2. **Rehabilitación y Evaluación de estructuras utilizando Load Rating Factor**, presentado por el Ing. Rubén Martínez. El Salvador 2013.

Tabla 5.2: Valores obtenidos (Puente Rio el Jute)

RESIST	Ton-m
Momento resistente	201.71
Momento carga muerta	29.86
Momento carga viva	56.91

3. Evaluación de la Capacidad de Carga viva Vehicular de Puentes, presentado por el Ing. Rolando Castillo Barahona, Ph.D. Congreso de Ingenieros Civiles. Costa Rica 2014.

Tabla 5.3: Valores obtenidos (Puente Cañas)

RESIST	ACERO 27 m
Flexion muerta (Kn-m)	68411.00
Flexion asfalto (Kn-m)	152.58
Flexion HL-93 (Kn-m)	1889.00
FC Inventario	1.53
FC Operación	1.99

## 5.2. Resultados de análisis de modelo.

Como se hizo en el capítulo anterior, usaremos los valores de las fuerzas axiales, momentos y cortantes a través del software CSI BRIDGE - 2015. Se muestran los gráficos y tablas de los resultados obtenidos del LRFD y aplicar la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia - LRFR**.

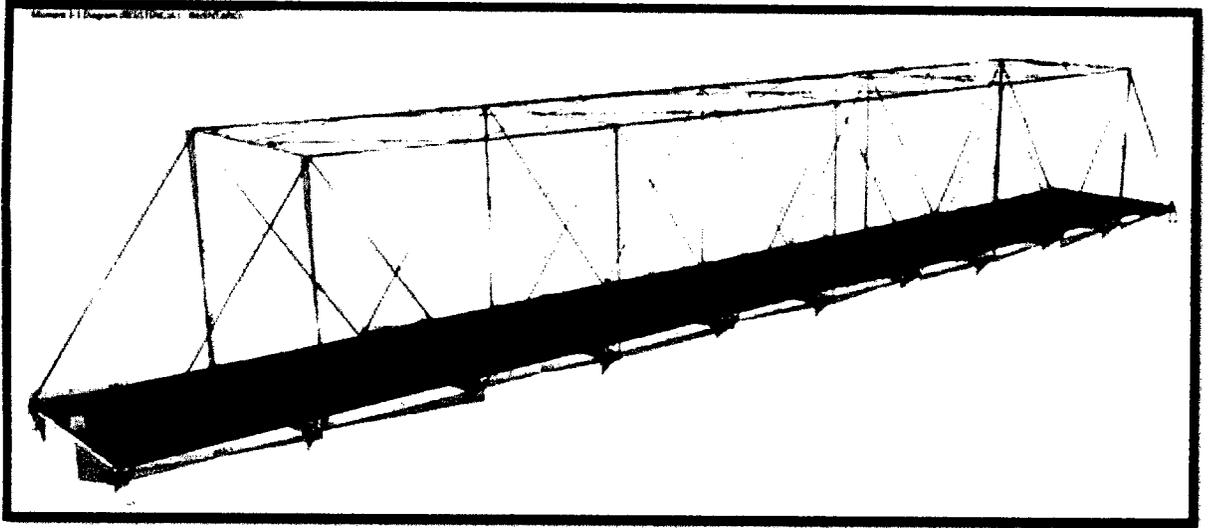


Figura 5.1: Momento: Resistencia I - Inventario.

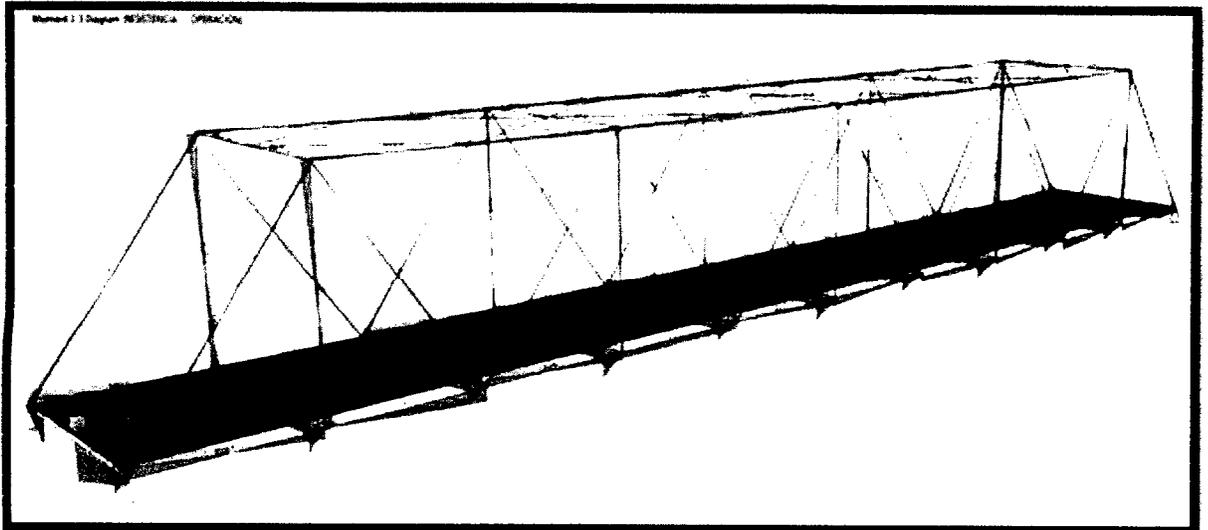


Figura 5.2: Momento: Resistencia I - Operación.

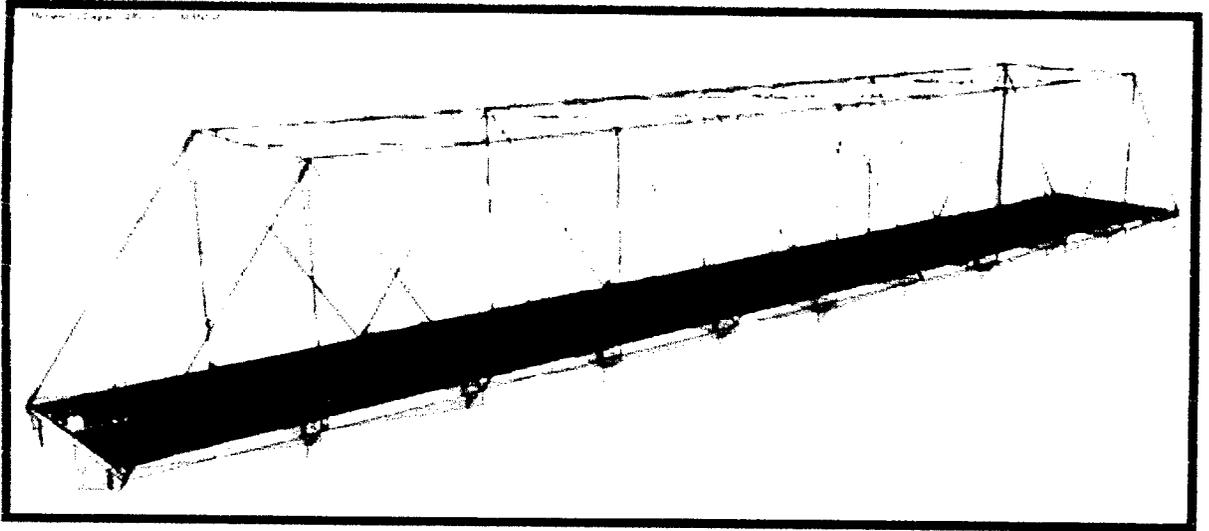


Figura 5.3: Momento: Servicio II - Inventario.

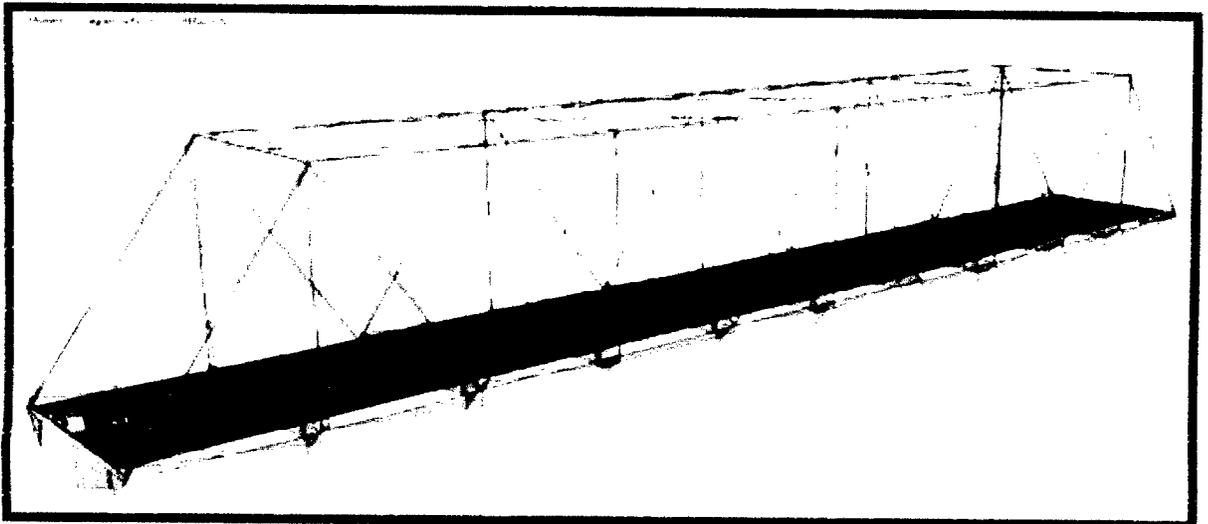


Figura 5.4: Momento: Servicio II - Operación.

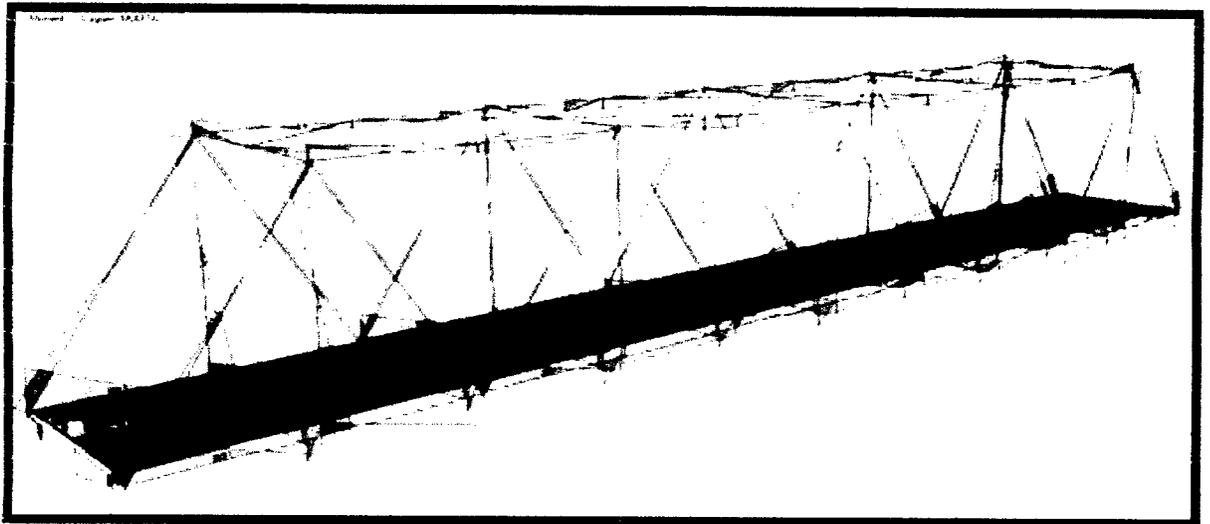


Figura 5.5: Momento: Cargas permanentes.

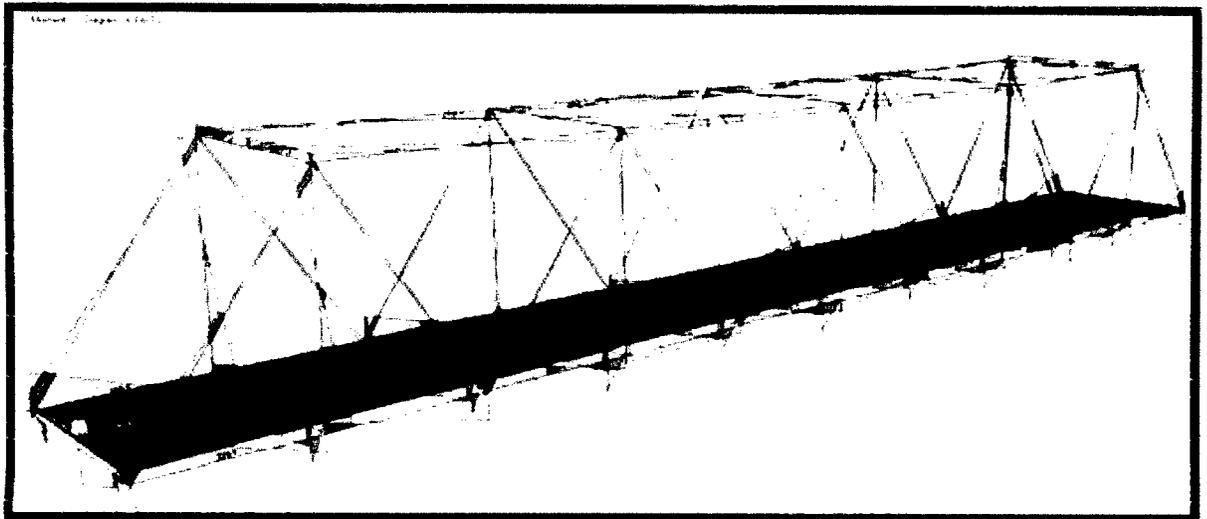


Figura 5.6: Momento: Carpeta asfáltica.

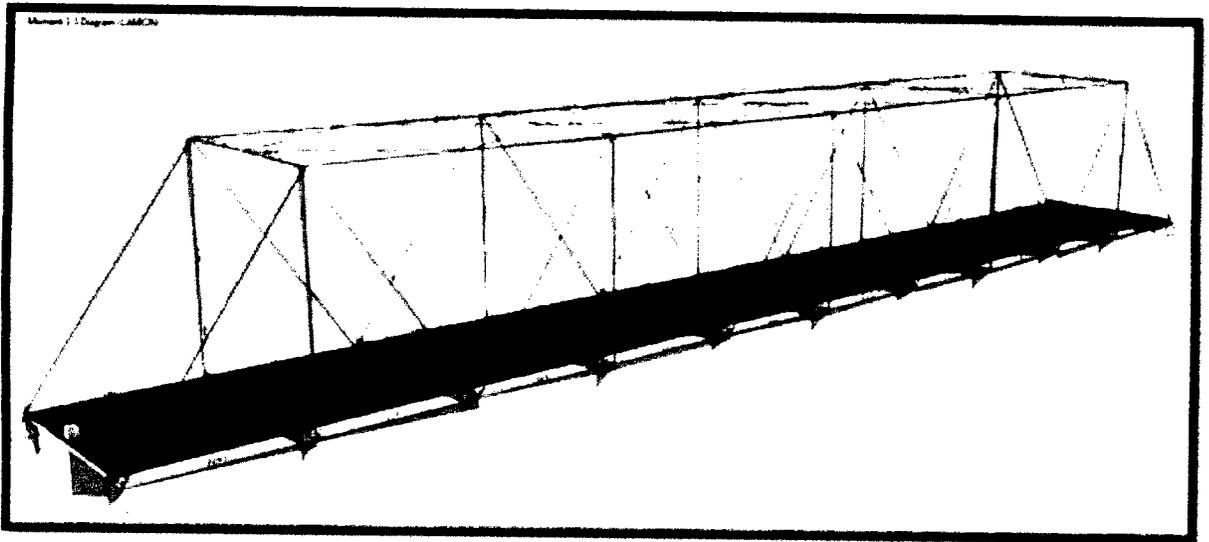


Figura 5.7: Momento: Camión de diseño HL-93.

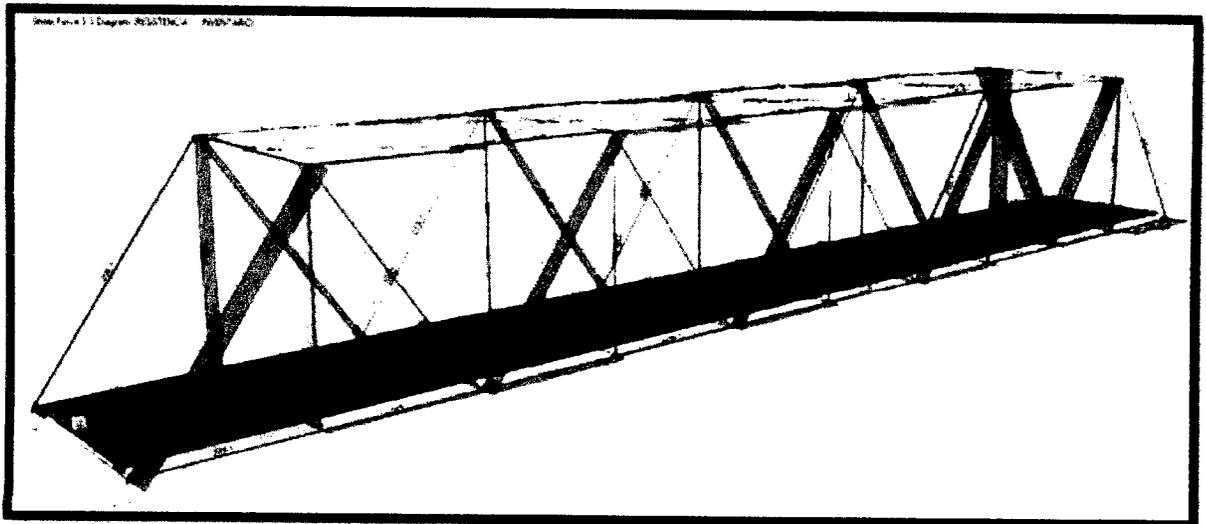


Figura 5.8: Cortante: Resistencia I - Inventario.

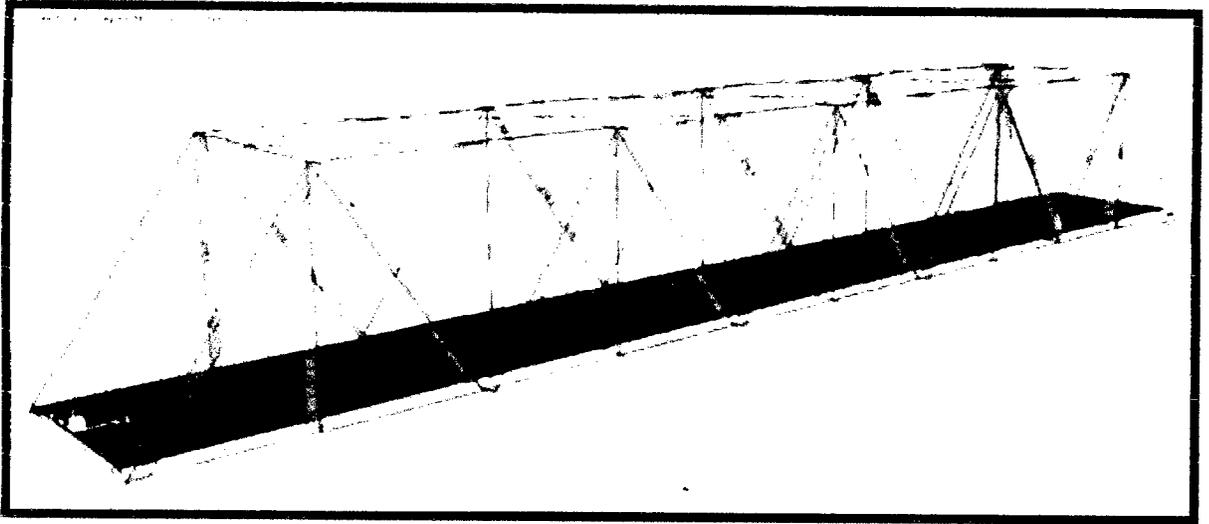


Figura 5.9: Cortante: Resistencia I - Operación.

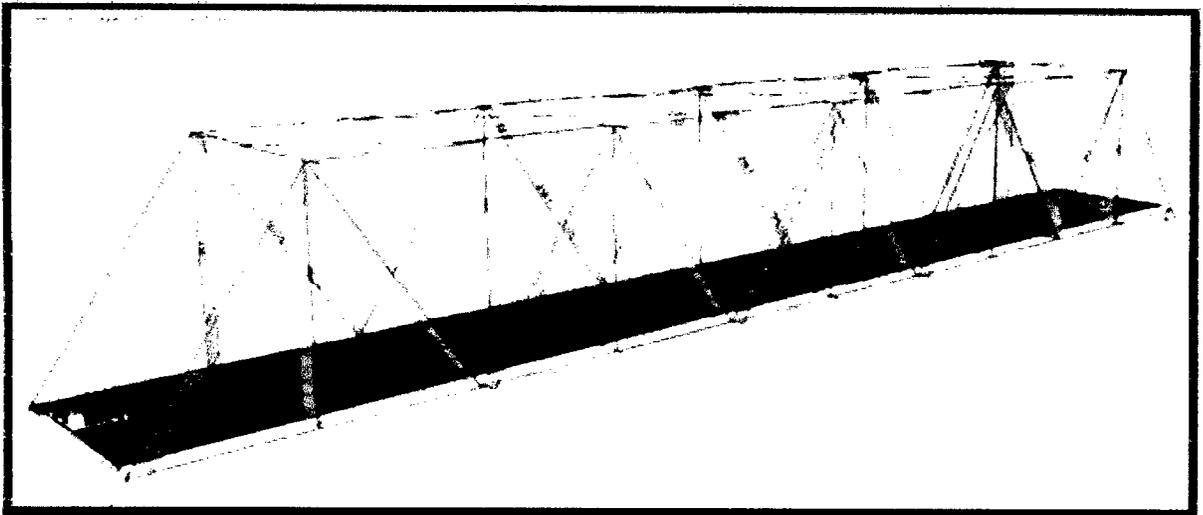


Figura 5.10: Cortante: Servicio II - Inventario.

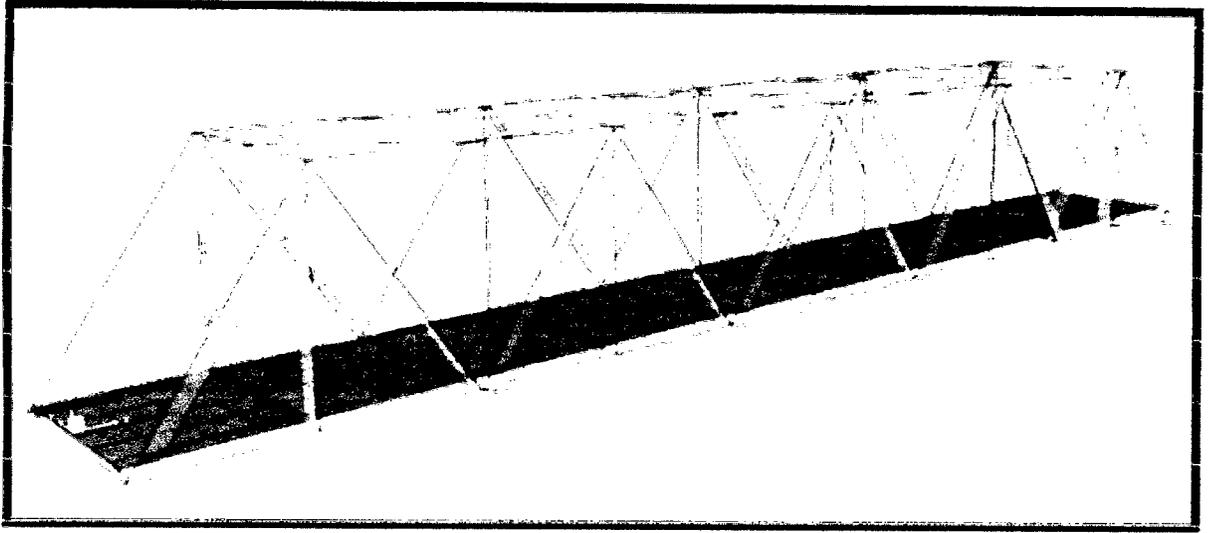


Figura 5.11: Cortante: Servicio II - Operación.

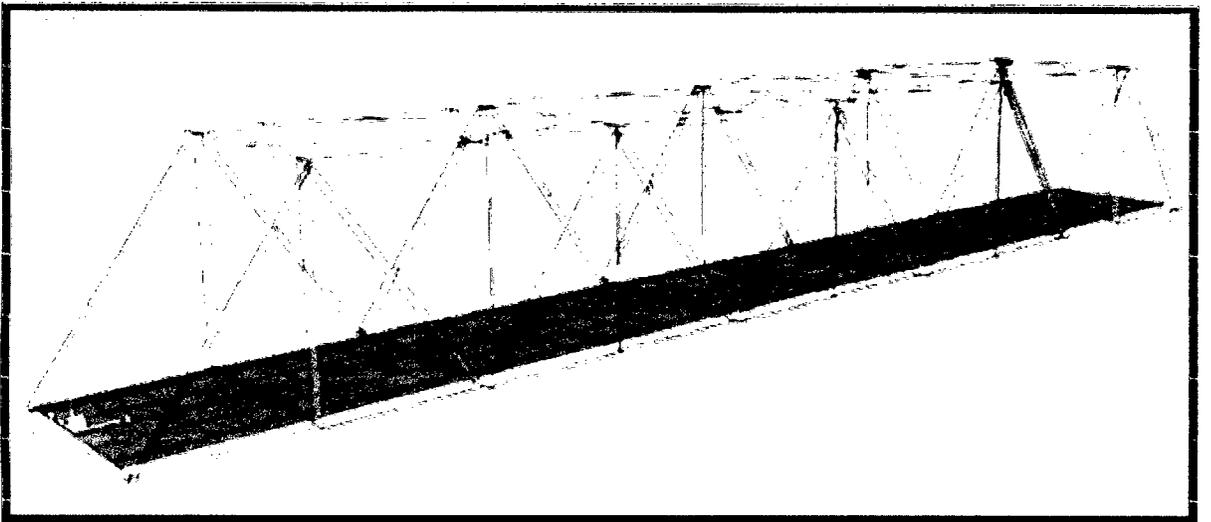


Figura 5.12: Cortante: Cargas permanentes.

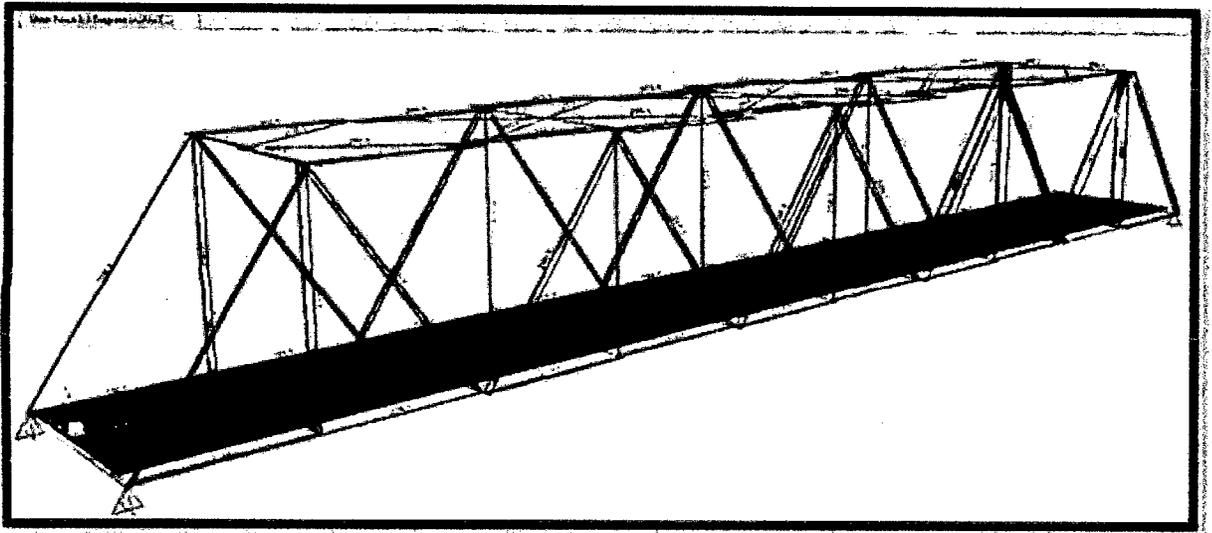


Figura 5.13: Cortante: Carpeta asfáltica.

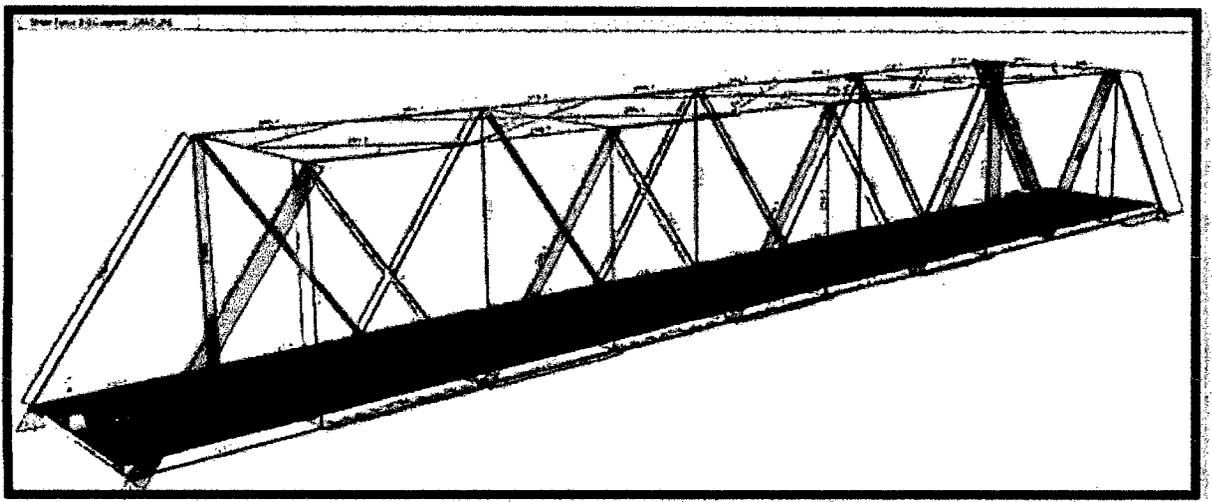


Figura 5.14: Cortante: Camión de diseño HL-93.

### 5.3. Resultados de la evaluación de carga FC - Load Rating.

Ahora procedemos a calcular los factores de capacidad para cada elemento (FC) de acuerdo a la metodología LRFR, en los anexos se muestra la numeración de cada elemento y sus respectivos resultados para las combinaciones de Resistencia I, Servicio II tanto para los niveles de Inventario y Operación.

Como se puede apreciar en las tablas siguientes mostradas en el anexo, de acuerdo con la filosofía de diseño de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR**, el valor de FC debe ser igual o ligeramente mayor a la unidad, dicho valor representa cual es la capacidad del elemento analizado con respecto a la demanda de resistencia. Si un elemento analizado arroja un valor de FC igual o ligeramente superior a la unidad, significa que el elemento evaluado está diseñado de forma adecuada para resistir la carga de diseño. Si el FC mucho es mayor a la unidad, indica que el elemento se encuentra sobre-diseñado, lo que significa que tiene mayor capacidad de la que necesita para la que fue diseñado. Si el valor de FC es menor a la unidad, nos indica que el elemento evaluado solamente posee un porcentaje de la capacidad necesaria para la que fue diseñada, lo que significa que, podría fallar si es que se presenta la configuración de cargas de diseño.

De las tablas siguientes (mostradas en los anexos) podemos decir que, tenemos elementos que fallan ante las solicitaciones de carga de diseño y camiones T3S3 y C4RB2 los cuales presentan un factor  $FC < 1$ , por lo tanto el puente requiere ser reforzado en algunos de sus elementos o en todo caso se requiere restringir el tránsito a través del puente de los vehículos T3S3 y C4RB2.

Los resultados de los reforzamientos y restricciones de tráfico a los vehículos T3S3 y C4RB2 se muestran en los anexos. Los resultados se ven contrastados con el Ratio de cada elemento que nos arroja el software como se puede apreciar en las figuras siguientes.

### 5.3. Resultados de la evaluación de carga FC - Load Rating.

De la misma manera se realizó el análisis de evaluación para las conexiones del puente existente llegando a la siguiente conclusión: Para el análisis de diseño, se requiere aumentar el número de pernos para los elementos AS-1 y M-1. Para el análisis de reforzamiento se requiere aumentar pernos para los elementos D-1R, BI-1R (extremos) y BI-1R (centrales) y, para el análisis de restricción al tráfico de los camiones T3S3 y C4RB2 se requiere aumentar el número de pernos para los elementos AS-1 y M-1 para que en caso se tenga la presencia de dichos camiones a través del puente se garantice el correcto funcionamiento de las conexiones del puente evaluado Itigalo.

5.3. Resultados de la evaluación de carga FC - Load Rating.

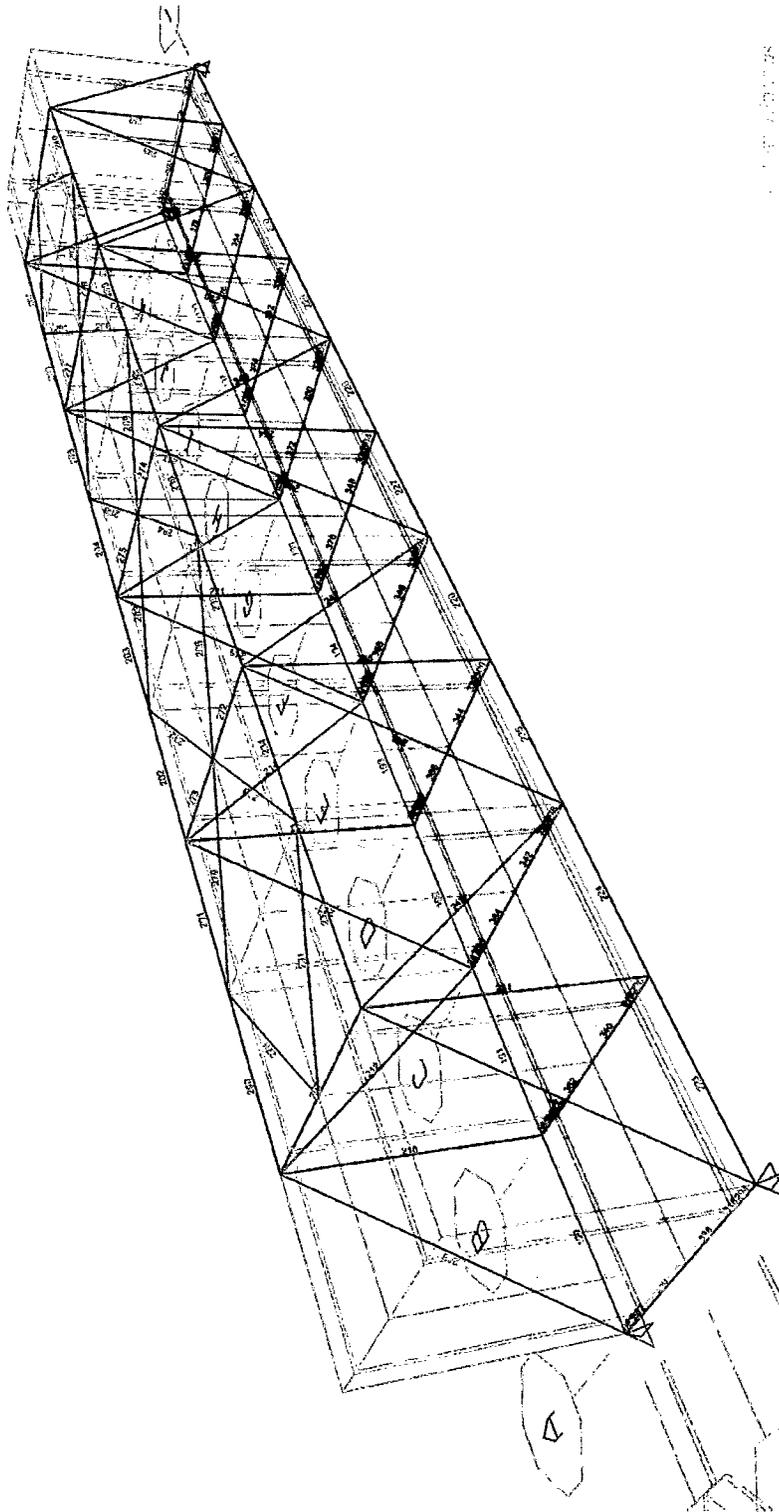


Figura 5.15: Numeración de elementos.

### 5.3. Resultados de la evaluación de carga FC - Load Rating.

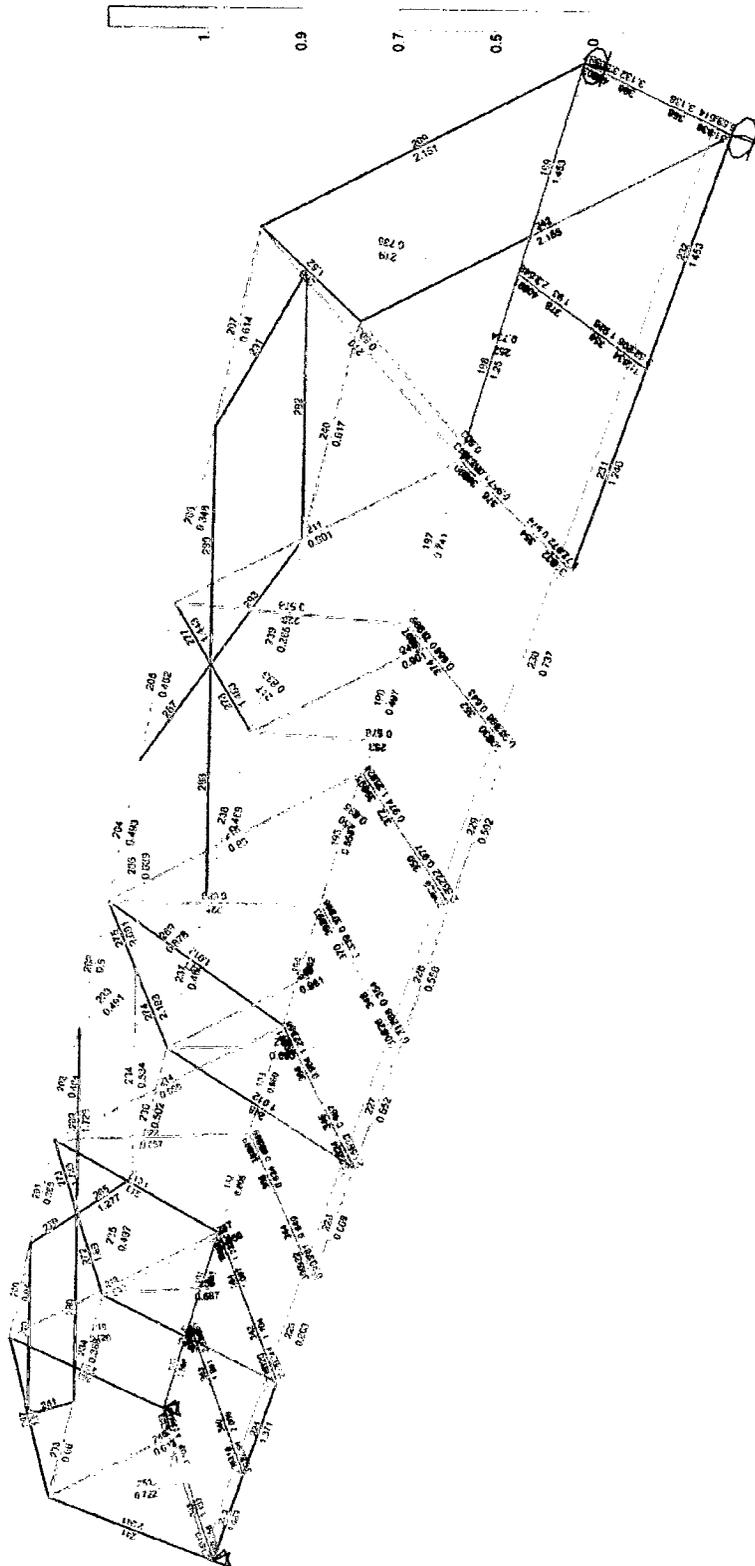


Figura 5.16: Ratio de la superestructura.

## 5.4. **Contrastación de Hipótesis.**

Como se puede apreciar, de acuerdo con la filosofía de diseño de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia -LRFR**, el valor de FC debe ser igual o ligeramente mayor a la unidad, dicho valor representa cual es la capacidad del elemento analizado con respecto a la demanda de resistencia. Si un elemento analizado arroja un valor de FC igual o ligeramente superior a la unidad, significa que el elemento evaluado está diseñado de forma adecuada para resistir la carga de diseño. Si el FC es mucho mayor a la unidad, indica que el elemento se encuentra sobre-diseñado, lo que significa que tiene mayor capacidad de la que necesita para la que fue diseñado. Si el valor de FC es menor a la unidad, nos indica que el elemento evaluado solamente posee un porcentaje de la capacidad necesaria para la que fue diseñada, lo que significa que, podría fallar los elementos o las conexiones si es que se presenta la configuración de cargas de diseño.



# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

## 6.1. Conclusiones.

1. La evaluación de la capacidad de carga viva de puentes haciendo uso de la metodología de **Factor de Calificación de Carga y Resistencia-LRFR** de AASHTO MBE representa una solución rápida y sencilla para poder ser aplicada en Perú, para tener una evaluación cualitativa-cuantitativa y así, tener resultados de evaluaciones que representen condiciones cercanas a los reales de los puentes existentes.
2. La mayor parte de los elementos presentan un FC satisfactorio (igual o mayor a la unidad), con lo que podemos determinar que se encuentran en buenas condiciones para el transporte de carga móvil que actualmente transitan por el puente; sin embargo, hay elementos que presentan valores de FC inferiores a la unidad ( $FC \leq 1$ ) lo que significa que estos elementos pueden fallar si se presenta las cargas de diseño o un camión con una sobre carga superior a la capacidad de diseño de dichos elementos.
3. Los elementos que presentan un FC muy cercanos a la unidad, pueden ser consideradas aptos, ya que dicha diferencia puede ser absorbido en errores cometidos en la toma de datos, errores de redondeo, etc.
4. Los elementos que presentan valores inferiores a la unidad ( $FC \leq 1$ ), tanto para los

niveles de Inventario y Operación, fueron evaluados para los niveles de Cargas Legales y así, se tiene que restringir el tránsito de los vehículos T3-S3 y C4RB2 de la lista de vehículos que figuran en el MTC.

5. Del análisis de las conexiones podemos decir: Para el análisis de diseño, se requiere aumentar el número de pernos para los elementos AS-1 y M-1. Para el análisis de reforzamiento se requiere aumentar pernos para los elementos D-1R, BI-1R (extremos) y BI-1R (centrales) y, para el análisis de restricción al tráfico de los camiones T3S3 y C4RB2 se requiere aumentar el número de pernos para los elementos AS-1 y M-1 para que en caso se tenga la presencia de dichos camiones a través del puente se garantice el correcto funcionamiento de las conexiones del puente evaluado Itigalo.

## 6.2. Recomendaciones.

1. El MTC no cuenta con una metodología definida para evaluar la capacidad de carga viva en los puentes existentes del país; por lo que, se recomienda implementar la metodología LRFR.
2. Restringir el tránsito de los vehículos T3S3 y C4RB2 a través del puente ya que representan un peligro de colapso para la superestructura.
3. Respetar los intervalos de 2 años como mínimo para realizar la evaluación de la capacidad de carga viva, dicho tiempo es cuando no se presenten eventos (Ejem. impactos de vehículos en algún elemento del puente) que ameriten evaluación en intervalos más cortos de tiempo.
4. Realizar la evaluación de capacidad de carga de la estructura completa del puente, lo que significa hacer una evaluación a la Sub-estructura, los cuales incluyen impactos en la sub-estructura por cargas fuertes de avenidas de agua.
5. Actualizar la información existente de los puentes, ya que en varios casos los planos no coinciden con las condiciones actuales de los puentes, lo que lleva a tomar consideraciones erróneas en los modelos de evaluación y, requiere un mayor tiempo en las inspecciones para la toma de datos.

6. Los órganos encargados del tráfico de vehículos en el país deben ser mas estrictos en el cumplimiento de los pesos máximos en los vehículos, ya que estos son en gran medida excedidos, los cuales provocan daños de consideración en las estructuras.



## Referencias Bibliográficas

- [1] Silvia Jeanet Meneses Ñañacc huari. Diseño por desempeño del puente Aranhuy de  $l=80\text{m}$  en la zona de Ayacucho-Huancavelica-Tesis UNSCH. [Sede Web], Ayacucho, Perú. Disponible en: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA; 2012.
- [2] José F Alvarez Pommier. Diseño De Acero con LRFD. [Sede Web], Cochabamba, Bolivia. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/135659607/DISENO-DE-ESTRUCTURAS-DE-ACERO-CON-LRFD-TEORIA;>.
- [3] wikipedia,. Internet.[Sede Web], Agosto. Disponible en: [https://es.wikipedia.org/wiki/tipos de puentev reticulado](https://es.wikipedia.org/wiki/tipos_de_puentev_reticulado); 2016.
- [4] María Graciela Fratelli. Diseño De Estructuras Metálicas Estados Limites LRFD. [Sede Web], Ayacucho, Perú. Disponible en: <https://akramhomsih.files.wordpress.com/2013/01/disenodeestructurasmetalicaslrfd1.pdf>; 2003.
- [5] Jack, MC. Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD.[Sede Web], EE.UU. Disponible en: <http://es.slideshare.net/diegoamontiel/diseo-de-estructuras-de-acero-mtodo-lrfd-jack-c-mc-cormac>; 2012.
- [6] Serquen, AR. Diseño de Puentes - LRFD.[Sede Web], Febrero. Disponible en: <http://civilgeeks.com/2013/11/02/disenodepuentescon-aashtolrfd-2010/>; 2010.

- [7] Colegio de ingenieros civiles CR. Congreso de Ingeniería Civil-Reto del desarrollo de infraestructuras y servicios.[Sede Web], San José, San José, Costa Rica. Disponible en: <http://www.actividadescic.org/congresocic2014/.pdf>; Mayo, 2014.
- [8] Computers, Structures,. Internet.[Sede Web], Agosto. Disponible en: <http://capi.com.pe/web/work/analisis-y-diseno-de-puentes-con-csi-bridge/>; 2016.
- [9] Uriel Isaac Rocy Bañuelos M. Evaluación la Capacidad de Carga de la Superestructura de Puentes Tipo .[Sede Web], UNAM, México D.F. Disponible en: <http://http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/6224>; Febrero, 2013.
- [10] AASTHO,. Diseño de puentes por el metodo LRFD.[Sede Web], EE.UU. Disponible en: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=28230>; 5° Edicion, 2010.
- [11] MBE,. Load and Resistance Ratinf Factor.[Sede Web], EE.UU. Disponible en: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.MBE.pdf>; Enero, 2014.
- [12] , M. Guia para Inspeccion de Puentes. [Sede Web], Lima, Perú. Disponible en: <https://mtc.gob.pe>; 2006.
- [13] Jack Lopez Ingenieros SAC. Evaluacion Estructural Metodología AASHTO LRFR Estructura Existente. [Sede Web], Lima, Perú. Disponible en: JACK LOPEZ INGENIEROS SAC; 2010.



## ANEXO.

- (A) Resultados del análisis de Factor de capacidad de carga FC - Rating Factor para el puente diseñado
- (B) Resultados del análisis de Factor de capacidad de carga FC - Rating Factor para el puente reforzado
- (C) Resultados del análisis de Factor de capacidad de carga FC - Rating Factor para la restricción del tráfico a los camiones T3-S3 y C4RB2
- (D) Planos de Construcción del Puente Reticulado Itigalo L=40m.

# **ANEXO "A"**

**ANÁLISIS DE FACTOR DE  
CAPACIDAD FC – PARA PUENTE  
DE DISEÑO**

ANEXO A: TABLA DE FACTOR DE CAPACIDAD FC - RATING FACTOR / RESISTENCIA I INVENTARIO HL-93

Table with 43 columns: ELEMENTO, N°, Text, CASO RESISTENCIA-I INVENTARIO (P, V, M, Tonf/cm, Tonf, Tonf/cm), CASO CARGA PERMANENTE (P, V, M, Tonf/cm, Tonf, Tonf/cm), CASO CARGA ASFALTICA (P, V, M, Tonf/cm, Tonf, Tonf/cm), CASO CARGA CAMION HL-93 (P, V, M, Tonf/cm, Tonf, Tonf/cm), CASO FACTORES DE REDUNDANCIA (Factor de sistema, Factor de condición, Factor de resistencia), CASO FACTORES LRFR (Carga permanente, Carga Atlántica, Carga Camión), CASO FACTOR DE CAPACIDAD (FC, P, V, M), and FACTOR DE CAPACIDAD (FC, M, V, P, Final).







# **ANEXO “B”**

**ANÁLISIS DE FACTOR DE  
CAPACIDAD FC – PARA PUENTE  
REFORZADO**





ANEXO B: TABLA DE FACTOR DE CAPACIDAD FC - RATING FACTOR / SERVICIO II INVENTARIO PUENTE REFORZADO

Table with columns: ELEMENTO, CASO SERVICIO II - INVENTARIO, CASO CARGA PERMANENTE, CASO CARGA ASFALTICA, CASO CARGA CAMION HL-93, CASO FACTORES DE REDUNDANCIA, CASO FACTORES IFR, CASO FACTORES DE CAPACIDAD, and CASO FACTOR DE CAPACIDAD FINAL. The table contains 401 rows of data, each representing a different element with various numerical values across the different cases.



# **ANEXO “C”**

**ANÁLISIS DE FACTOR DE  
CAPACIDAD FC – PARA  
VEHÍCULOS “T3S3” Y “C4RB2”**















**ANEXO C: TABLA DE FACTOR DE CAPACIDAD FC - RATING / SERVICIO II OPERACION CAMION CARB2**

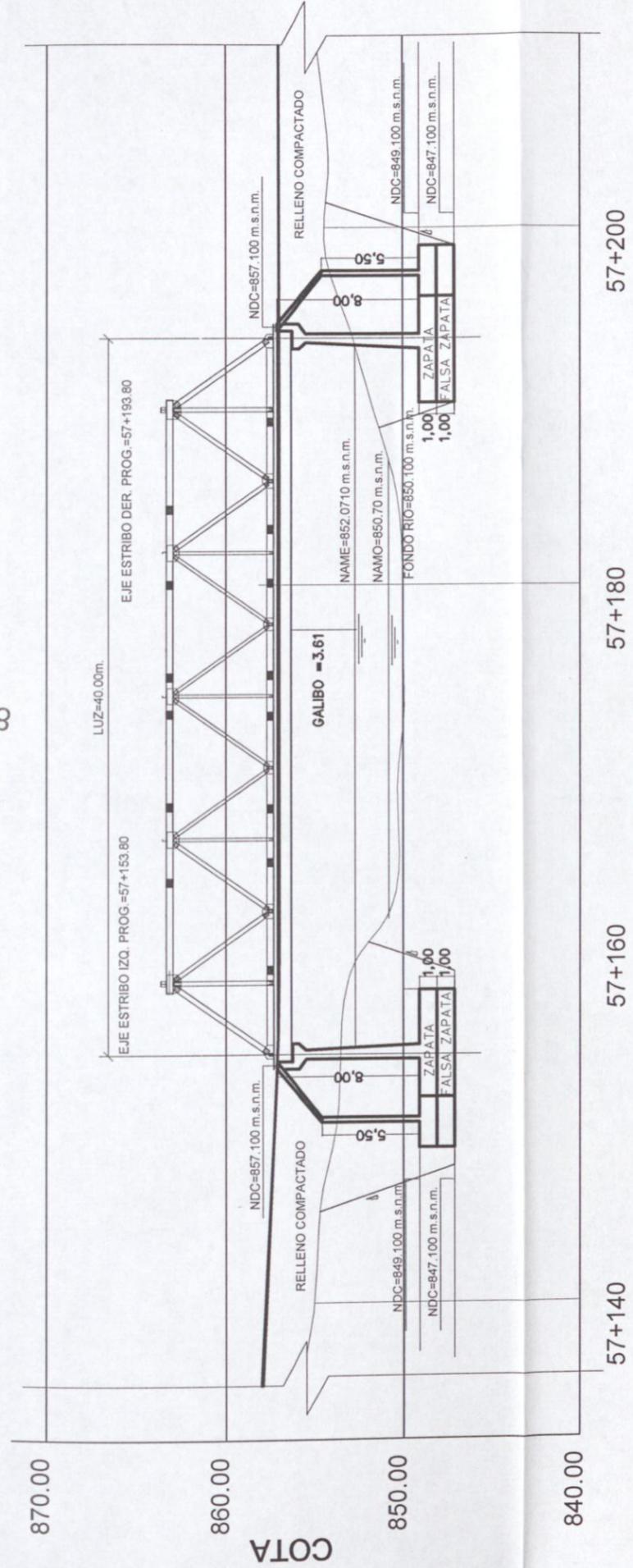
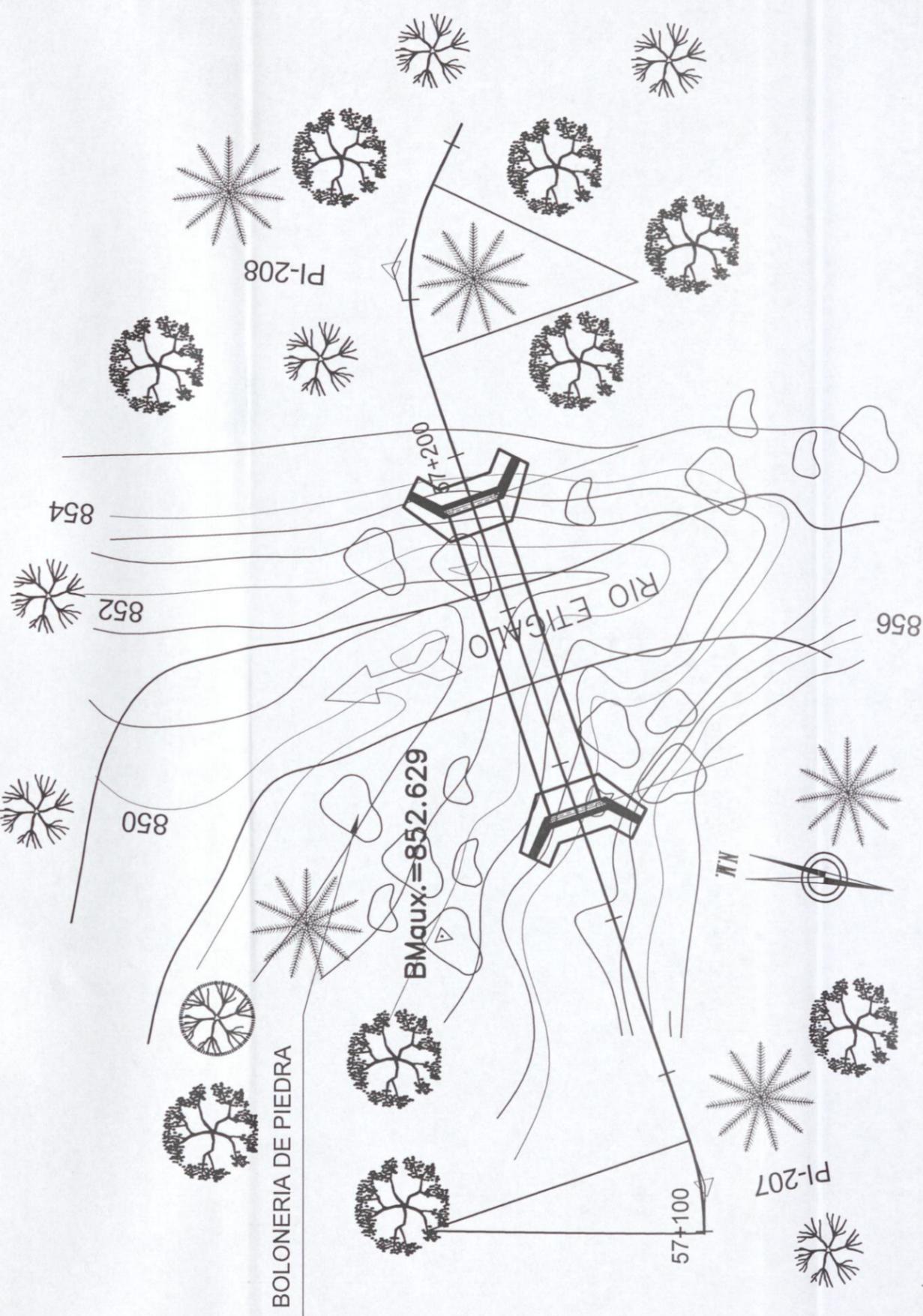
ELEMENTO	CASO SERVICIO II OPERACION				CASO CARGA PERMANENTE				CASO CARGA ASFALTICA				CASO CARGA CAMION HL-93				CASO FACTORES DE REDUNDANCIA				CASO FACTORES LRFR				CASO FACTOR DE CAPACIDAD				
	N°	P		M	V	P	M	V	M	Tonf	P	M	V	M	Tonf	P	M	V	M	g/s	Factor de condicion	Factor de Resistencia	X <sub>SC</sub>	X <sub>SW</sub>	X <sub>L</sub>	P	V	M	FC
		FC	Rating																										
190	54.2453	1.1721	9.91513	19.4775	0.0688	3.51603	2.6305	0.0116	0.4793	29.8148	1.2022	5.50754	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.87	0.860	0.985	0.860
191	56.029	0.474	7.77795	20.1842	0.0205	2.50102	2.7195	0.0043	0.36447	30.664	0.5452	4.50195	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.780	0.994	0.780
192	127.0277	0.7136	8.13747	44.9083	0.0834	6.1434	6.1675	0.0135	0.10323	69.7696	0.7978	5.10224	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.903	1.030	0.903
193	127.4916	0.6878	3.780554	0.0667	0.78254	6.1675	0.0135	0.10323	70.0241	0.666	3.8077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.912	0.966	0.912
194	151.5357	0.6832	5.3147	0.0667	1.21412	7.3203	0.0126	0.17962	82.997	0.6364	3.8077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.886	0.976	0.886
195	151.5369	0.6404	3.74967	0.0668	1.21652	7.3203	0.0126	0.17971	83.0078	0.6364	3.8077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.886	0.976	0.886
196	127.9189	0.6723	3.74967	0.0668	1.21652	7.3203	0.0126	0.17971	83.0078	0.6364	3.8077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.886	0.976	0.886
197	127.4636	0.6883	8.1708	0.0806	0.78345	6.1386	0.016	0.10378	70.4961	0.6541	3.8077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
198	56.7607	0.4688	7.1941	44.8852	0.0806	2.59933	6.1386	0.016	0.34641	70.4961	0.6661	5.07285	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
199	54.993	1.8278	10.03148	19.454	0.1361	3.51311	2.7141	0.0083	0.34641	70.4961	0.6661	5.07285	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
200	99.6047	0.9625	2.79619	34.4931	0.293	1.21922	4.7385	0.0249	0.47861	30.5912	0.6034	4.44516	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
201	96.951	1.1015	2.31421	33.7883	0.4082	0.72868	4.7385	0.0431	0.09339	55.9996	0.6034	4.44516	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
202	146.1297	1.6385	2.48419	50.6356	0.5546	1.08834	6.9842	0.0778	0.09	81.3439	0.586	1.70482	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
203	145.7064	1.7387	2.58099	50.7049	0.6125	1.08799	6.9842	0.0854	0.10669	80.7328	0.9226	2.0003	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
204	145.8942	1.7327	2.58099	50.6924	0.6077	1.08376	6.9854	0.0845	0.10713	80.9436	0.9226	2.0003	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
205	145.7891	1.6348	2.44479	50.6597	0.5508	1.09224	6.9887	0.0771	0.09	80.9589	0.9382	1.709	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
206	96.9709	1.1133	3.71893	33.7893	0.41	0.72831	4.6374	0.056	0.13045	54.2182	0.5954	2.01279	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
207	99.041	0.9565	2.77441	34.5127	0.2766	1.21996	4.7418	0.0398	0.09345	55.4025	0.6218	1.8337	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
208	97.4946	1.9259	3.17766	34.5031	0.0838	1.15788	4.6354	0.0267	0.13129	54.1654	1.8601	1.72145	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
209	97.4946	1.9259	3.17766	34.5031	0.0838	1.15788	4.6354	0.0267	0.13129	54.1654	1.8601	1.72145	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
210	78.6945	1.2946	1.18621	25.6432	0.2474	0.30865	3.6009	0.0437	0.06498	46.6837	1.0157	3.0027	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
211	79.0432	1.3081	1.19557	25.6613	0.1668	0.4796	2.4281	0.028	0.04652	36.96	0.8381	0.58999	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
212	59.7604	1.0111	1.16	18.1663	0.1679	0.47899	2.4238	0.0455	0.06494	47.000	0.76184	0.58999	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
213	46.2791	0.9476	0.27184	11.418	0.1682	0.1058	1.6569	0.0287	0.04647	37.3111	0.8387	0.59406	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
214	26.2229	0.9006	0.34616	3.2626	0.1564	0.15526	0.3659	0.0261	0.00872	32.6679	0.7662	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
215	25.9432	0.8991	0.34395	3.2845	0.1556	0.15561	0.3704	0.026	0.01122	23.1277	0.7348	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
216	45.9817	1.5163	6.28541	11.4382	0.1675	0.10575	1.661	0.0286	0.00869	22.3352	0.7649	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
217	28.6454	1.5163	6.28541	11.4382	0.1675	0.10575	1.661	0.0286	0.00869	22.3352	0.7649	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
218	28.6454	1.5163	6.28541	11.4382	0.1675	0.10575	1.661	0.0286	0.00869	22.3352	0.7649	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
219	28.6454	1.5163	6.28541	11.4382	0.1675	0.10575	1.661	0.0286	0.00869	22.3352	0.7649	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
220	23.0567	0.1536	0.62926	5.7341	0.2683	2.27949	0.8277	0.0482	0.30964	22.2191	1.2195	3.41267	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
221	22.4078	0.1507	0.62317	3.676	0.0244	0.00225	0.6589	0.0043	0.00009055	18.5034	1.4746	0.88077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
222	22.0628	0.1539	0.74281	1.74811	0.0254	0.52168	0.6586	0.0043	0.00009055	18.5034	1.4746	0.88077	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
223	54.0011	1.463	9.86763	19.383	0.0984	3.50104	2.6107	0.0071	0.07375	30.5104	0.5421	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
224	54.0011	1.463	9.86763	19.383	0.0984	3.50104	2.6107	0.0071	0.07375	30.5104	0.5421	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
225	126.8623	0.7135	4.81993	20.0871	0.0348	2.59922	2.6091	0.0071	0.36453	30.5104	0.5421	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
226	127.3252	0.8991	4.81993	20.0871	0.0348	2.59922	2.6091	0.0071	0.36453	30.5104	0.5421	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
227	151.4114	0.6335	5.18384	53.2451	0.0669	0.78324	6.1483	0.0135	0.1038	69.9766	0.666	2.9181	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.906	0.976	0.906
228	151.4114	0.64	5.14011	53.2452	0.06																								

# **ANEXO "D"**

**PLANOS CONSTRUCTIVOS**

# PLANO TOPOGRAFICO CONST. PUENTE ETIGALO

Escala: 1/500



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO

## PUENTE ETIGALO

LUZ = 40 m.

UBICACION		PLANO TOPOGRAFICO Y PERFIL LONGITUDINAL	
LUGAR: ETIGALO	DISEÑO: INC. JMR	REVISADO: INC. JMR	PLANO N°
DISTRITO: ANCO	DIBUJO: INC. JMR	APROBADO: INC. JMR	TPL-01
PROVINCIA: LAMAR	FECHA: AGOSTO - 2003	INDICADA: AGOSTO - 2003	

## PERFIL LONGITUDINAL

Escala: 1/250

KILOMETRAJE

57+200

57+180

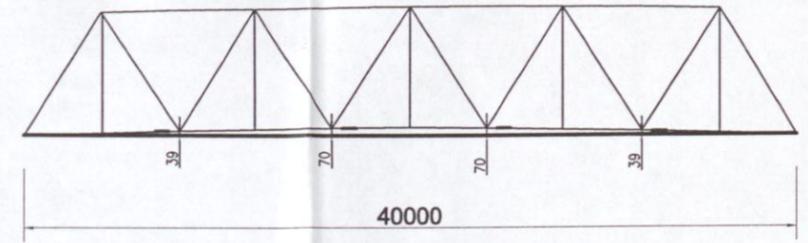
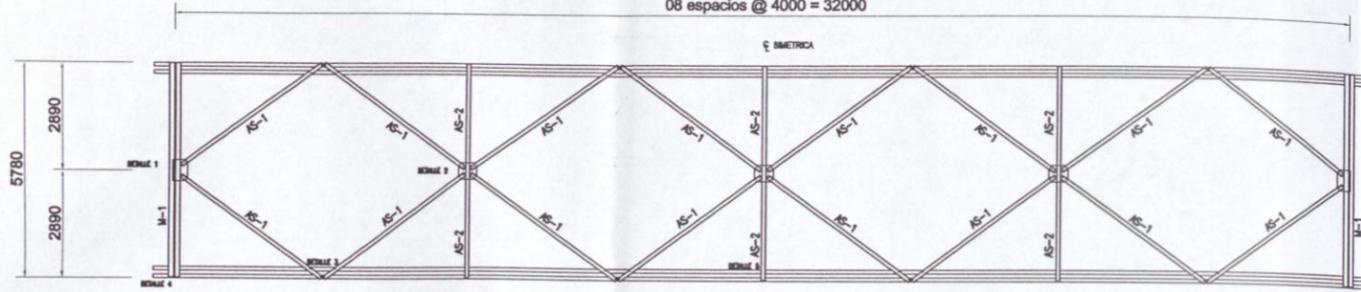
57+160

57+140

# ARRIOSTRE SUPERIOR

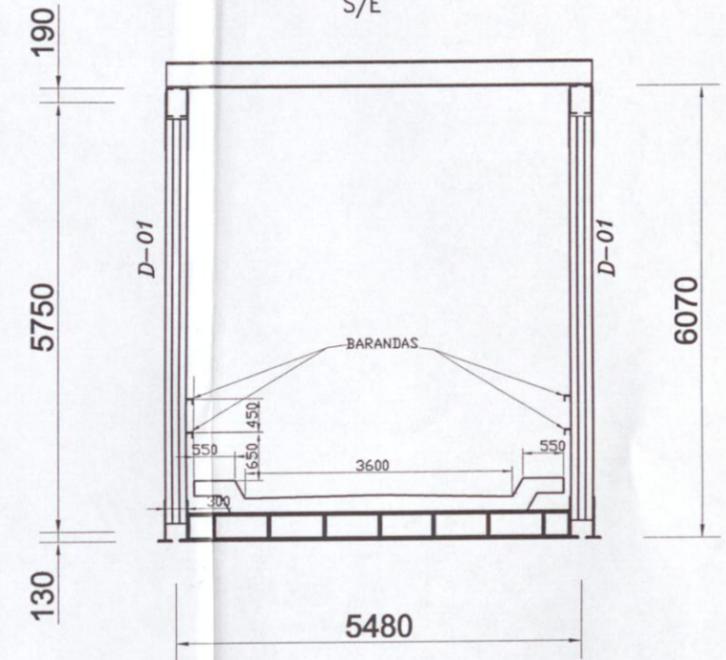
ESCALA 1/100

08 espacios @ 4000 = 32000



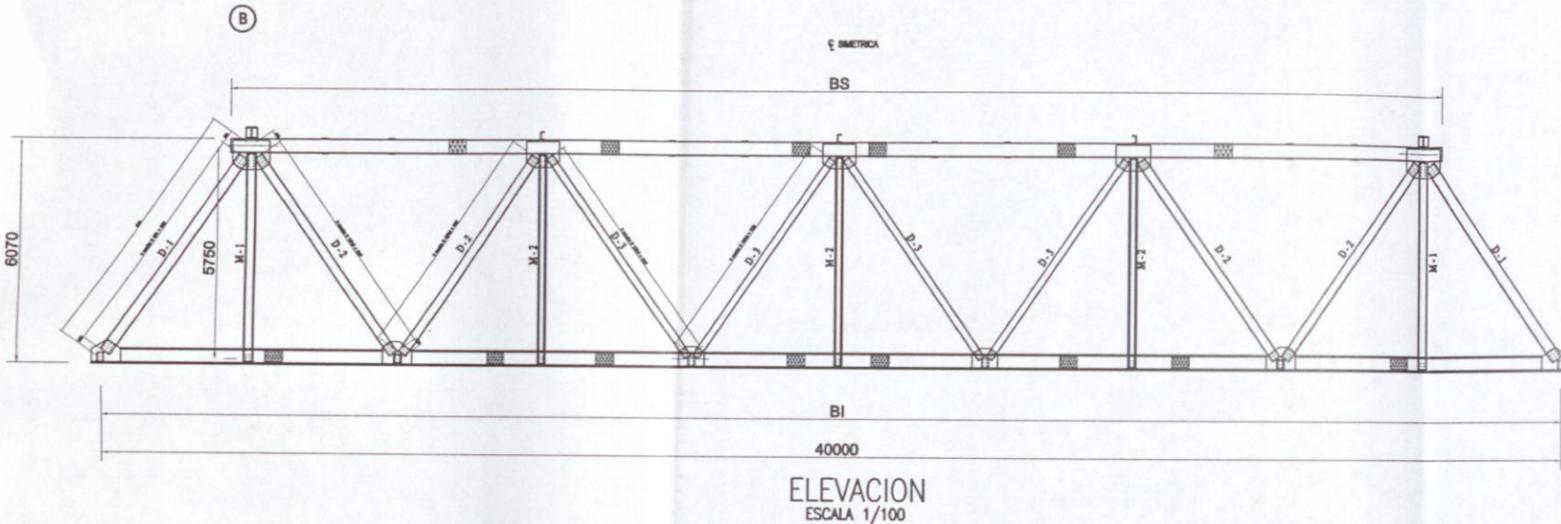
DETALLE DE LA CONTRAFLECHA

S/E



VISTA LATERAL

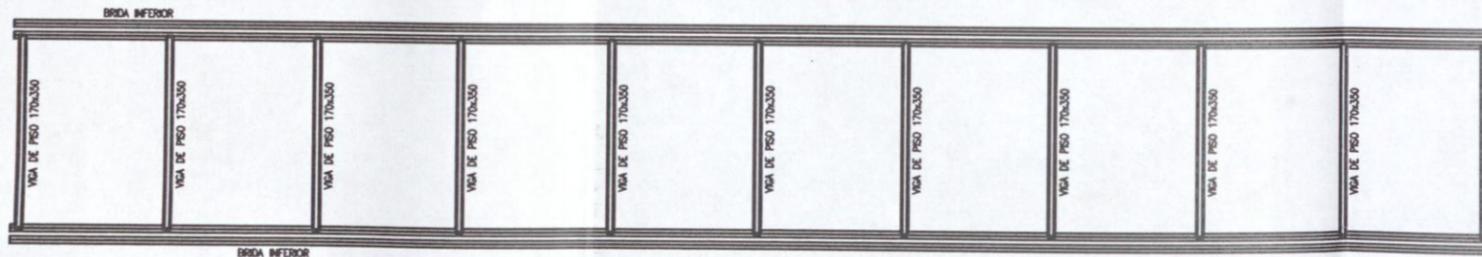
ESCALA 1/50



ELEVACION  
ESCALA 1/100

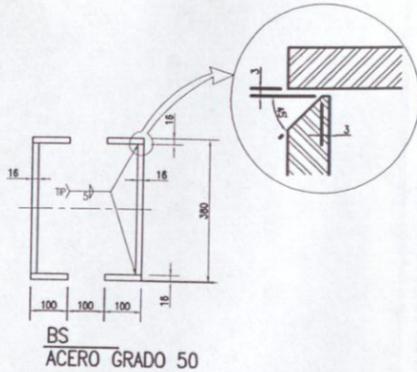
A B C D E F G H I J K

4000



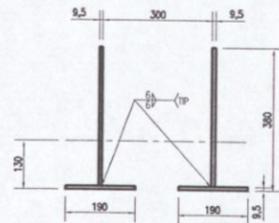
10 espacios @ 4000 = 40000

PLANTA  
ESCALA 1/100



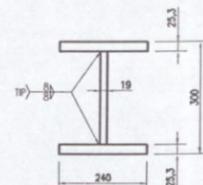
BS  
ACERO GRADO 50

VIGA HORIZONTAL SUPERIOR  
ESCALA 1/10



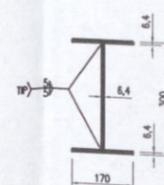
BI (ST 52-3)

VIGA HORIZONTAL INFERIOR  
ESCALA 1/10

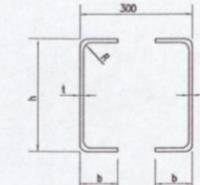


M - 1  
RST 37-2

MONTANTES  
ESCALA 1/10



M - 2  
RST 37-2



D1, D2, D3, D4  
RST 37-2

DIAGONALES  
ESCALA 1/10

## ESPECIFICACIONES ESTRUCTURA METALICA

PARA LOS ELEMENTOS:

PLANCHAS DE ACERO:	Esfuerzo Rotura	Esfuerzo Fluencia
RST 37-2	4,100 Kg/cm <sup>2</sup>	2,400 Kg/cm <sup>2</sup>
ST 52-3	6,000 Kg/cm <sup>2</sup>	3,600 Kg/cm <sup>2</sup>
GRADO 50	6,000 Kg/cm <sup>2</sup>	3,520 Kg/cm <sup>2</sup>

PARA ENSAMBLAJE:

PERNOS	Esfuerzo Rotura	Esfuerzo Fluencia
HV-10K	12,000 Kg/cm <sup>2</sup>	9,000 Kg/cm <sup>2</sup>
4D	4,800 Kg/cm <sup>2</sup>	2,400 Kg/cm <sup>2</sup>

SOLDADURA: TIPO E7018

DIAG.	t	b	h	R
D1	9.5	100	300	20
D2	8	100	250	16
D3	6.4	100	200	13

NOTA

- 1.-LAS SUPERFICIES DE CONTACTO EN LAS UNIONES CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA DEBERAN QUEDAR SECAS, LIBRES DE PINTURA, OXIDO, ACEITE, RESIDUOS Y OTROS
- 2.-LAS SOLDADURAS DEBERAN HACERSE CON ELECTRODO E 7018 AWS

SISTEMA DE PINTURA

	PINTURA	ESPESOR
PRIMERA CAPA	Zinc Inorgánico	3 mils (0.0762 mm)
LIMPIEZA DE LA PRIMERA		0.3 - 0.5 mils
SEGUNDA CAPA	Epoxy	2 mils (0.0508mm)
TERCERA CAPA	Epoxy	2 mils (0.0508mm)
SISTEMA TOTAL		5.7 - 7 mils (0.14 - 0.18mm)

ESPECIFICACIONES DE PERNOS Y TORQUE

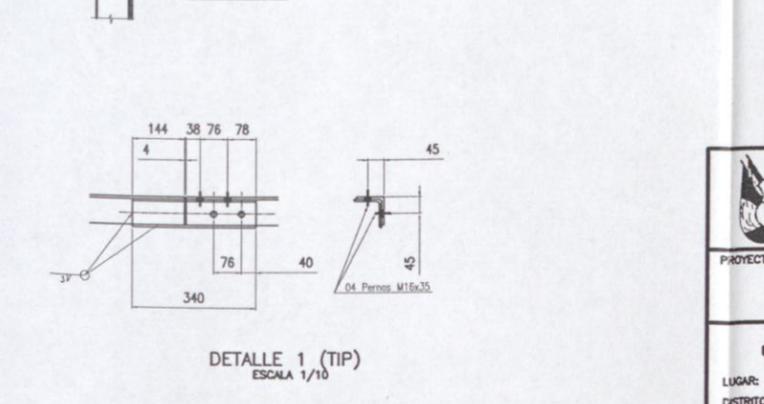
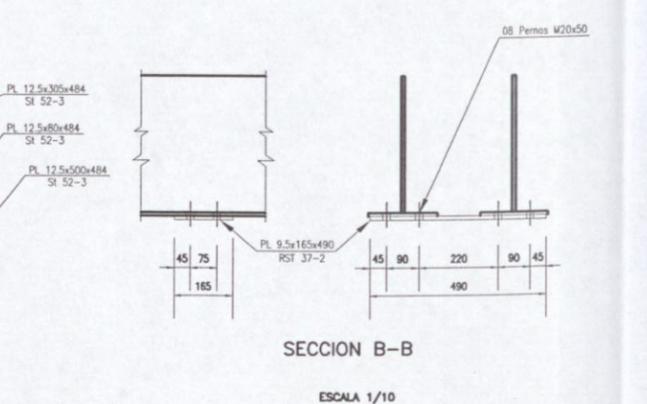
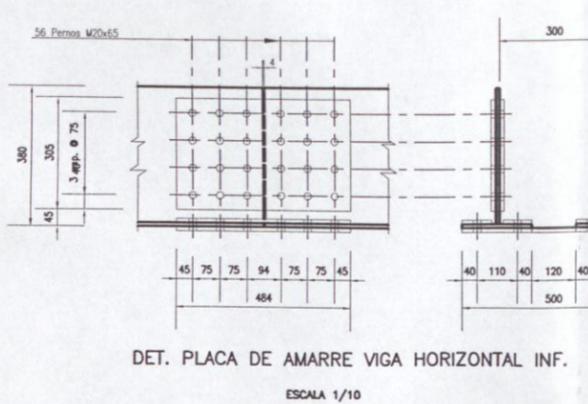
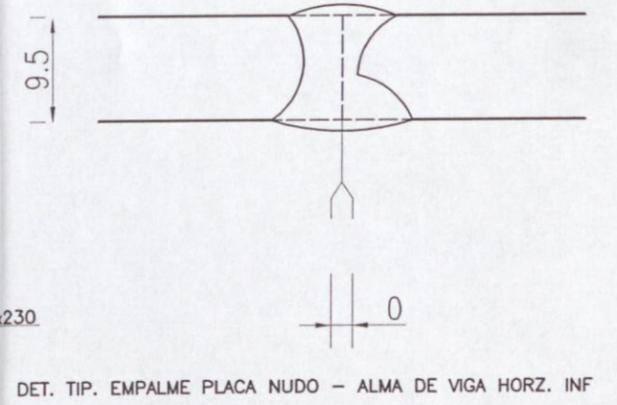
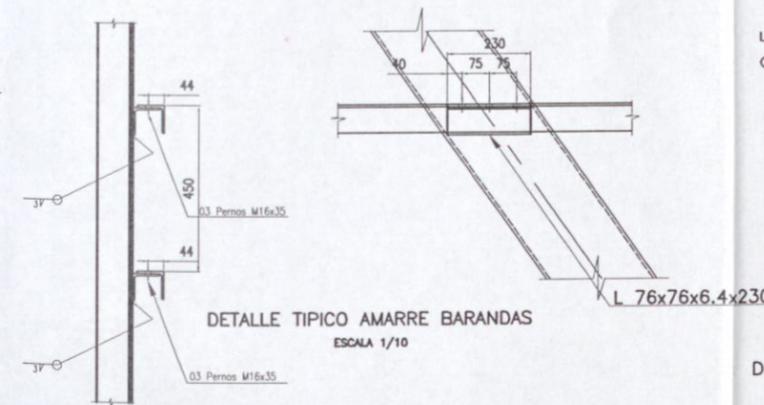
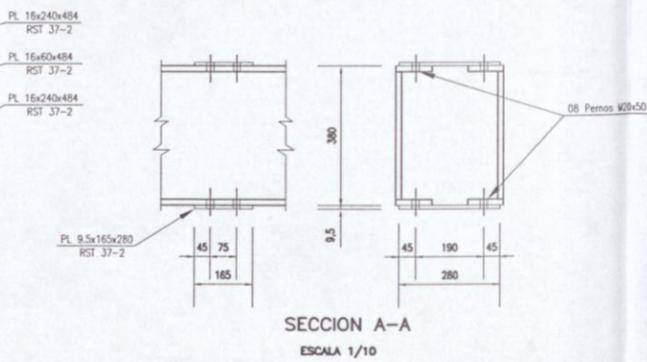
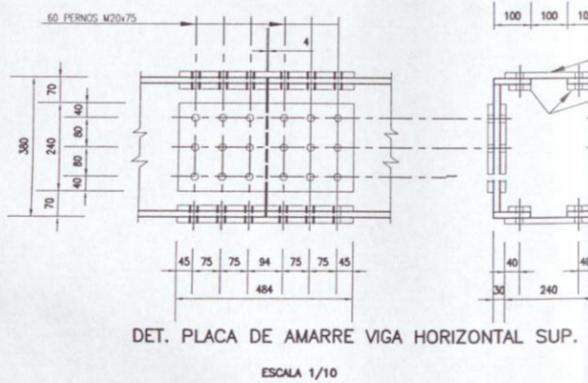
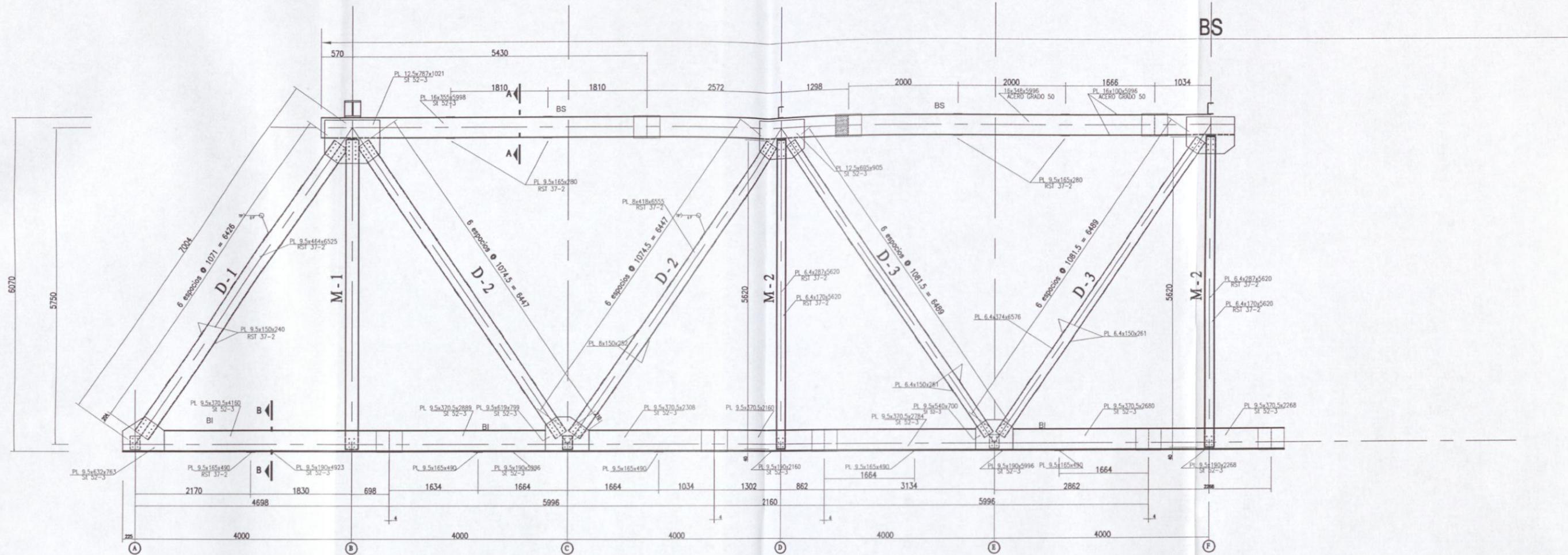
DESIGNACION	Ø AGUJERO	MOMENTO TORSOR DE APRIETE
HV M20	22	60 Kg - m

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO

PROYECTO: PUENTE ITIGALO  
LUZ = 40 m.

UBICACION		PLANO: PLANO GENERAL	
LUBIA:	TRAMO EM 033-140	DISEÑO:	REVISADO:
DISTRITO:	ANCO	ING:	ING:
PROVINCIA:	LA MAR	DIBUJO:	APROBADO:
DEPARTAMENTO:	AYACUCHO	A.S.E.	FECHA:
		ESCALA:	AGOSTO 2002
		INDICADA:	

ES-01

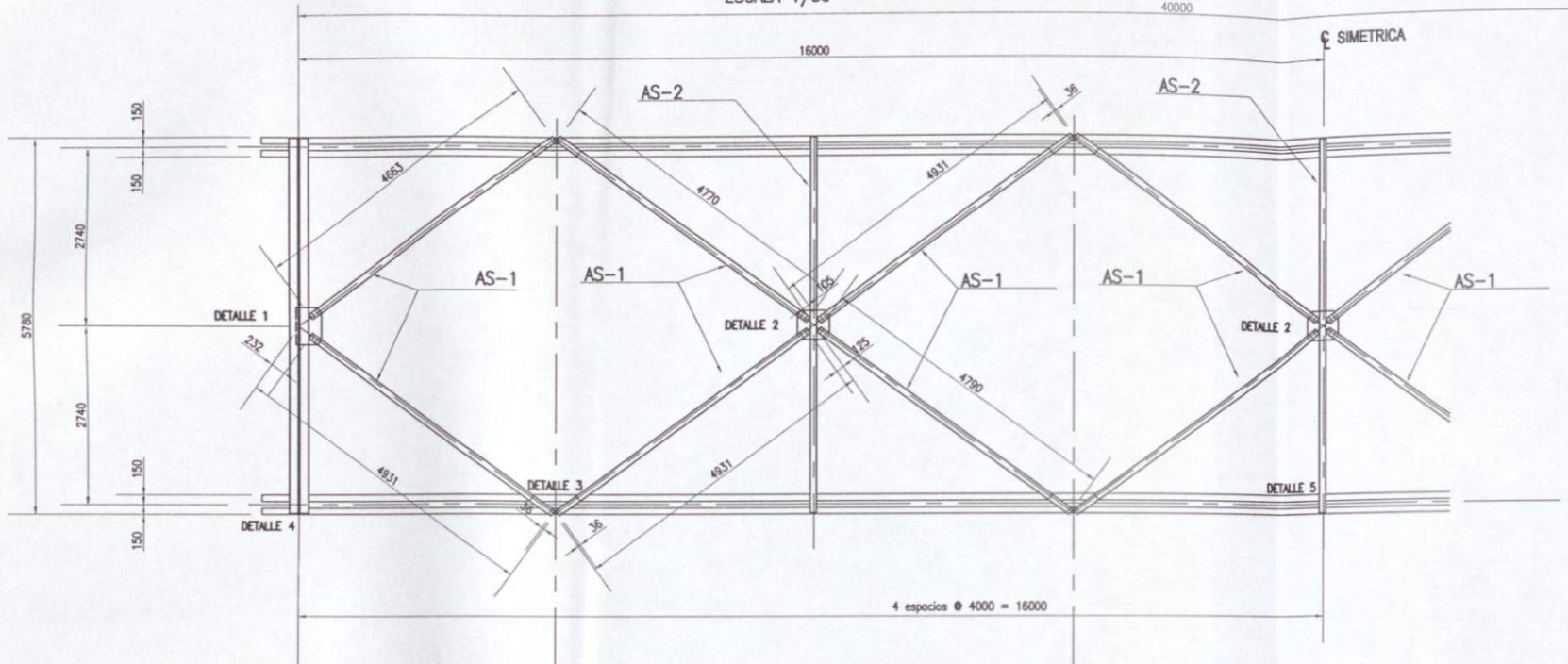


 <p>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO</p>				
<p>PROYECTO: <b>PUENTE ITIGALO</b> LUZ = 40 m.</p>				
<p><b>UBICACION</b></p> <p>LUGAR: TRAMO KM 033+140 DISTRITO: ANCO PROVINCIA: LA MAR DEPARTO: AYACUCHO</p>	<p><b>PLANO:</b> <b>VIGAS HORIZ. SUPERIOR E INFERIOR, MONT Y DIAG.</b></p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 33%;"> <p>DISERO: INC. DIBUJO: JMR ESCALA: INDICADA</p> </td> <td style="width: 33%;"> <p>REVISADO: INC. APROBADO: INC. FECHA: AGOSTO-2003</p> </td> <td style="width: 33%; text-align: center;"> <p>PLANO N°</p> <h1 style="font-size: 2em;">ES-02</h1> </td> </tr> </table>	<p>DISERO: INC. DIBUJO: JMR ESCALA: INDICADA</p>	<p>REVISADO: INC. APROBADO: INC. FECHA: AGOSTO-2003</p>	<p>PLANO N°</p> <h1 style="font-size: 2em;">ES-02</h1>
<p>DISERO: INC. DIBUJO: JMR ESCALA: INDICADA</p>	<p>REVISADO: INC. APROBADO: INC. FECHA: AGOSTO-2003</p>	<p>PLANO N°</p> <h1 style="font-size: 2em;">ES-02</h1>		

# ARRIOSTRE SUPERIOR

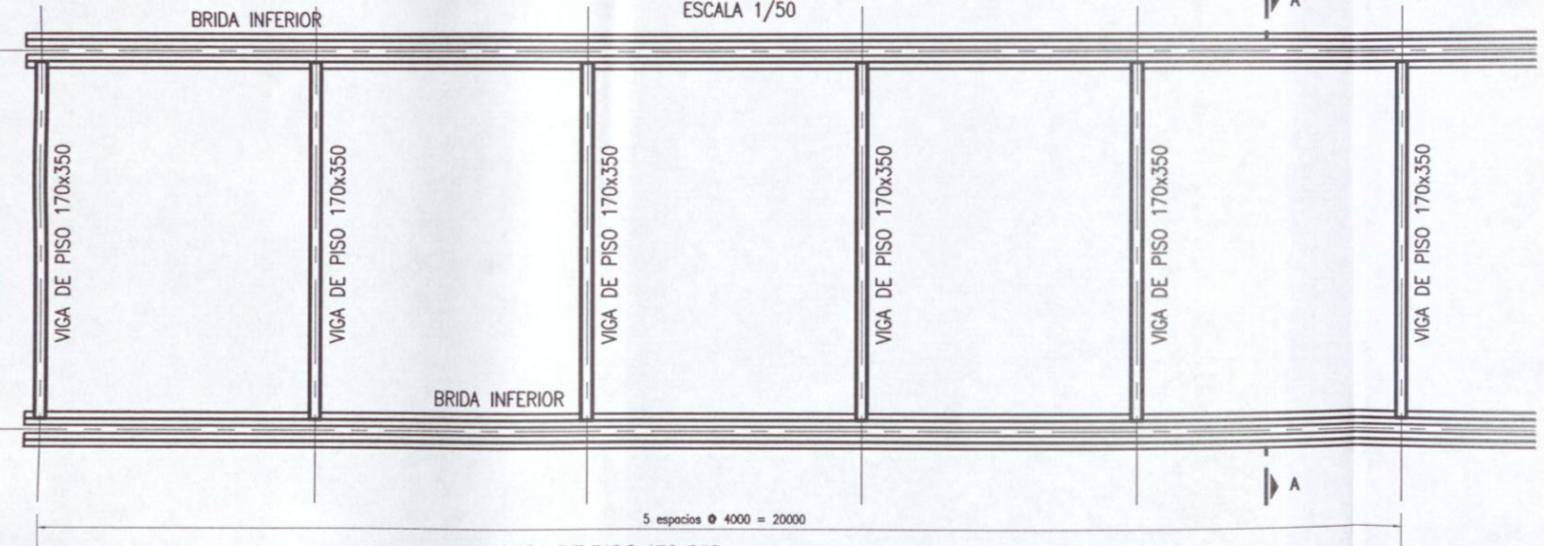
ESCALA 1/50

40000



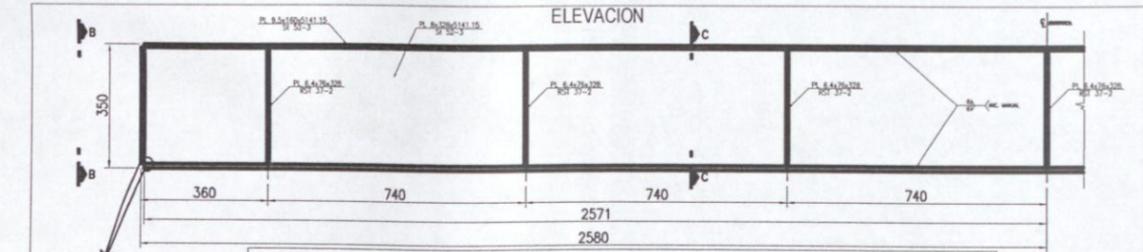
# PLANTA TABLERO

ESCALA 1/50



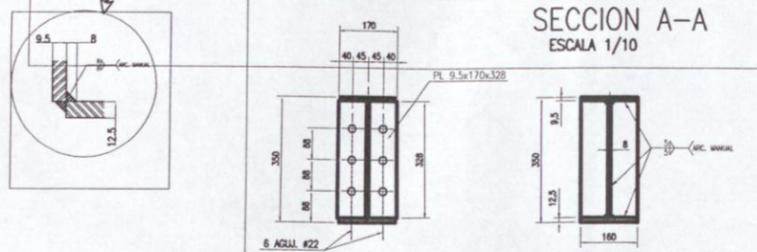
VIGA DE PISO 170x350

ELEVACION



# SECCION A-A

ESCALA 1/10

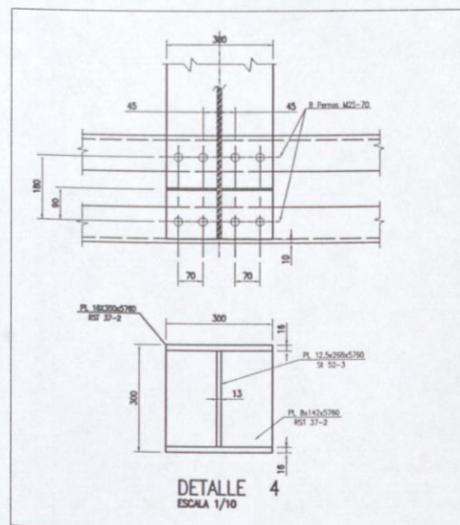


VISTA B-B  
ESCALA 1/10

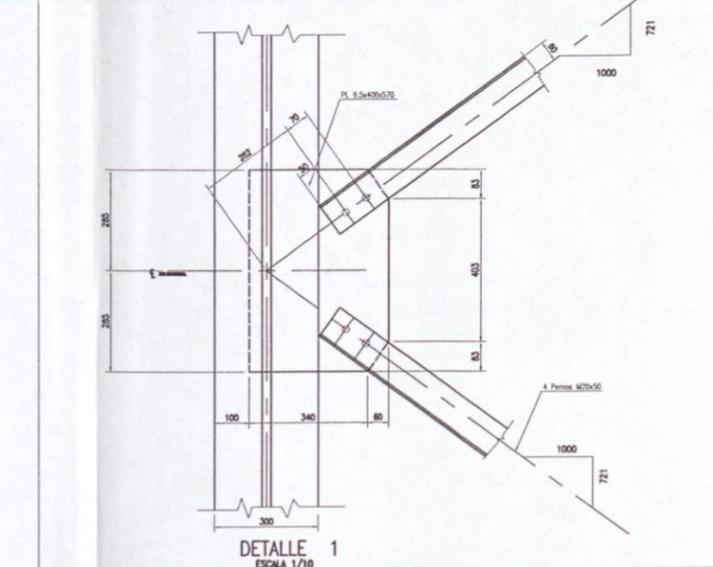
SECCION C-C  
ESCALA 1/10

AS-1, AS2  
RST 37-2  
ESCALA 1/10

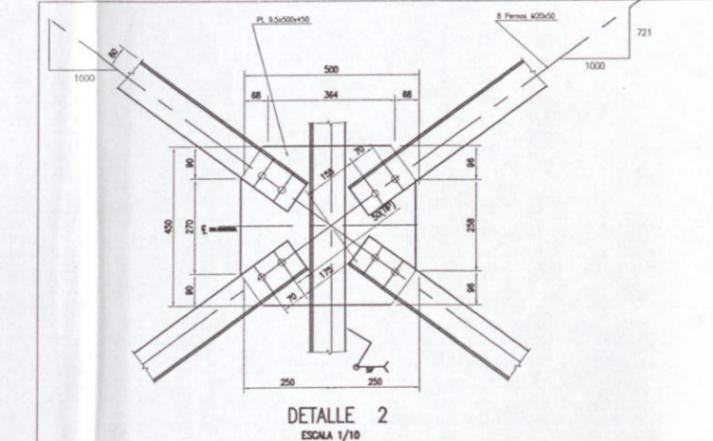
DETALLE 5  
ESCALA 1/10



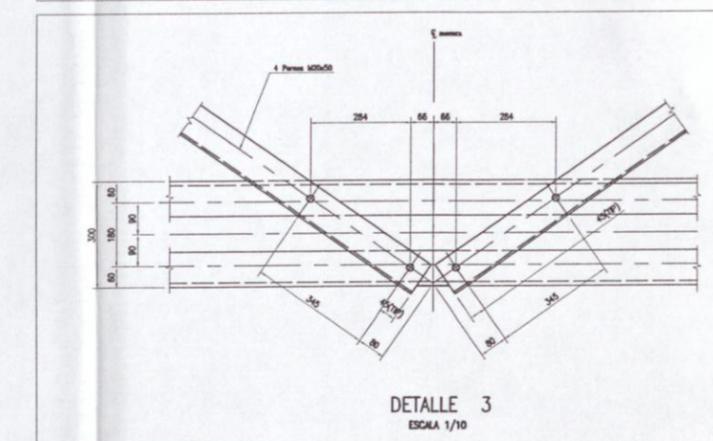
DETALLE 4  
ESCALA 1/10



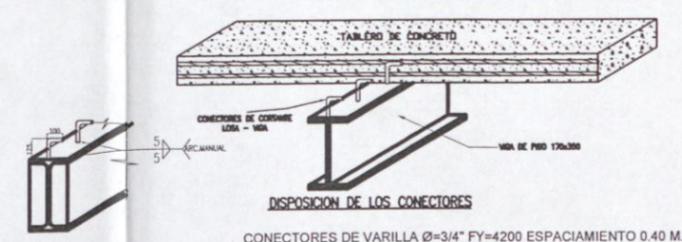
DETALLE 1  
ESCALA 1/10



DETALLE 2  
ESCALA 1/10



DETALLE 3  
ESCALA 1/10

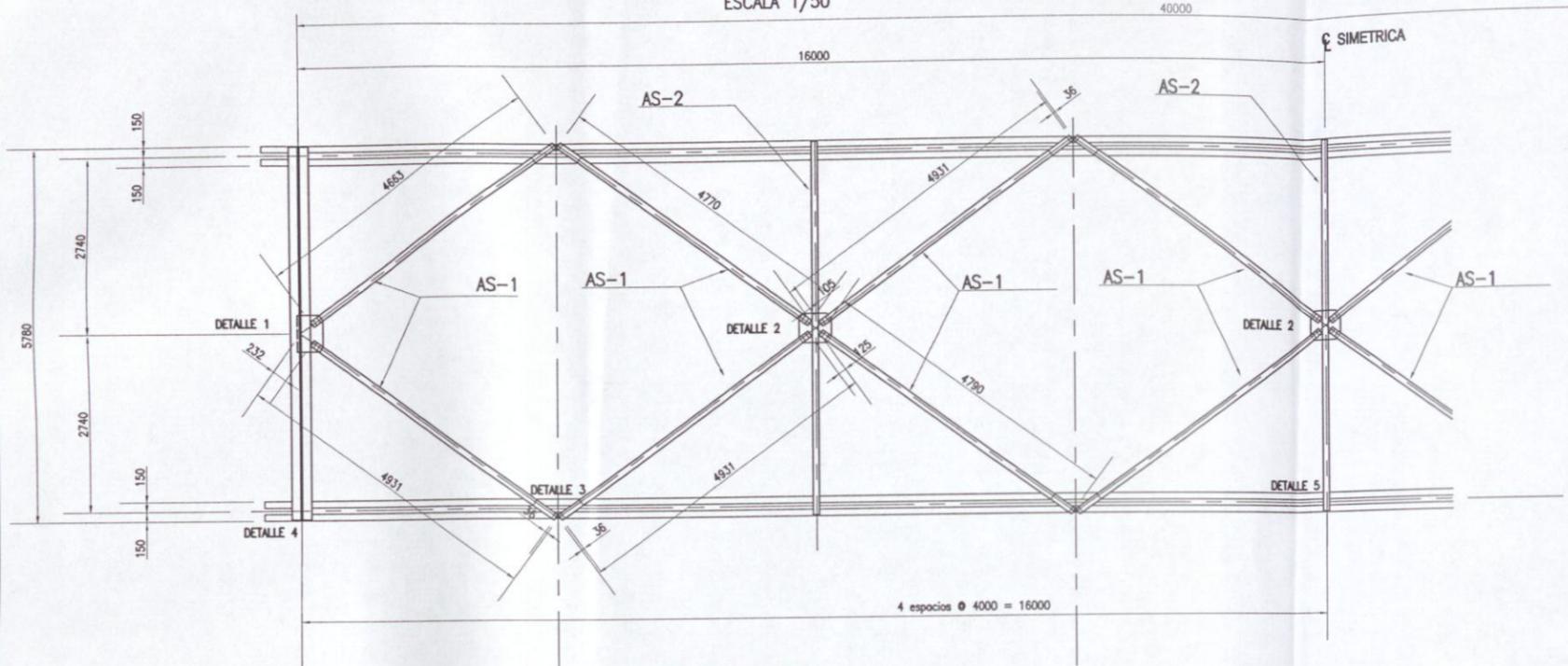


CONECTORES DE VARILLA Ø=3/4" FY=4200 ESPACIAMIENTO 0.40 M.

 <b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO</b>			
<b>PROYECTO: PUENTE ITIGALO</b> LUZ = 40 m.			
<b>UBICACION</b> LUGAR: TRAMO KM 033-140 DISTRITO: ANCO PROVINCIA: LA MAR DEPARTAMENTO: AYACUCHO		<b>PLANO: ARROSTRE TECHO, VIGAS TRANS. DETALLES</b> DISEÑO: ING. LA MAR DIBUJO: J.M.R. REVISADO: ING. ESCALA INDICADA FECHA: AGOSTO-2003	
			<b>PLANO N° ES-03</b>

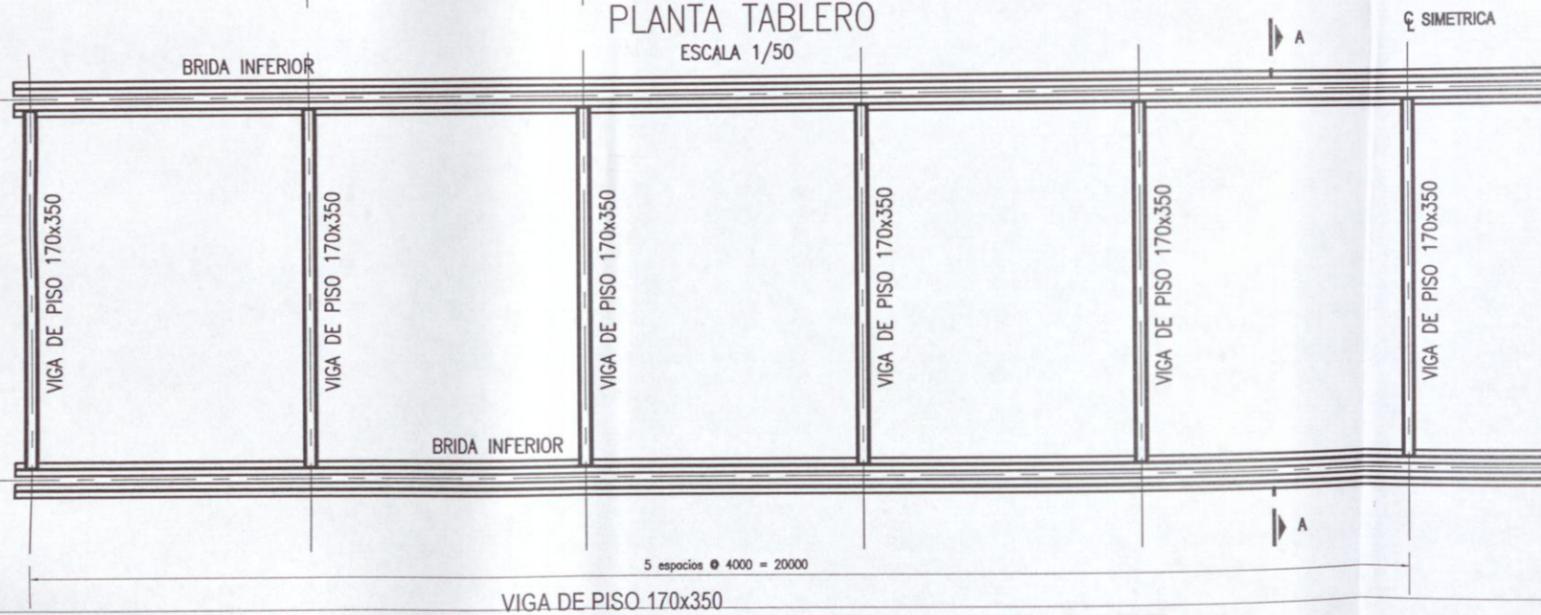
ARRIOSTRE SUPERIOR

ESCALA 1/50



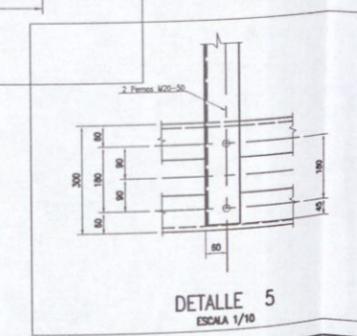
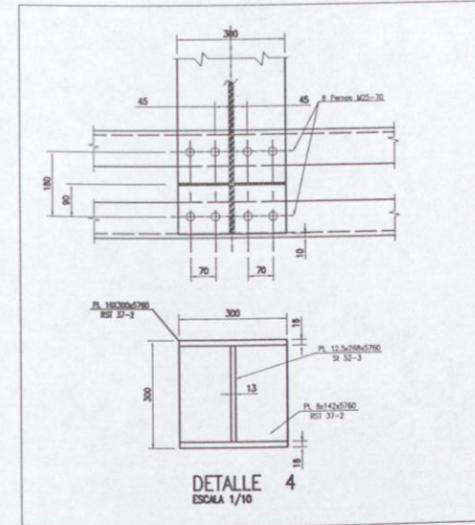
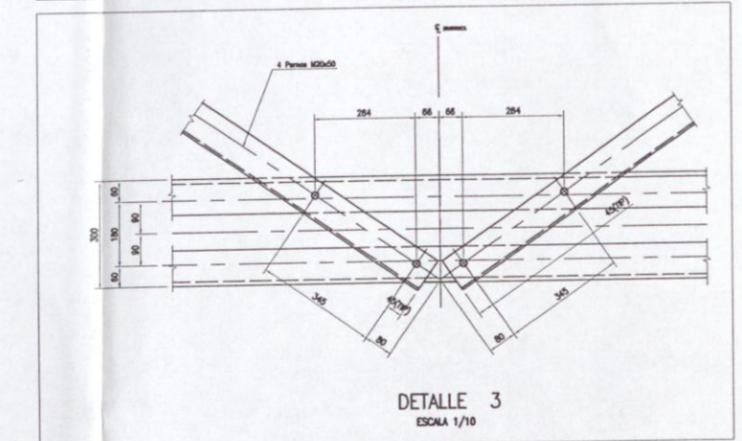
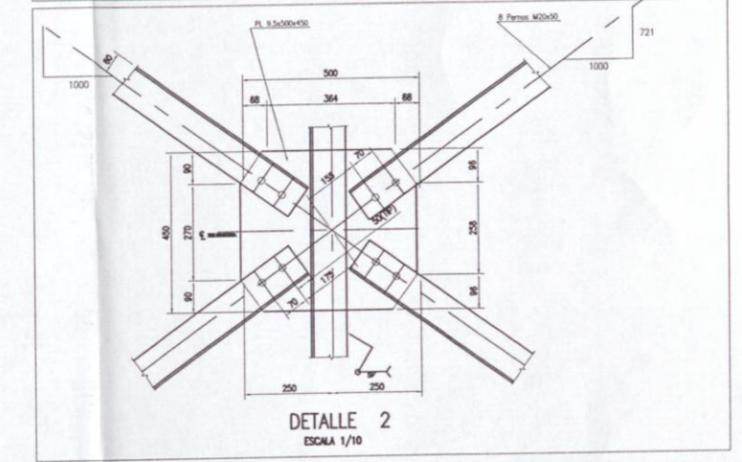
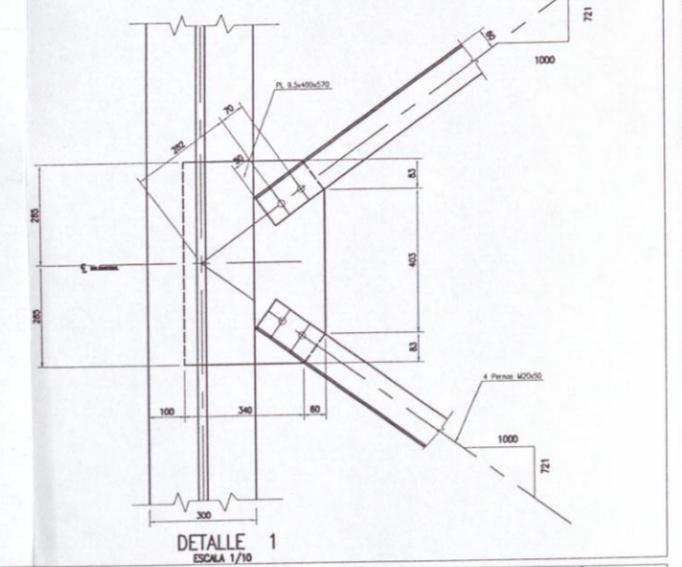
PLANTA TABLERO

ESCALA 1/50

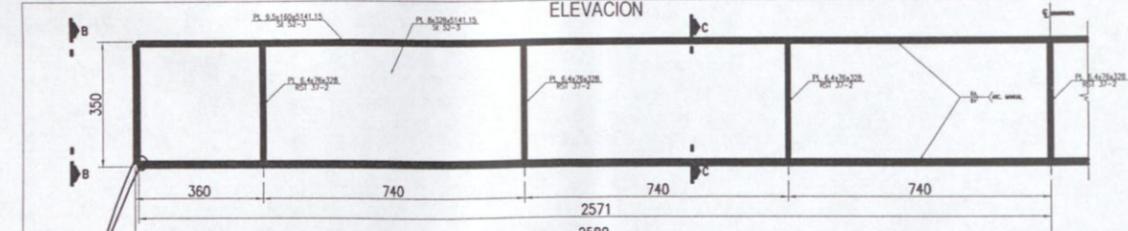


☞ SIMETRICA

☞ SIMETRICA

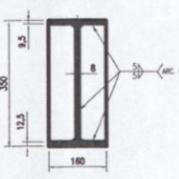
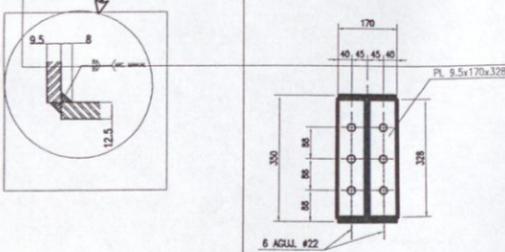


ELEVACION



SECCION A-A

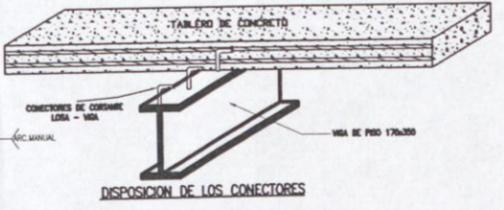
ESCALA 1/10



SECCION C-C

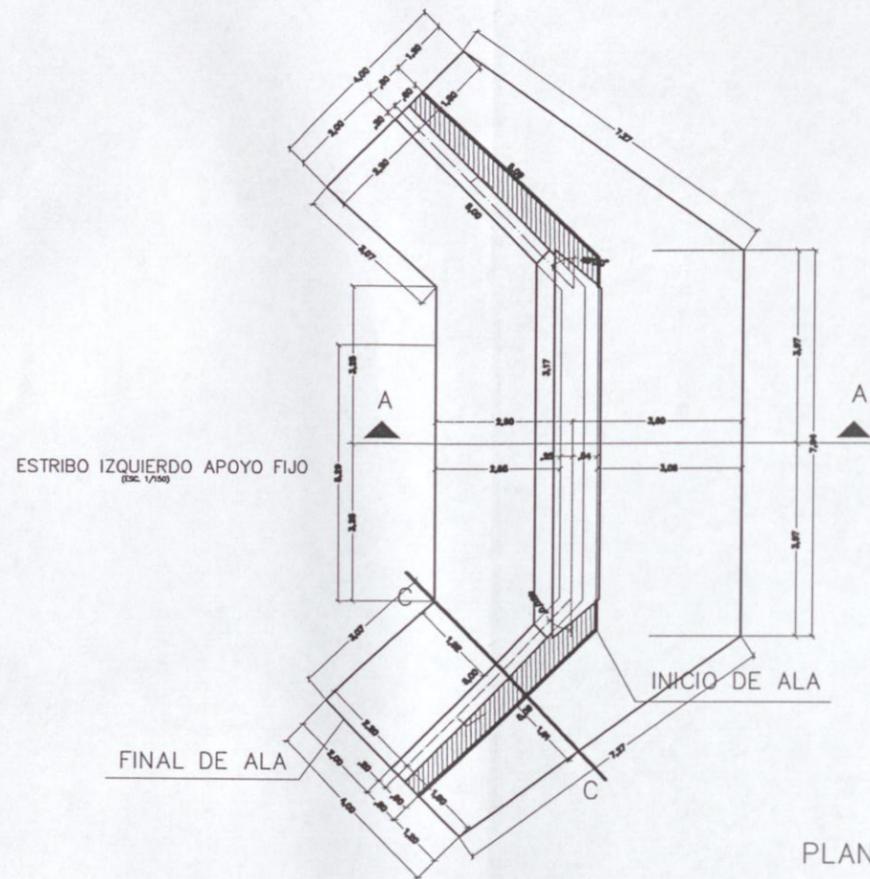
ESCALA 1/10

AS-1, AS2 RST 37-2 ESCALA 1/10

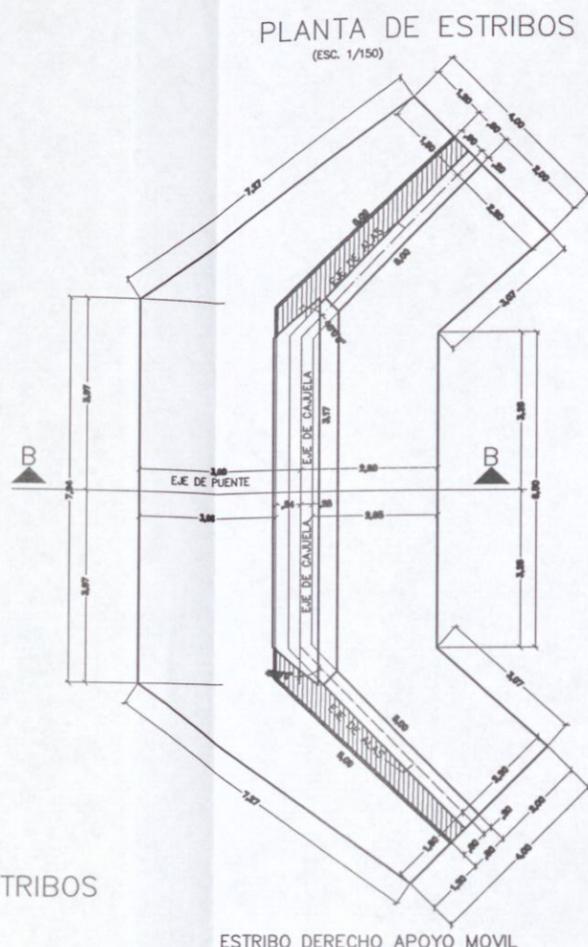


CONECTORES DE VARILLA  $\varnothing=3/4"$  FY=4200 ESPACIAMIENTO 0.40 M.

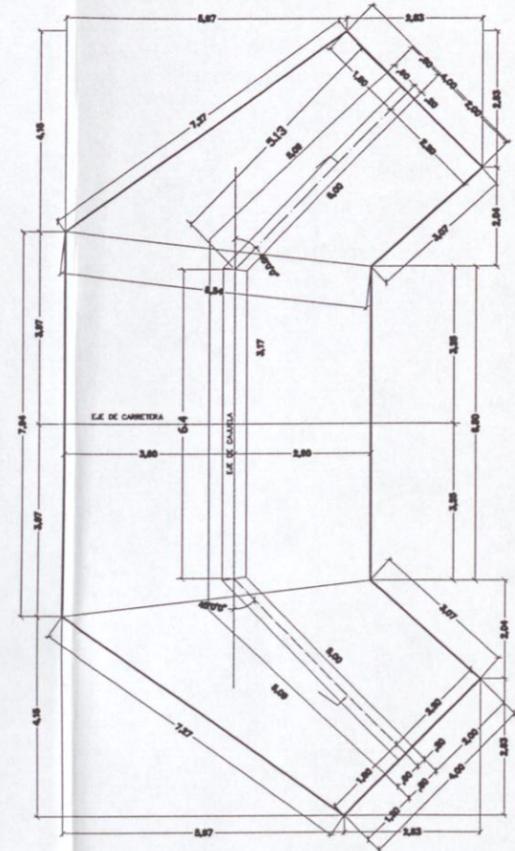
<p>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO</p>	
<p>PROYECTO: PUENTE ITIGALO</p> <p>LUZ = 40 m.</p>	
<p>UBICACION:</p> <p>LUGAR: TRAMO KM 033-140</p> <p>DISTRITO: ANCO</p> <p>PROVINCIA: LA MAR</p> <p>DEPARTAMENTO: AYACUCHO</p>	<p>PLANO: ARRIOSTRE TECHO, VIGAS TRANS. DETALLES</p> <p>ESCALA: INDICADA</p> <p>REVISADO: INK</p> <p>APROBADO: INK</p> <p>FECHA: AGOSTO - 2003</p>
<p><b>ES-04</b></p>	



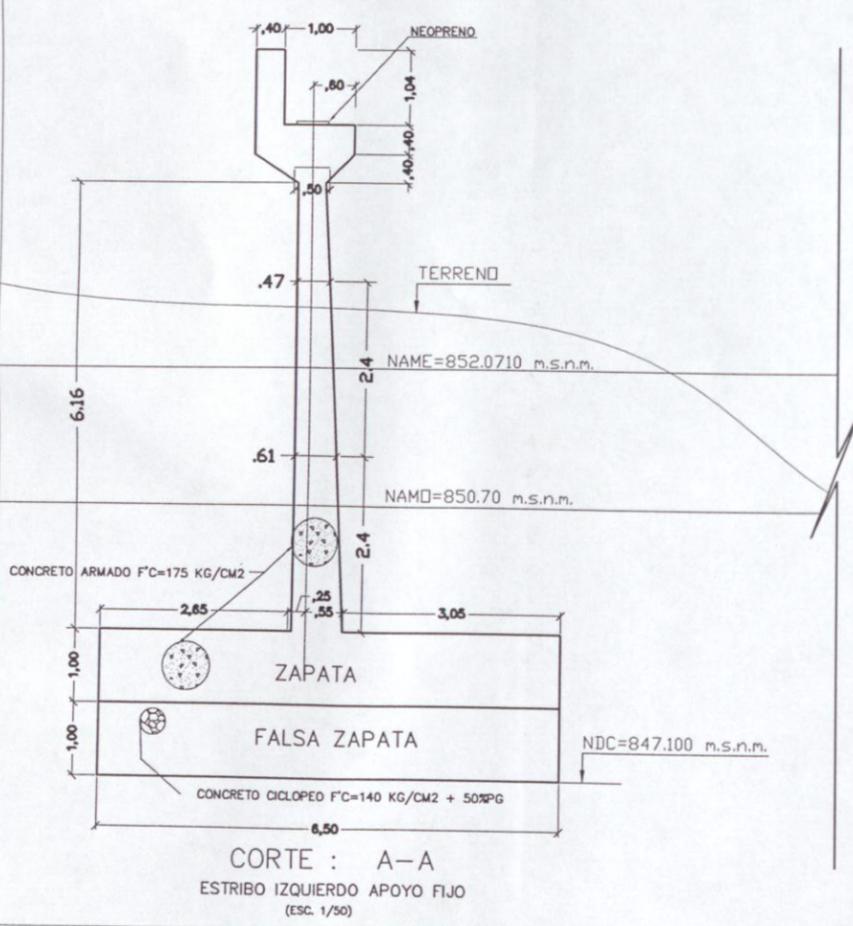
RIO



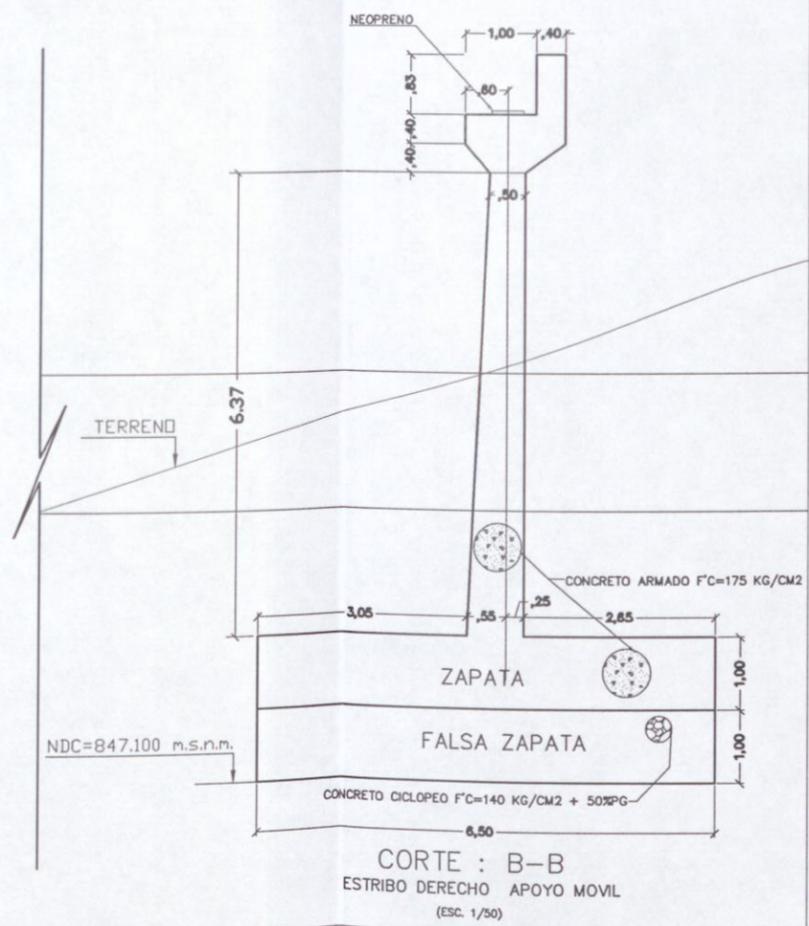
PLANTA DE ESTRIBOS (ESC. 1/150)



PLANTA ZAPATA ESCALA 1:50



CORTE : A-A  
ESTRIBO IZQUIERDO APOYO FIJO  
(ESC. 1/50)



CORTE : B-B  
ESTRIBO DERECHO APOYO MOVIL  
(ESC. 1/50)

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

ELEVACION : CONCRETO ARMADO 175 kg/cm<sup>2</sup>, Ver memoria descriptiva  
 CIMENTACION : CONCRETO ARMADO 175 kg/cm<sup>2</sup>, Ver memoria descriptiva  
 FALZA ZAPATA : CONCRETO SIMPLE DE 140 kg/cm<sup>2</sup> + 30% P.M.  
 PARAPETOS : CONCRETO ARMADO DE 175 kg/cm<sup>2</sup>  
 FIERRO DE CORRUGADO : fy = 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60°)  
 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (Df) : 3.00 m. del lecho del rio  
 TIPO DE TERRENO DE CIMENTACION (SUCS) : GP  
 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO : 1.80 Kg/cm<sup>2</sup>, por estar debajo del agua  
 ALTURA EQUIVALENTE DE SOBRECARGA : 0.74 m. Ver plano TPL-01  
 PESO ESPECIFICO DEL RELLENO : 1.60 Tn/m<sup>3</sup>  
 ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL RELLENO : 35°  
 UNIDAD DE MEDIDA EN EL PLANO : Metro (m)

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ANCO

PROYECTO: PUENTE ETIGALO  
LUZ = 40 m.

UBICACION: ETIGALO	PLANO: PLANTA DE ESTRIBO Y CORTES	PLANTILLA:
DISEÑO: ANCO	DISEÑO: ING.	REVISADO: ING.
PROYECTO: LA MAR	DEBUCO: J.M.R.	APROBADO: ING.
DEFINICION: ATACUCHO	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE 2003

EP-01