

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



EVALUACIÓN Y CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA
PUENTES RETICULADOS SEGÚN AASHTO LRFD 2017

TESIS

Presentada por:

Br. Antolin Apaza Quispe

Asesor:

Mtro. Dina Marlene Cotrado Flores

Para obtener el Grado Académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA - PERU

2021

Agradecimientos

A la Universidad Privada de Tacna, Escuela de Post Grado, que me acogió y me permitió realizar mis estudios de Maestría.

Dedicatoria

A todas las personas que contribuyeron directa e indirectamente al desarrollo de esta tesis.

Contenido

Agradecimientos	ii
Dedicatoria	iii
Resumen	xii
Abstract	xiii
Introducción.....	1
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA	2
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.2.1. Problema principal	4
1.2.2. Problemas secundarios	4
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.4. OBJETIVOS.....	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	5
2.2. BASES TEÓRICAS DEL CAMBIO PLANEADO	6
2.2.1. Criterios de diseño de puentes reticulados	6
2.2.1.1. Tipología de puentes.....	6
2.2.1.2. Puentes reticulados	8
2.2.1.3. Selección de geometría	10
2.2.1.4. Desempeño estructural de puentes reticulados.....	13
2.2.2. Análisis de vibraciones en puentes reticulados.....	15
2.2.2.1. Modelo analítico.....	15

2.2.2.2.	Efecto de la velocidad del vehículo en la deflexión	15
2.2.2.3.	Efecto de la velocidad del vehículo en la frecuencia de vibración..	17
2.2.2.4.	Diferencias entre frecuencias de vibración teórica y experimental.	17
2.2.2.5.	Métodos de análisis dinámico para evaluación de puentes.....	18
2.2.2.6.	Medición de vibración como medio para la detección de daños en puentes	19
2.2.2.7.	Formulación matemática del estudio de vibraciones.....	19
2.1.	DEFINICIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS	21
2.1.1.	Evaluación estructural	21
2.1.2.	Diseño estructural.....	21
2.1.3.	Puente reticulado.....	21
2.1.4.	Diseño por factores de carga y resistencia.....	22
2.1.5.	Frecuencia de vibración natural	22
2.1.6.	Capacidad de carga viva vehicular por metodología LRFR.....	23
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO		25
3.1.	HIPÓTESIS	25
3.1.1.	Hipótesis general.....	25
3.1.2.	Hipótesis específicas	25
3.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	25
3.3.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	25
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO.....	26
3.5.	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	26
3.6.	ANÁLISIS DE DATOS.....	26
CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO SITUACIONAL/ CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO		28

4.1.	DESCRIPCIÓN DE PROBLEMA FOCALIZADO	28
4.1.1.	Presentación del nudo crítico (Fotografías del caso específico).....	28
4.1.2.	Características relevantes del caso	28
4.2.	ANÁLISIS DE FACTORES CRÍTICOS	29
4.2.1.	Causas.....	29
4.2.2.	Consecuencias.....	29
4.3.	DIFICULTAD A RESOLVER.....	29
CAPÍTULO V: PROPUESTA DE INNOVACIÓN.....		30
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.....	30
5.1.1.	Aplicación de la metodología LRFR para la evaluación de puentes reticulados.....	30
5.2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA PROPUESTA	33
5.2.1.	Aplicación de la metodología LRFD para el diseño de puentes reticulados.....	33
5.3.	DESCRIPCIÓN DE LA VIABILIDAD DE LA PROPUESTA.....	40
CAPÍTULO VI: LOS RESULTADOS		41
6.1.	DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO.....	41
6.1.1.	RESULTADOS DE EVALUACIÓN LRFR.....	41
6.1.2.	RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS.....	50
6.2.	DESCRIPCIÓN DE LA FUNCIONALIDAD DE LA PROPUESTA...	57
6.3.	CAMBIOS RELEVANTES DE LA APLICACIÓN DE LA PROPUESTA	59
6.4.	VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	59
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		61
7.1.	CONCLUSIONES.....	61

7.2. RECOMENDACIONES.....	63
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	64
ANEXOS.....	67
1. REGISTROS DE ACELERACION EN EL TIEMPO – PUENTE ILAVE.....	67
2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PUENTE RETICULADO DE 75 METROS DE LUZ	72
3. PLANOS DE PUENTE RETICULADO ILAVE.....	100

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente Internacional de Ilave. Tomada por el autor en fecha 09.01.20193	
Figura 2. Comparación de resultados obtenidos por elementos finitos y carga de prueba (Siriwardane, 2015)	6
Figura 3. Tipos de puente según su luz.....	7
Figura 4. Tipos de puentes según luz libre.....	8
Figura 5. Elementos de una estructura reticulada.....	9
Figura 6. Astoria Bridge (1966), Columbia River in Oregon, U.S., puente continuo de 3 tramos, tramo central de 370. Fuente: Enciclopedia Británica	9
Figura 7. Puente Tenmon Uto, Kumamoto, Japón de 100-300-100m (1966). https://structurae.net/en/structures/tenmon-bridge	10
Figura 8. Modelos a)Parker, b)K-truss, c)Warren cuadrangular, d)Warren (Hasancebi & Dogan, 2011).....	10
Figura 9. Curvas de diseño para cada forma topológica (Hasancebi & Dogan, 2011)	11
Figura 10. Diferentes tipos de reticulados (Hasançebi & Doğan, Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing, 2010).....	12
Figura 11. Pesos de diseño según tipo de reticulado para modelos de 200, 400 y 600 pies de luz (60, 120 y 180m) Fuente: (Hasançebi & Doğan, Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing, 2010)	13
Figura 12. Rótulas plásticas y colapso de un puente simplemente apoyado (Wahyuni, Istiono, Iranata, & Komara, 2016)	14
Figura 13. Rótulas plásticas y colapso de un puente continuo (Wahyuni, Istiono, Iranata, & Komara, 2016)	14
Figura 14. Modelo para análisis de vibración de un puente.....	15
Figura 15. Variación de desplazamiento vertical a diferentes velocidades (Reis & Oliveira, 2019).....	16
Figura 16. Frecuencia de vibración en función de la velocidad.....	17
Figura 17. Frecuencia vertical teórica de un puente reticulado (Shama & otros, 2001)	18

Figura 18. Comparativo de frecuencia experimental y teórica de un puente reticulado (Shama & otros, 2001).....	18
Figura 19. Variación de frecuencia natural versus distancia a la viga transversal dañada	19
Figura 20. Imagen satelital del puente a evaluar	28
Figura 21. Diagrama de procedimiento de evaluación LRFR (AASHTO).....	33
Figura 22. Esquema de diseño de puentes reticulados. Elaboración propia	34
Figura 23. Diagrama de diseño de puentes según AASTHO.....	35
Figura 24. Camión de diseño HL-93	36
Figura 25. Espectro de Respuesta de diseño para el Puente llave.....	36
Figura 26. Esfuerzos axiales en la brida superior BS1 por Inventario	42
Figura 27. Esfuerzo axial de la brida superior BS1 por peso propio.....	42
Figura 28. Esfuerzo axial de la brida superior BS1 por caso de carpeta asfáltica.	43
Figura 29. Esfuerzos axiales por caso de carga vehicular.....	43
Figura 30. Esfuerzo axial de la brida inferior a tracción a nivel de inventario	45
Figura 31. Esfuerzo axial de brida inferior BI1 por peso propio.....	45
Figura 32. Esfuerzo axial de la brida inferior BI1 por peso de carpeta asfáltica ..	46
Figura 33. Esfuerzo axial de la brida inferior BI1 por caso de carga vehicular....	46
Figura 34. Esfuerzo axial del elemento diagonal D2 a nivel de inventario	47
Figura 35. Esfuerzo axial de la barra diagonal D2 por peso propio	48
Figura 36. Esfuerzo axial del elemento D2 por carpeta asfáltica.....	48
Figura 37. Esfuerzo axial del elemento D2 por carga vehicular	49
Figura 38. Peso de vehículo T2S3.....	51
Figura 39. Gráficos de aceleración, velocidad, desplazamiento y frecuencias, para la medición 7.	53
Figura 40. Frecuencia obtenida para la medición 17	54
Figura 41. Frecuencia para la medición 9	54
Figura 42. Frecuencia obtenida para la medición 19	55
Figura 43. Modo de vibración fundamental de la estructura.....	55
Figura 44. Captura de pantalla del aplicativo Accelerometer Meter para teléfono inteligente	58

Figura 45 Dimensiones básicas de reticulado en metros	72
Figura 46 Carga muerta en los nudos del reticulado	73
Figura 47 Esfuerzos axiales en el reticulado	74
Figura 48 Enumeración de nudos del reticulado	74
Figura 49 Seccionamiento de la estructura	75
Figura 50 Comprobación de esfuerzos axiales en la herramienta Ftool	76
Figura 51 Camión de diseño HL 93.....	76
Figura 52 Esquema de cargas camión HL93.....	76
Figura 53 Esquema de seccionamiento de la estructura	77
Figura 54 Línea de influencia para el elemento 7-19	78
Figura 55 Línea de influencia para el elemento 18-19	79
Figura 56 Línea de influencia para el elemento 7-8	80
Figura 57 Línea de influencia para el elemento 1-16	80
Figura 58 Dimensiones básicas de la brida superior en cm	84
Figura 59 Propiedades geométricas de la brida superior en cm.....	85
Figura 60 Dimensiones básicas de la brida inferior en cm	87
Figura 61 Propiedades de sección de la brida inferior en cm.....	87
Figura 62 Dimensiones básicas del primer elemento diagonal en cm.....	88
Figura 63 Sección compuesta para la viga VP 01	90
Figura 64 Dimensiones básicas de montante vertical.....	93
Figura 65 Dimensiones de arriostre superior tipo aspa.....	94
Figura 66 Dimensiones de vigueta longitudinal del tablero.....	95
Figura 67 Propiedades de sección vigueta longitudinal en cm	95
Figura 68 Esquema de conexión de nudo 16.....	97
Figura 69 Esquema de cálculo de espesor de cartela.....	97

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estados límite y factores de carga para evaluación de carga para puentes de acero	31
Tabla 2. Factor del sistema.....	31
Tabla 3. Factores de resistencia LRFD para diferentes casos	32
Tabla 4. Factor de condición de la estructura.....	32
Tabla 5. Factores de carga y combinaciones de carga para diseño	37
Tabla 6. Resumen de factores de capacidad.....	50
Tabla 7. Resultados de medición de frecuencias para diferentes vehículos	52
Tabla 8. Periodos y frecuencias de la estructura	56
Tabla 9. Factores de participación modal	56

Resumen

En el Perú no se cuenta con un documento normativo para evaluar la capacidad de carga viva en los puentes reticulados existentes. Actualmente, solo se tiene una Guía de Inspección de Puentes del MTC (MTC, Guía para Inspección de Puentes, 2006), el cual contiene pautas para la inspección visual de puentes.

El propósito del presente trabajo fue plantear una metodología de evaluación en base al Manual de Evaluación de Puentes (AASHTO, 2011) adicionando, además, una metodología de evaluación de desplazamientos verticales por carga vehicular utilizando un acelerógrafo. Los resultados obtenidos mediante el acelerógrafo nos permitieron la lectura de aceleraciones en función de la gravedad, los cuales se transformaron en coordenadas de velocidad y desplazamientos.

En el caso de diseño de puentes se contó con el Manual de Diseño de Puentes (MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2018) el cual toma en cuenta las consideraciones de AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2014).

La evaluación de diseño del puente tomado como muestra, se realizó utilizando la metodología de fuerzas o de desplazamientos establecidos en la especificación AASHTO LRFD y en la guía AASHTO LRFD, llegándose a la conclusión de que el puente no requiere restricción de ningún tipo de carga para el que fue diseñado, incluso ante mayores cargas las deflexiones encontradas están dentro de los límites recomendados por AASHTO.

Palabras clave: Diseño estructural, puentes reticulados, evaluación LRFR.

Abstract

In Peru, there is no normative document to evaluate the live load capacity of existing reticulated bridges. Currently, there is only one MTC Bridge Inspection Guide (MTC, Guide for Bridge Inspection, 2006), which contains guidelines for visual inspection of bridges.

The purpose of this work was to propose an evaluation methodology based on the Bridge Evaluation Manual (AASHTO, 2011) adding, in addition, a methodology for evaluating vertical displacements by vehicular load using an accelerograph. The results obtained using the accelerometer allowed us to read accelerations as a function of gravity, which were transformed into coordinates of velocity and displacement.

In the case of bridge design, we had the Bridge Design Manual (MTC, Bridge Design Manual, 2018) which takes into account the considerations of AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2014).

The design evaluation of the bridge taken as a sample was carried out using the methodology of forces or displacements established in the AASHTO LRFD specification and in the AASHTO LRFD guide, reaching the conclusion that the bridge does not require restriction of any type of load to the one that was designed, even under higher loads the deflections found are within the limits recommended by AASHTO.

Keywords: Structural design, lattice bridges, LRFR evaluation.

Introducción

Una de las condiciones importantes para la conservación de la infraestructura vial, en el caso específico de puentes, es la evaluación periódica de las condiciones estructurales de sus componentes y la evaluación del comportamiento dinámico ante cargas vehiculares, los mismos que permitan tomar acciones para alargar la vida útil de estas estructuras.

La normativa en el diseño de puentes ha ido cambiando constantemente y por ello es necesario verificar las nuevas condiciones de diseño, principalmente en puentes que han sido construidos hace décadas atrás. En ese contexto, la evaluación estructural de puentes reticulados resulta imprescindible para conocer las condiciones en las que se encuentran los puentes.

La metodología de evaluación de carga vehicular LRFR, ofrece los lineamientos para la evaluación de puentes bajo normativa AASHTO, sin embargo, en nuestro país no existe una normativa específica al respecto.

Se propone una metodología de la evaluación de la capacidad de carga y evaluación dinámica rápida mediante el uso de acelerógrafo de teléfono inteligente, el cual permita obtener información vital sobre las condiciones del puente. Esto servirá para la toma de decisiones sobre el mantenimiento, reemplazo de algunos elementos o la restricción de cargas de vehiculares.

En cuanto a la metodología de diseño, la normativa AASTHO tiene implementada el procedimiento de diseño mediante el uso de factores de carga y resistencia (LRFD), bajo carga vehicular normalizada que es tomado en cuenta en el Manual de Diseño de Puentes.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el Perú se evidencian colapsos de varios puentes incluso antes de su puesta en servicio. Estos hechos nos indican que éstos fueron mal diseñados o simplemente que por ellos circulan vehículos con mayor peso al que fueron diseñados.

Las normativas de diseño de puentes han ido evolucionando con el tiempo y muchas estructuras han sido diseñadas con normativas de la época. A la fecha se tiene la normativa AASHTO LRFD 2017 que tiene en cuenta factores de carga y resistencia para un diseño más racional.

La norma vigente en nuestro país es el Manual de Diseño de Puentes del año 2018 (MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2018), aprobado en enero del 2019, el mismo que toma como referencia la especificación AASHTO del año 2014.

Según el Programa de Inversiones en Puentes 2016-2021 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Provias Nacional, 2016), en la red vial asfaltada se encuentran 637 puentes definitivos, de los cuales 473, es decir, el 75% son puentes que operan bajo cargas de diseño previas (menores a 48 toneladas) y con más de 30 años de antigüedad los cuales requieren de un monitoreo de las condiciones de operación.

El puente internacional de Ilave que une los países de Perú y Bolivia tiene especial importancia debido a que por él transitan vehículos de alto tonelaje,

asimismo, reviste importancia la antigüedad de su construcción que es cercano a 40 años.

El puente es de tipo reticulado con una luz de 180 metros en tres tramos de 60 metros simplemente apoyados ubicado en la ciudad de Ilave, provincia de El Collao y Región Puno. El puente se ubica en zona de sismicidad 3 según la norma peruana E 030 Diseño Sismorresistente vigente desde el año 2018.



Figura 1. Puente Internacional de Ilave. Tomada por el autor en fecha 09.01.2019

La estructura al ser flexible, es vulnerable a sufrir daños por el efecto dinámico dinámica constante, por lo que se hace necesaria su evaluación.

Debido a la antigüedad de la estructura también es necesaria una revisión de diseño con software especializado de tal forma que se obtenga datos de todos los elementos de estructura metálica.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema principal

¿Cuál será metodología de evaluación y criterios de diseño estructural de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017?

1.2.2. Problemas secundarios

¿Cuál será metodología racional para la evaluación de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017?

¿Cuál será el comportamiento dinámico por efectos de carga vehicular de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017?

¿Qué criterios se deberán tomar para el diseño estructural de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La falta de una metodología de evaluación y diseño adecuados son el principal factor para el colapso de las estructuras. Por ello esta investigación tiene relevancia en la toma de decisiones de futuros proyectos para el correcto dimensionamiento de las estructuras.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Establecer una metodología de evaluación y criterios de diseño estructural de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017.

1.4.2. Objetivos específicos

- Establecer una metodología racional para la evaluación estructural de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017.
- Determinar el comportamiento dinámico por efectos de carga vehicular de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017.
- Establecer los criterios de diseño estructural de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

Existen metodologías de evaluación en base a la fatiga de las estructuras, tal como presenta (Leander, Andersson, & Karoumi, 2009) para un puente reticulado ferroviario, en donde los autores presentan valores de vida útil restante de las estructuras en base a los valores encontrados.

Se presenta una metodología de evaluación de capacidad vehicular de la superestructura LRFR (Mendoza, 2016), en el cual evalúa la capacidad de carga viva de un puente reticulado y encuentra elementos que deben ser reforzados.

En un estudio de caso (Siriwardane, 2015) presenta la medición de la vibración mediante acelerómetros ubicados en un puente reticulado como una técnica de detección de daños a la estructura comparando los resultados dinámicos obtenidos en campo con los resultados de un software de elementos finitos. En el estudio se obtiene los mismos desplazamientos verticales tanto con el método de elementos finitos y con el resultado de acelerómetros con carga de prueba.

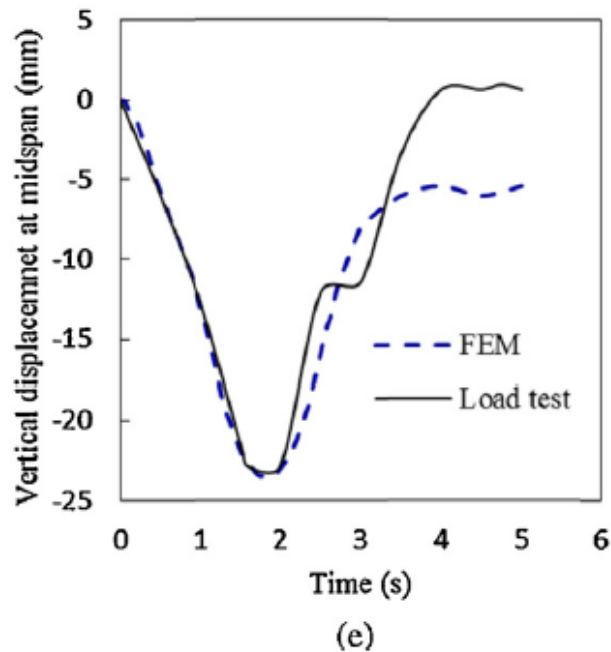


Figura 2. Comparación de resultados obtenidos por elementos finitos y carga de prueba (Siriwardane, 2015)

Miyachi, Nakamura y Manda (2012) hacen un estudio de colapso progresivo de puentes reticulados mediante un análisis elasto plástico y presentan resultados según la distribución de la carga viva en el puente.

2.2. BASES TEÓRICAS DEL CAMBIO PLANEADO

2.2.1. Criterios de diseño de puentes reticulados

2.2.1.1. Tipología de puentes

Los tipos de puentes según su luz libre y diversas fuentes se ilustran en la Figura 3 y Figura 4.

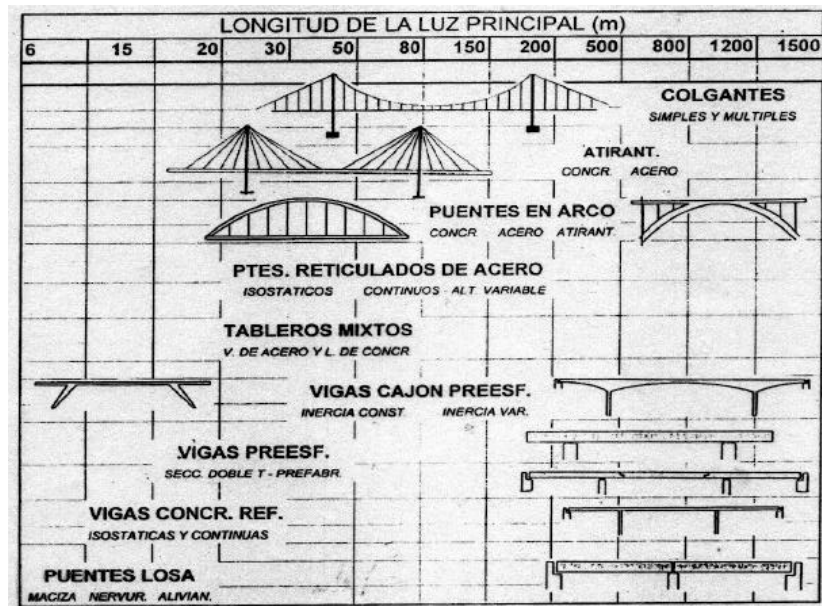


Figura 3. Tipos de puente según su luz

<https://www.google.com/url?sa=i&source=images&cd=&ved=2ahUKEwjRqtms2YPnAhV2H7kGHX3KB7oQjhx6BAGBEAI&url=http%3A%2F%2Fmaterias.fi.uba.ar%2F7405%2Fapuentes%2Fgeneralidades.pdf&psig=AOvVaw3IBZAz0ygzq3UjyO1jH6ZM&ust=1579112109069103>

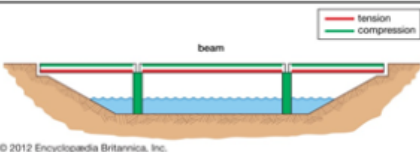
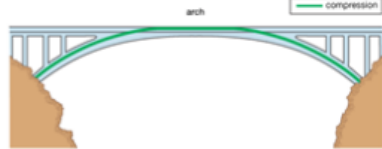
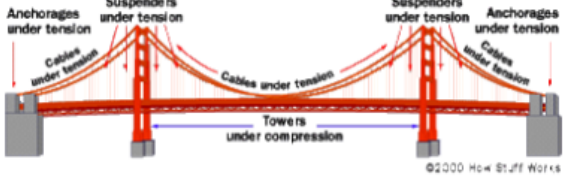
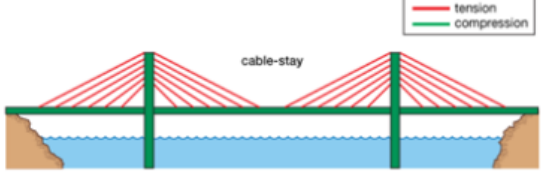
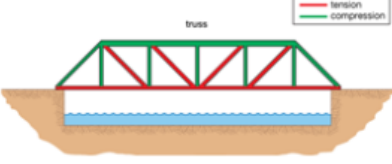
Beam Bridge	 <p>A horizontal beam that rests on two piers</p> <p>Span: up to 200 ft (60 meters).</p>
Arch Bridge	 <p>Arch shape</p> <p>Span: up to 800-1000 ft (240-300 meters).</p>
Suspension Bridge	 <p>deck hanging off of cables strung from 2 tall towers</p> <p>Longest bridge span of all types (100 – 2000 m)</p>
Cable Stayed Bridge	 <p>Bridge with cables coming directly from the support towers</p> <p>Same benefits of suspension bridges, but less expensive</p> <p>Bridge span: 500 – 2,800 ft (150 – 850 m)</p>
Truss Bridge	 <p>extra supports above the main beams. Creates a system of triangles that distribute the load among all parts of the structure</p> <p>Span: 40m - 500m.</p>

Figura 4. Tipos de puentes según luz libre

Fuente: <https://roxburyscience.wordpress.com/class-notes-2/14-types-of-bridges-115/>

2.2.1.2. Puentes reticulados

Los puentes reticulados son estructuras cuyos elementos principales soportan esfuerzos de tracción y compresión. Los elementos de un reticulado se pueden ver en la Figura 5.

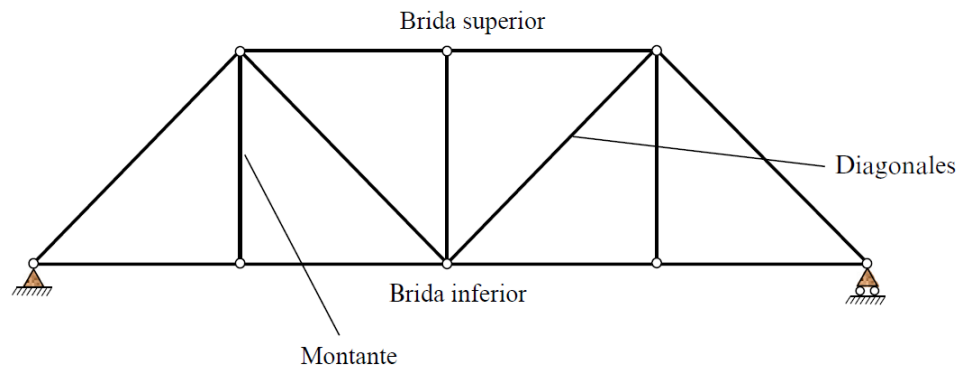


Figura 5. Elementos de una estructura reticulada

El rango de luces de un puente reticulado puede ser de 100 a 600 m (Manrique, 2004).

Las luces económicas usuales para puentes de acero tipo armadura para tramo simple son de 50 a 110m y de 60 a 100 tramo continuo y mayor para sistema Gerber (Garcia-Rossell, 2006)



Figura 6. Astoria Bridge (1966), Columbia River in Oregon, U.S., puente continuo de 3 tramos, tramo central de 370. Fuente: Enciclopedia Británica



Figura 7. Puente Tenmon Uto, Kumamoto, Japón de 100-300-100m (1966).
<https://structurae.net/en/structures/tenmon-bridge>

2.2.1.3. Selección de geometría

En cuanto a la tipología de puentes reticulados, un estudio de Hasancebi (Hasancebi & Dogan, 2011) concluye que el mínimo peso efectivo de diseño corresponde al modelo Parker, seguido del modelo Warren, tal como se ilustra en las curvas de diseño para cada forma topológica.

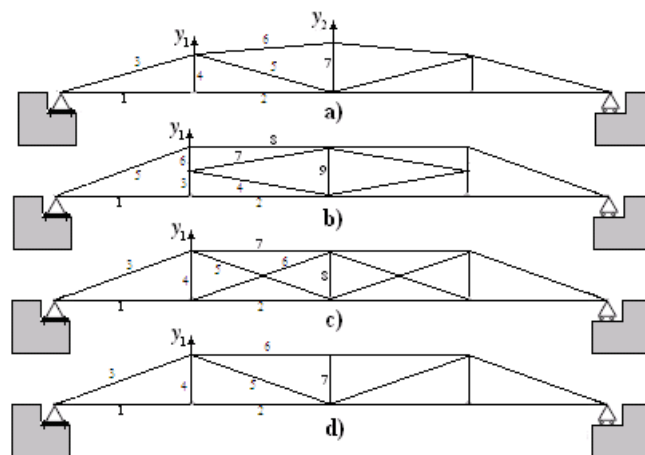


Figura 8. Modelos a)Parker, b)K-truss, c)Warren cuadrangular, d)Warren
 (Hasancebi & Dogan, 2011)

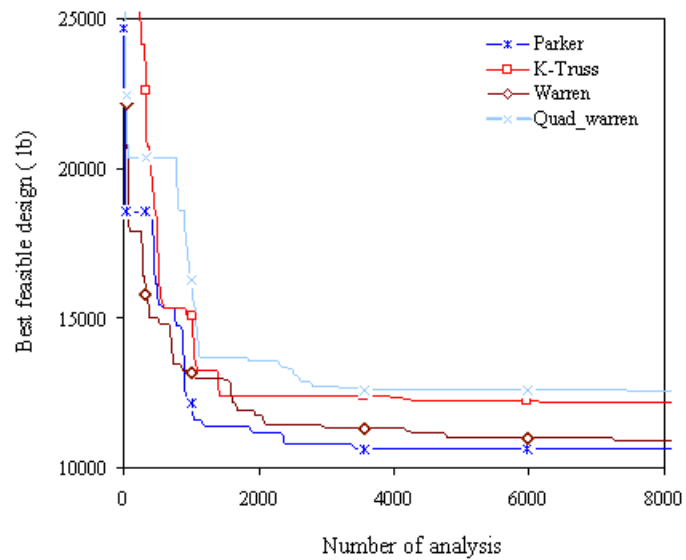


Figura 9. Curvas de diseño para cada forma topológica (Hasancebi & Dogan, 2011)

En cuanto a la tipología de puentes reticulados en ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (Hasançebi & Doğan, Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing, 2010) los autores hicieron un comparativo de diferentes tipos de reticulados, tal como se indica en la Figura 10.

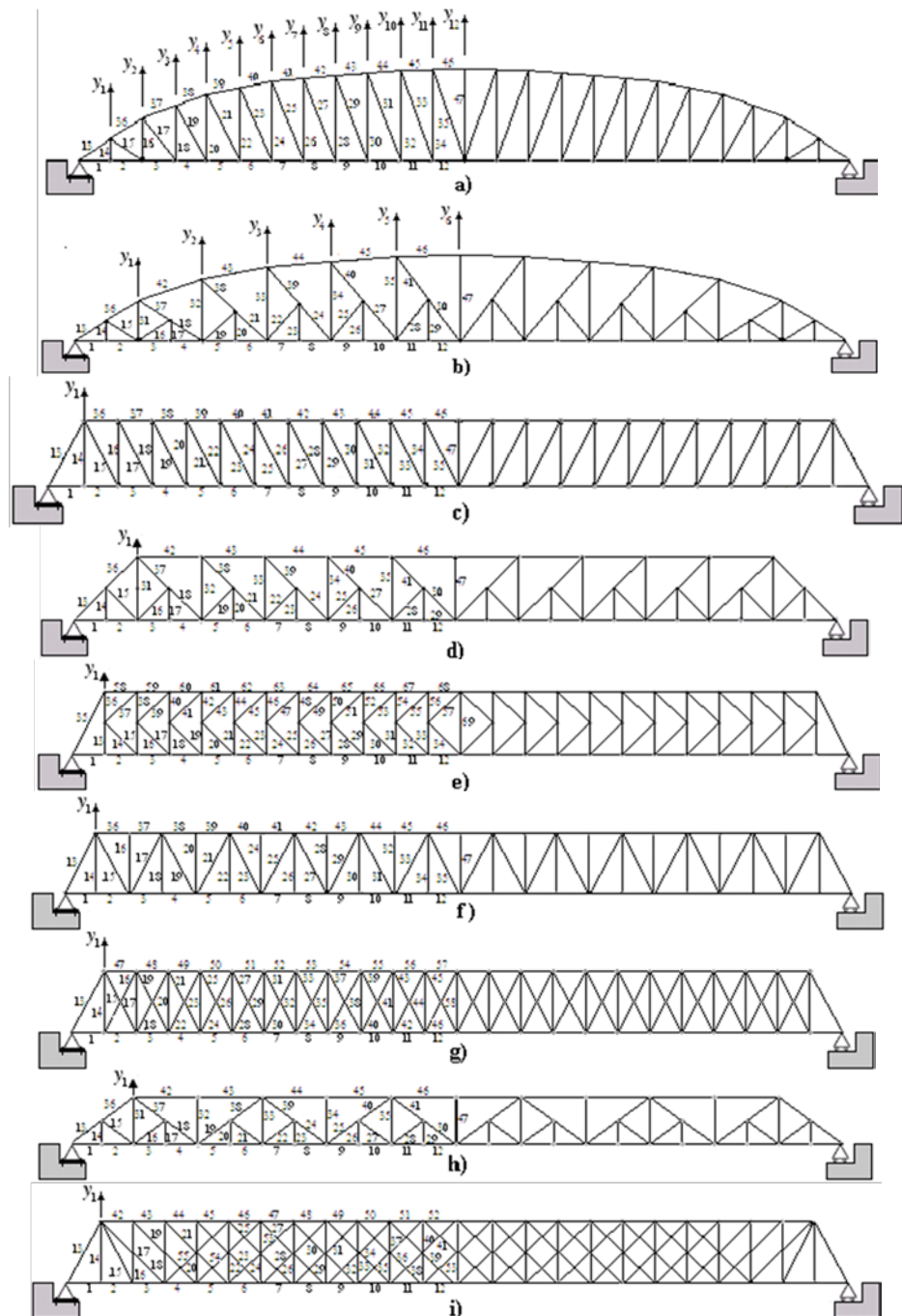


Figura 10. Diferentes tipos de reticulados (Hasançebi & Doğan, Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing, 2010)

a) Parker, b) Petit, c) Pratt, d) Baltimore, e) K-truss, f) Warren, g) Quadrangular Warren, h) Subdivided Warren, i) Whipple.

Los autores obtuvieron los siguientes resultados de peso de acero en función de la luz del puente para diferentes tipos de reticulados.

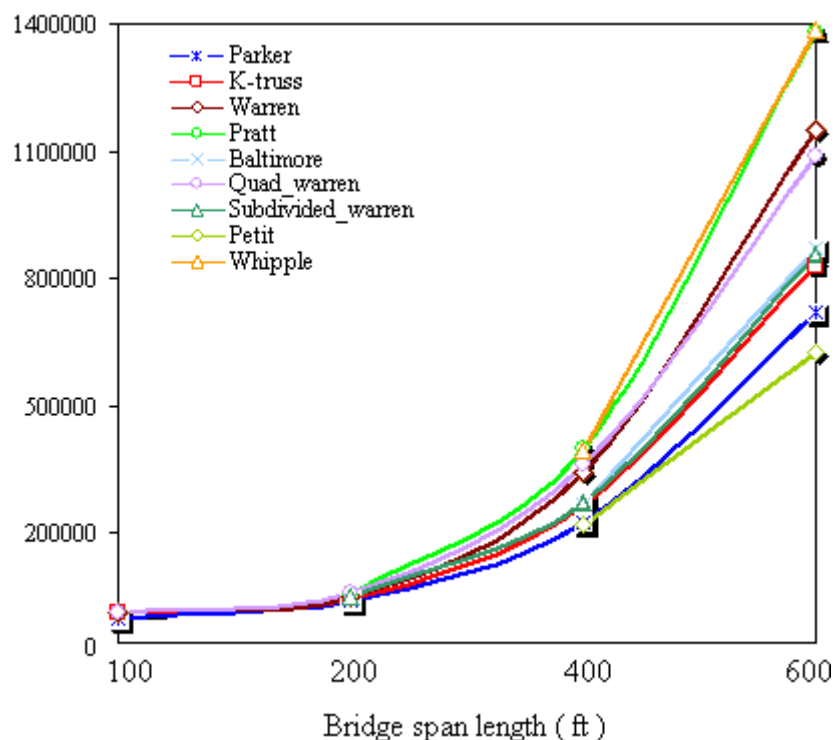


Figura 11. Pesos de diseño según tipo de reticulado para modelos de 200, 400 y 600 pies de luz (60, 120 y 180m) Fuente: (Hasançebi & Doğan, Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing, 2010)

Como es de apreciar, no se encuentran diferencias significativas para una luz de 60 y 120 metros, sin embargo, para una luz de 180m la diferencia es apreciable. Los modelos más óptimos corresponden a los del tipo Petit y Parker.

2.2.1.4. Desempeño estructural de puentes reticulados

Existe marcada diferencia en puentes reticulados simplemente apoyados y puentes reticulados continuos. En los primeros, los elementos que plastifican corresponden al elemento superior en compresión y al centro de luz. Así lo demuestra el análisis pushover desarrollado por Wayuni y otros (Wahyuni, Istiono, Iranata, & Komara, 2016). Por esta razón es importante tener muy en cuenta estos elementos durante una evaluación o inspecciones durante la vida útil de la estructura, ya que una falla en estos elementos puede ocasionar el colapso de la estructura.

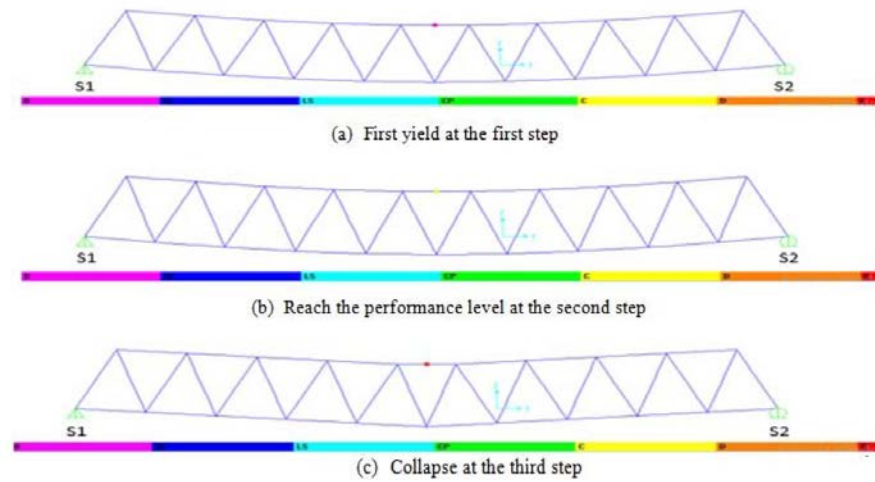


Figura 12. Rótulas plásticas y colapso de un puente simplemente apoyado (Wahyuni, Istiono, Iranata, & Komara, 2016)

En los puentes continuos, la plastificación se produce en las primeras diagonales que se ubican cerca a los apoyos, tal como concluyen Wayuni et al. (2016).

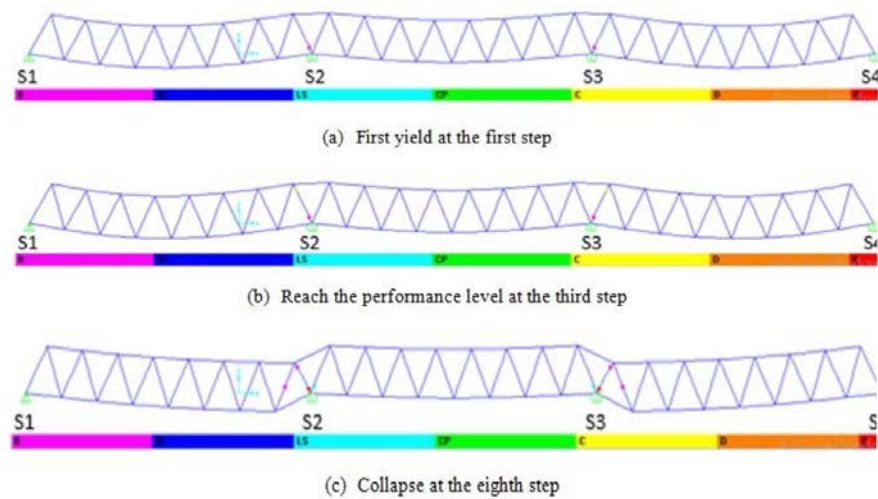


Figura 13. Rótulas plásticas y colapso de un puente continuo (Wahyuni, Istiono, Iranata, & Komara, 2016)

2.2.2. Análisis de vibraciones en puentes reticulados

2.2.2.1. Modelo analítico

El modelo planteado corresponde a un sistema de viga simple cargado por un vehículo con carga de peso estático que se desplaza a velocidad constante. De esta forma se desprecia la vibración producida por el vehículo. Se toma esta consideración debido a que la masa del puente es mucho mayor que la del vehículo, despreciándose la interacción dinámica que pueda existir entre el vehículo y el puente. Se considera regular el estado de la capa de rodadura. El modelo en cuestión corresponde a lo planteado por Michaltsos (Michaltsos, Sophianopoulos, & Kounadis, 1996), de la siguiente forma:

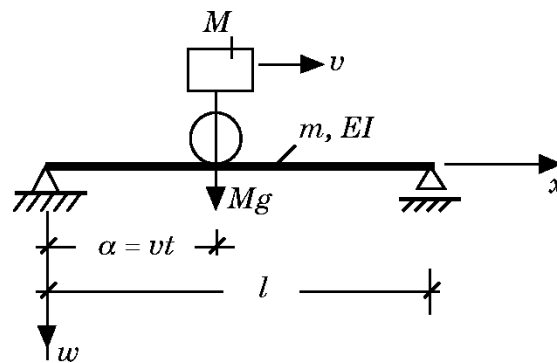
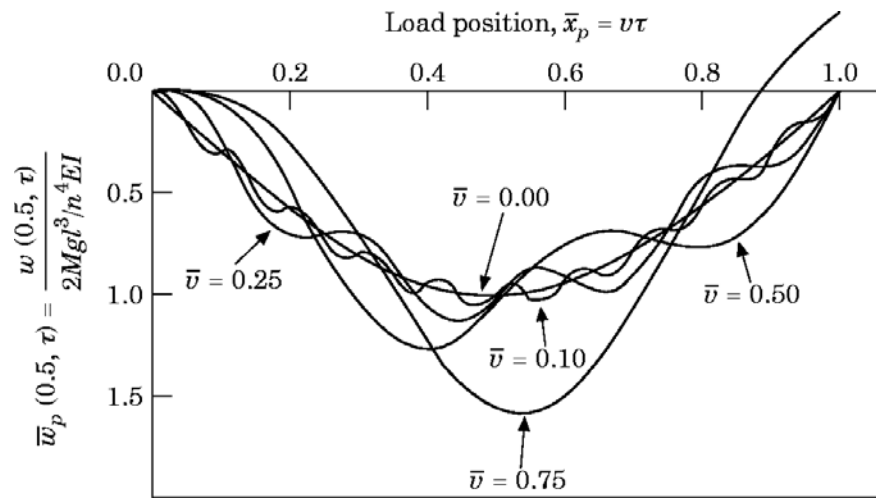


Figura 14. Modelo para análisis de vibración de un puente.

2.2.2.2. Efecto de la velocidad del vehículo en la deflexión

Michaltsos et al. (1996) encontraron la relación de la velocidad del vehículo en la deflexión en el modelo propuesto, llegando a la conclusión de que la deflexión máxima a una velocidad mayor se encuentra a una fracción de 0.55 de la luz del puente.



Reis y Oliveira (2019) muestran algunos resultados numéricos obtenidos para un puente simplemente apoyado bajo una carga móvil a diferentes velocidades con respecto a la velocidad crítica y para un amortiguador de 2%.

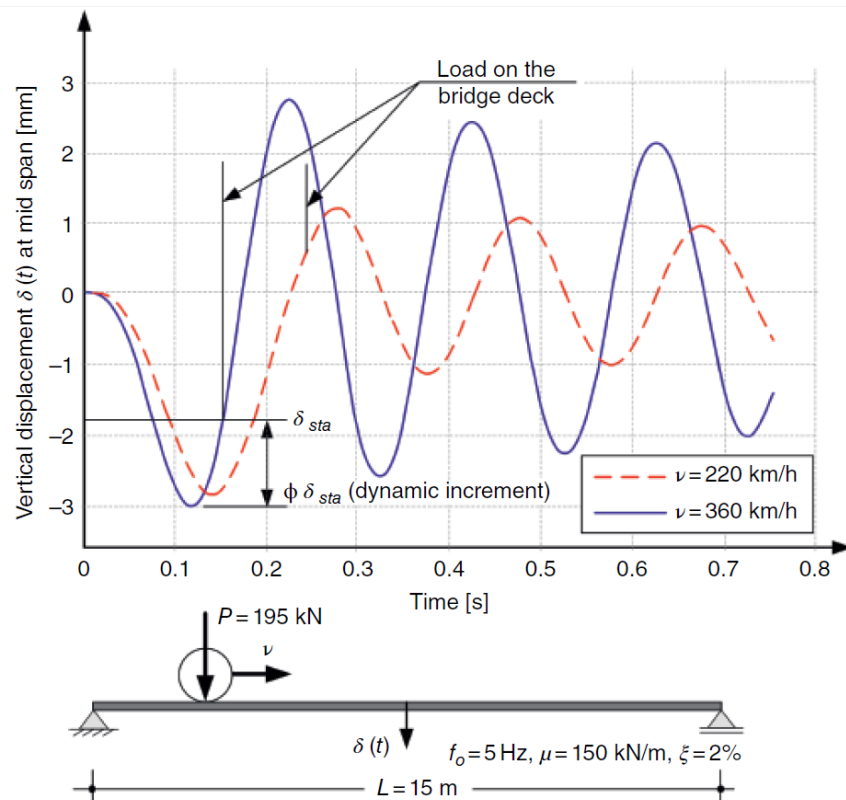


Figura 15. Variación de desplazamiento vertical a diferentes velocidades (Reis & Oliveira, 2019)

2.2.2.3. Efecto de la velocidad del vehículo en la frecuencia de vibración

Mazureck (1990) mediante un estudio experimental simulando el método de vibración ambiental concluye que la velocidad del vehículo presenta a lo más 1% de diferencia en los resultados por variación de velocidad, tal como se muestra en la figura siguiente.

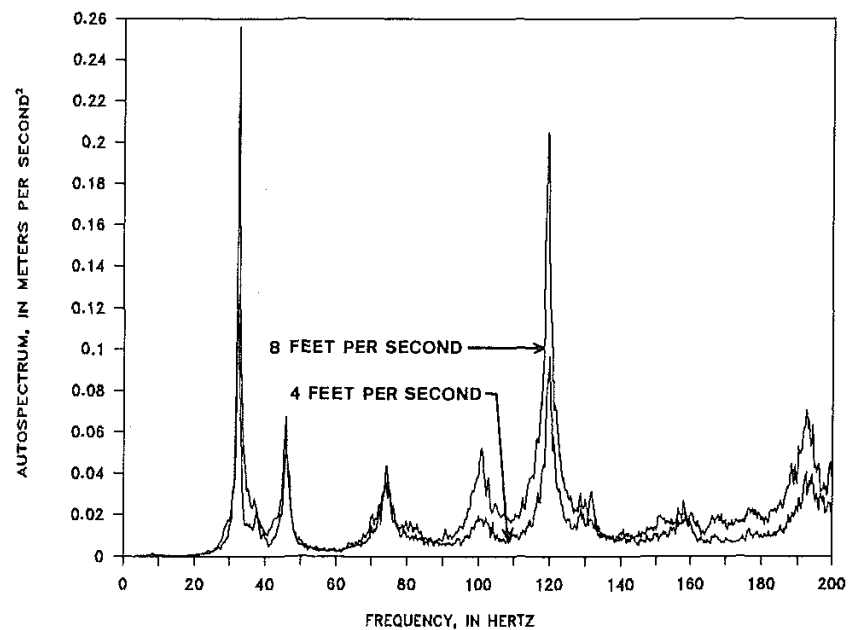


Figura 16. Frecuencia de vibración en función de la velocidad

2.2.2.4. Diferencias entre frecuencias de vibración teórica y experimental

Las frecuencias obtenidas en forma experimental y teórica en un puente reticulado cantiléver (Shama & otros, 2001) resultaron con valores muy cercanos. El análisis teórico se realizó mediante espectro de respuesta y análisis tiempo historia, resultando este último apto para evaluar el rendimiento general de la estructura sometida a varios niveles de intensidad de movimiento.

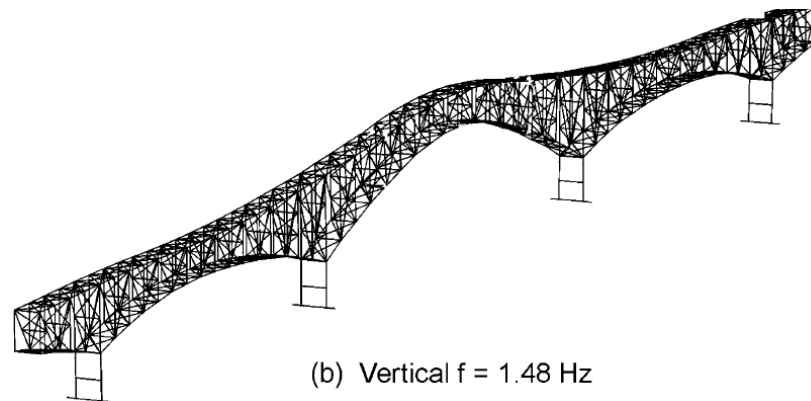


Figura 17. Frecuencia vertical teórica de un puente reticulado (Shama & otros, 2001)

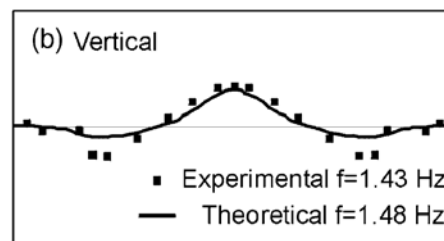


Figura 18. Comparativo de frecuencia experimental y teórica de un puente reticulado (Shama & otros, 2001)

2.2.2.5. Métodos de análisis dinámico para evaluación de puentes

Entre las técnicas para efectuar la excitación de vibraciones se encuentran; los de efectos ambientales, desplazamiento, liberación de cargas, vibradores e impacto (Instituto Mexicano del Transporte, 1999).

La excitación ambiental considera los efectos del tráfico vehicular sobre el puente, asimismo, la acción del viento sobre la estructura. Este tipo de excitación tiene la ventaja de que para su implementación no requiere suspender el tráfico.

Considerando que actualmente se cuenta con tecnología en smartphones que cuentan con acelerógrafos incorporados, el costo

de implementación es relativamente bajo, el análisis dinámico mediante el uso de acelerógrafo y procesamiento de datos mediante el software SeismoSignal nos permite conocer las frecuencias dominantes de la señal. (Florez & Lozano, 2007)

2.2.2.6. Medición de vibración como medio para la detección de daños en puentes

La medición de vibración también es utilizada como una técnica de detección de daños (Siriwardane, 2015). Los resultados son validados en un modelo de análisis por elementos finitos.

La técnica depende principalmente de las franjas de variación del parámetro modelo con respecto a la posición de daño que se obtuvo por el modelo de elementos finitos validado. El modelo de elementos finitos validado, representa más razonablemente el comportamiento estático y dinámico real del puente ferroviario en el momento de la validación, se obtuvo comparando las respuestas medidas con el modelo de elementos finitos de respuestas dadas.

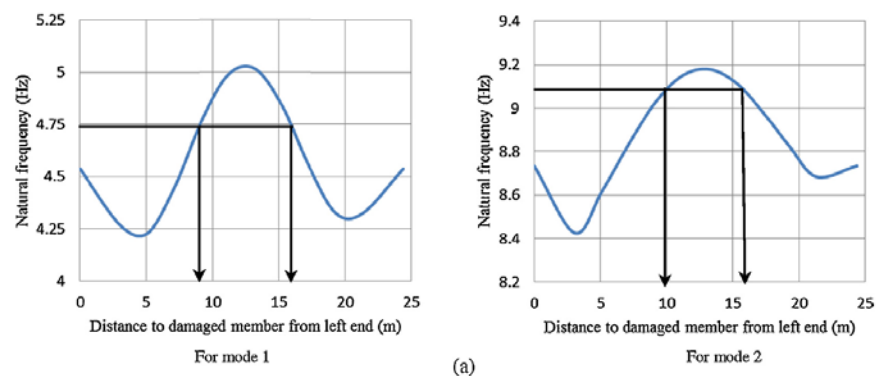


Figura 19. Variación de frecuencia natural versus distancia a la viga transversal dañada (Siriwardane, 2015)

2.2.2.7. Formulación matemática del estudio de vibraciones

El impulso producido por el paso de vehículos se convierte en un sistema con un grado de libertad excitado por una fuerza de tipo

general, cuya respuesta se obtiene mediante una integral. Uno de los métodos para la solución de estos sistemas es la integral de Duhamel, cuyo caso generalizado es:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

Ecuación 1

Donde:

m = masa;

ω_D = frecuencia angular amortiguada; $\omega = \sqrt{1 - \xi^2}$

ω = frecuencia natural del sistema; $\sqrt{(k/m)}$

k = rigidez del sistema

ξ = coeficiente de amortiguamiento;

$P(t)$ = fuerza externa en el momento τ ;

$u(t)$ = desplazamiento en el tiempo.

Para una estructura sin amortiguamiento con un grado de libertad, la Ecuación 1 se convierte en la expresión:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) \text{sen}[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

Ecuación 2 (Chopra, 2014)

Introduciendo a la integral de Duhamel la identidad trigonométrica

$$\text{sen}\omega(t-\tau) = \text{sen}\omega t \cos\omega\tau - \cos\omega t \text{sen}\omega\tau$$

Ecuación 3

Con condiciones iniciales igual a cero, se obtiene:

$$u(t) = \text{sen}\omega t \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) \cos\omega\tau d\tau - \cos\omega t \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) \text{sen}\omega\tau d\tau$$

Ecuación 4

O también:

$$u(t) = \{A(t)\text{sen}\omega t - B(t)\cos\omega t\}$$

Ecuación 5

En donde:

$$A(t) = \int_0^t P(\tau) \cos \omega \tau d\tau$$

$$B(t) = \int_0^t P(\tau) \operatorname{sen} \omega \tau d\tau$$

Ecuación 6

Para el cálculo de estas integrales se usan incrementos iguales de tiempo y los métodos de la regla trapezoidal y la regla de Simpson (Paz, 1992).

2.1. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.1. Evaluación estructural

Evaluación Estructural consiste en realizar un análisis de la estructura existente ante cargas gravitacionales y cargas dinámicas para determinar el estado de estructura utilizando estimaciones matemáticas, software especializado y ayuda de instrumentos de medición.

2.1.2. Diseño estructural

Definimos al diseño estructural como la etapa final de dimensionamiento de todos los elementos que constituyen la estructura reticulada, todo ello mediante iteraciones sucesivas hasta llegar a la selección del perfil más adecuado que sea funcional y económica teniendo en cuenta el costo y las propiedades mecánicas que posee el material.

2.1.3. Puente reticulado

Estructura compuesta de dos reticulados compuesto por una brida superior y una brida inferior, barras diagonales y montantes verticales, sometidas a tracción y compresión. Se obtienen por su facilidad en su construcción a partir de dos retículas planas.

2.1.4. Diseño por factores de carga y resistencia

El diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) es un método de diseño de componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y ensamblajes) de modo que no se exceda el estado límite aplicable cuando la estructura está sujeta a todas las combinaciones de carga apropiadas (AISC, 1999).

AASHTO (2017) establece los requerimientos de diseño y evaluación de puentes en base a parámetros que se determinaron mediante datos estadísticos.

2.1.5. Frecuencia de vibración natural

La frecuencia de vibración natural de una estructura es la oscilación o el movimiento repetitivo de un objeto alrededor de una posición de equilibrio.

La vibración natural de una estructura sólo depende de su masa y su rigidez y son independientes del desplazamiento y las velocidades iniciales del sistema.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Ecuación 7

Donde: ω_n = frecuencia circular natural de vibración (rad/s)

k = Rigidez de la estructura

m = masa de la estructura

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

Ecuación 8

T_n = Periodo natural de vibración del sistema (s)

$$f_n = \frac{1}{T_n}$$

Ecuación 9

$f_n = \text{Frecuencia cíclica natural de vibración (Hz) o (cps)}$

Los puentes reticulados en servicio están permanentemente sometidos al movimiento oscilatorio debido a la circulación de los vehículos, principalmente en la dirección vertical.

A partir de datos obtenidos mediante un acelerógrafo, se pueden obtener las coordenadas de aceleración, velocidad, desplazamiento en función al tiempo, como también las frecuencias y amplitudes mediante el uso de un software o matemáticamente, debiendo de realizar las correcciones necesarias a los datos obtenidos.

2.1.6. Capacidad de carga viva vehicular por metodología LRFR

El concepto general tras el procedimiento LRFR para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes consiste en el cálculo de un factor de capacidad de carga viva vehicular, denominado como el factor de capacidad.

La principal ventaja de la metodología LRFR consiste en que el factor de capacidad obtenido se puede utilizar como herramienta para la toma de decisiones sobre la posible rehabilitación o clausura de la estructura.

Otra ventaja es que la metodología LRFR permite el uso de los factores de distribución de la carga viva incluidos en AASHTO LRFD (siempre y cuando se cumplan los requisitos mínimos establecidos para su aplicación), lo que hace mucho más sencillo el análisis estructural para las diferentes cargas vivas vehiculares a evaluar.

Además, la metodología toma en cuenta la redundancia de la superestructura y el deterioro que tiene el elemento analizado en el momento de la evaluación, mediante la aplicación de un factor de condición el cual modifica la resistencia de los elementos según su deterioro.

$$FC = \frac{\text{Capacidad} - \text{Efecto de carga muerta}}{\text{Efecto de carga viva}}$$

Ecuación 10

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.

Otra ventaja es que la metodología LRFR permite el uso de los factores de distribución de la carga viva incluidos en AASHTO LRFD (siempre y cuando se cumplan los requisitos mínimos establecidos para su aplicación), lo que hace mucho más sencillo el análisis estructural para las diferentes cargas vivas vehiculares a evaluar.

Además, la metodología toma en cuenta la redundancia de la superestructura y el deterioro que tiene el elemento analizado en el momento de la evaluación, mediante la aplicación de un factor de condición el cual modifica la resistencia de los elementos según su deterioro.

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis general

La metodología AASHTO LRFD 2017 es un procedimiento racional para la evaluación y diseño estructural de puentes reticulados.

3.1.2. Hipótesis específicas

- La evaluación por capacidad de carga viva vehicular por metodología LRFR del AASHTO 2017, es el más racional para la evaluación de puentes reticulados.
- El análisis de vibración mediante acelerógrafos permite determinar el comportamiento dinámico por efectos de carga vehicular de puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017.
- El diseño estructural según AASHTO LRFD 2017 teniendo en cuenta el comportamiento dinámico nos permite obtener un diseño más racional de un puente reticulado.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación según la finalidad que persigue, corresponde a una investigación aplicada, puesto que busca proponer una aplicación inmediata para la evaluación de puentes, teniendo en cuenta la teoría existente.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Corresponde a una investigación explicativa, ya que con los datos obtenidos se pretende explicar las condiciones en la que se encuentra una infraestructura.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

La población de estudio consiste en el universo de puentes cuya configuración estructural es de tipo reticulado y que correspondiente a la red vial nacional del Perú.

La muestra obtenida representa un muestreo no probabilístico por ser un estudio de caso seleccionado intencionalmente y corresponde al puente Internacional de Ilave, ubicado en la Provincia de El Collao, Región Puno, zona sísmica 3, cuya estructura consta de reticulados de estructura metálica.

3.5. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para la evaluación estructural se tomaron las dimensiones de cada elemento del puente en caso de no tener acceso a los planos de la estructura. Con las dimensiones obtenidas se procedieron a modelar en el software CSIBridge y así obtener los datos de esfuerzos por diferentes casos y combinaciones de carga según LRFD. Para determinar el desplazamiento vertical de la estructura se utilizó acelerógrafos para obtener valores de vibración de la estructura.

Los datos de entrada se obtienen de los parámetros y recomendaciones de la metodología LRFD tanto para la evaluación y diseño del puente reticulado. El procesamiento de datos se realiza mediante el método de elementos finitos mediante el uso del software CSIBridge, obteniéndose en cada caso los datos de salida para su análisis respectivo.

Para obtener datos dinámicos del puente, se usó un acelerógrafo al centro de la luz del puente en condiciones de operación con carga vehicular normales. Adicionalmente se registraron las velocidades y categorías de los vehículos que pasaron por el puente.

3.6. ANÁLISIS DE DATOS

Los datos se analizaron mediante la comparación de resultados expresados en gráficos, y cuadros y procedimientos matemáticos de cálculo, empleando para ello ratios y recomendaciones de AASHTO LRFD 2017.

Los datos obtenidos del acelerógrafo se filtraron mediante el software SeismoSignal. La aceleración obtenida en el tiempo nos proporciona datos de velocidad y desplazamientos del puente, así como las frecuencias del puente para cada caso de carga vehicular.

CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO SITUACIONAL/ CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1. DESCRIPCIÓN DE PROBLEMA FOCALIZADO

4.1.1. Presentación del nudo crítico (Fotografías del caso específico)



Figura 20. Imagen satelital del puente a evaluar

4.1.2. Características relevantes del caso

El puente fue diseñado para diferentes condiciones de carga. Cabe indicar que al momento de su puesta en servicio no existía una normativa de diseño implementado en el Perú. El puente fue construido en la década del 80 y recién en el año 2003 se implementa el Manual de Diseño de Puentes mediante el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

4.2. ANÁLISIS DE FACTORES CRÍTICOS

4.2.1. Causas

La inexistencia de una metodología para el diseño de puentes reticulados de acero.

Carencia de una metodología de evaluación de puentes reticulados de acero como normativa nacional.

4.2.2. Consecuencias

Daños ocasionados o colapso de estructuras ante la falta de información sobre la capacidad real vehicular de las estructuras.

4.3. DIFICULTAD A RESOLVER

Al no existir procedimiento específico ni norma nacional para la evaluación de puentes reticulados, se requiere del planteamiento de un procedimiento para la evaluación de puentes reticulados teniendo en cuenta la normativa AASHTO existente.

En cuanto al diseño de puentes reticulados se debe precisar el procedimiento de diseño tanto manual o mediante la utilización de software especializado.

CAPÍTULO V: PROPUESTA DE INNOVACIÓN

5.1. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

5.1.1. Aplicación de la metodología LRFR para la evaluación de puentes reticulados

La capacidad de carga vehicular de un puente reticulado se evalúa según los factores y esfuerzos obtenidos en la etapa de análisis estructural, siguiendo los lineamientos de la metodología LRFR.

La ecuación principal a evaluar es:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

Ecuación 11

$$C = \varphi_C \varphi_S \varphi R_n$$

Ecuación 12

$$\varphi_C \varphi_S \geq 0.85$$

Para estado límite de servicio:

$$C = f_R$$

RF = Factor de capacidad

f_R = Resistencia especificada en el código LRFD

R_n = Resistencia nominal del miembro (inspeccionado)

DC = Efecto de carga muerta debido a componentes estructurales y accesorios;

DW = Efecto de carga muerta debido a la superficie de rodamiento y accesorios;

P = Cargas permanentes distintas a las cargas muertas

- LL = Efecto de carga viva;
- IM = Factor de carga dinámica (33%)
- γ_{DC} = Factor de carga LRFD para componentes estructurales y accesorios;
- γ_{DW} = Factor de carga LRFD para superficies de desgaste y servicios públicos;
- γ_P = Factor de carga LRFD para cargas permanentes que no sean cargas muertas = 1.0
- γ_{LL} = Factor de carga LRFD para carga viva;
- ϕ_s = Factor de sistema;
- ϕ_c = Factor de condición estructural en que se encuentra el elemento;
- ϕ = Factor de resistencia LRFD;

Tabla 1. Estados límite y factores de carga para evaluación de carga para puentes de acero

Estado límite	Carga muerta		Carga de diseño		Carga Legal	Carga permitida
	γ_{DC}	γ_{DW}	Inventario γ_{LL}	Operación γ_{LL}	γ_{LL}	γ_{LL}
Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tablas 6A.4.4.2.3a-1 y 6A.4.4.2.3b-1	---
Resistencia II	1.25	1.50	---	---	---	Tabla 6A.4.5.4.2a-1
Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	
Fatiga	0.00	0.00	0.75*	---	---	1.00*

Tabla 6A.4.2.2-1 Fuente: (AASHTO, 2011)

(*) Verificación opcional. Las tablas 6A.4.4.2.3a-1, 6A.4.4.2.3b-1 y 6A.4.5.4.2a-1, se refieren a las tablas (AASHTO, 2011).

El factor del sistema ϕ_s , se da en la siguiente tabla:

Tabla 2. Factor del sistema

Tipo de superestructura	ϕ_s
Miembros soldados de dos vigas/reticulados/Puentes Arco	0.85
miembros remachados de dos vigas/reticulados/Puentes Arco	0.90
Miembros múltiples de barras en reticulados	0.90
Puentes con 03 vigas con espaciado ≤ 6.0 pies	0.85
Puentes con 04 vigas con espaciado ≤ 4.0 pies	0.95
Todos los puentes viga y puentes losa	1.00
Viguetas en losas >12.0 pies y largueros no continuos	0.85
Subsistemas redundantes y largueros de entre pisos	1.00

Fuente: Tabla 6A.4.2.4-1 (AASHTO, 2011)

Los factores de carga para la evaluación de carga para diferentes tipos de materiales se dan en el siguiente cuadro.

Los factores ϕ LRFD para diferentes casos son:

Tabla 3. Factores de resistencia LRFD para diferentes casos

CASO	ϕ
Elementos de acero en tracción	0.90
Elementos de acero en compresión	0.90
Elementos de acero en flexión	0.90
Elementos de acero en corte	0.60
Elementos de concreto en flexión	0.90
Elementos de concreto en corte	0.80

Fuente: (AISC 360-16, 2016)

El factor de condición ϕ_c , está dado por:

Tabla 4. Factor de condición de la estructura

CONDICIÓN ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO	FACTOR DE CONDICIÓN ϕ_c
Buena o satisfactoria	1.00
Aceptable	0.95
Pobre	0.85

Fuente: (AASHTO, 2011)

5.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA PROPUESTA

El procedimiento de evaluación LRFR, se resume en el siguiente esquema:

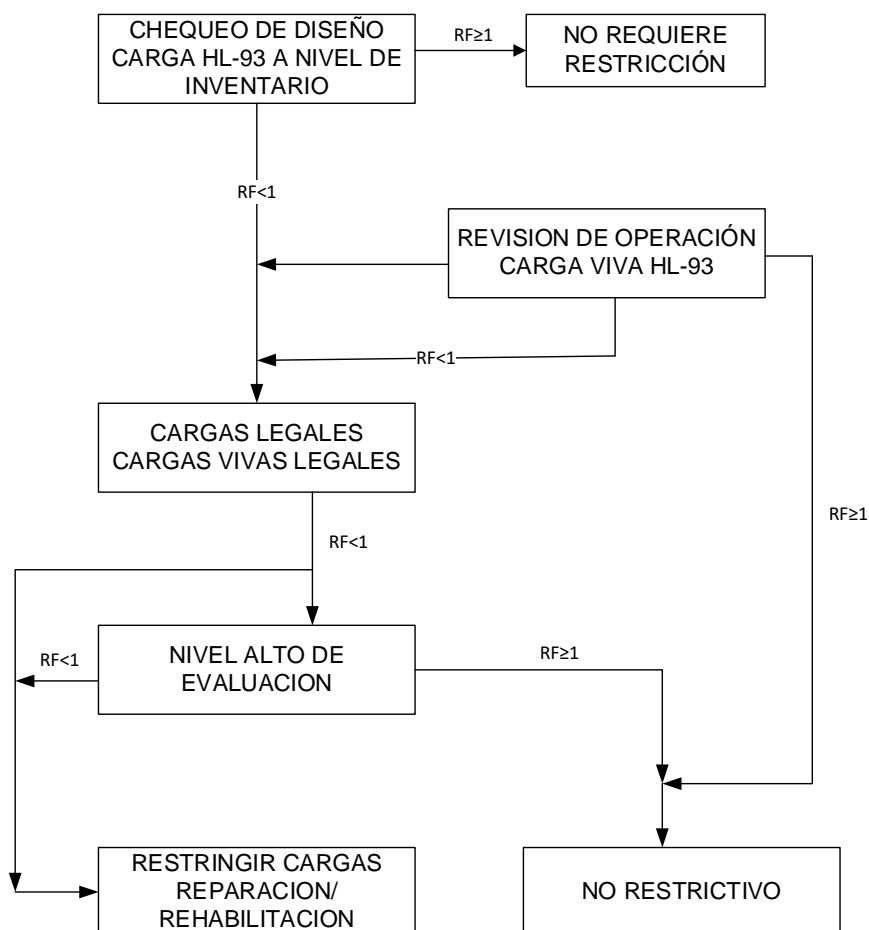


Figura 21. Diagrama de procedimiento de evaluación LRFR (AASHTO)

De manera análoga se propone un propone la estructura para el diseño de puentes reticulados.

5.2.1. Aplicación de la metodología LRFD para el diseño de puentes reticulados

La primera publicación de especificaciones para el uso de carga vivas en puentes por AASHTO fue en 1931, designando las cargas como H20, H15 y H10, los cuales representaban camiones de diseño de 2 ejes de 20, 15 y 10 toneladas (McCormac, 2010). Actualmente se usa el camión de diseño HL-

93 que consiste en una combinación de camión de diseño y carga de carril de diseño.

Para el dimensionamiento de puentes reticulados es necesario tener en cuenta las proporciones recomendadas entre la luz y altura del reticulado.

La relación óptima entre la altura y luz para los puentes de acero reticulado de luz intermedia está dentro del rango de $1/7$ y $1/10$ para dos carriles de tránsito y entre $1/8$ y $1/12$ para un solo carril, independientemente del tipo de losa (Maraveas, Papagiannakis, Miamis, & Tasiouli, 2014).

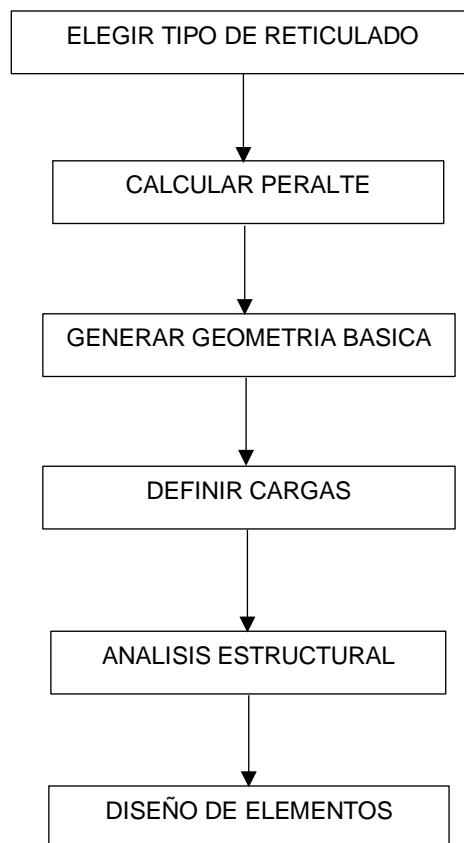


Figura 22. Esquema de diseño de puentes reticulados. Elaboración propia

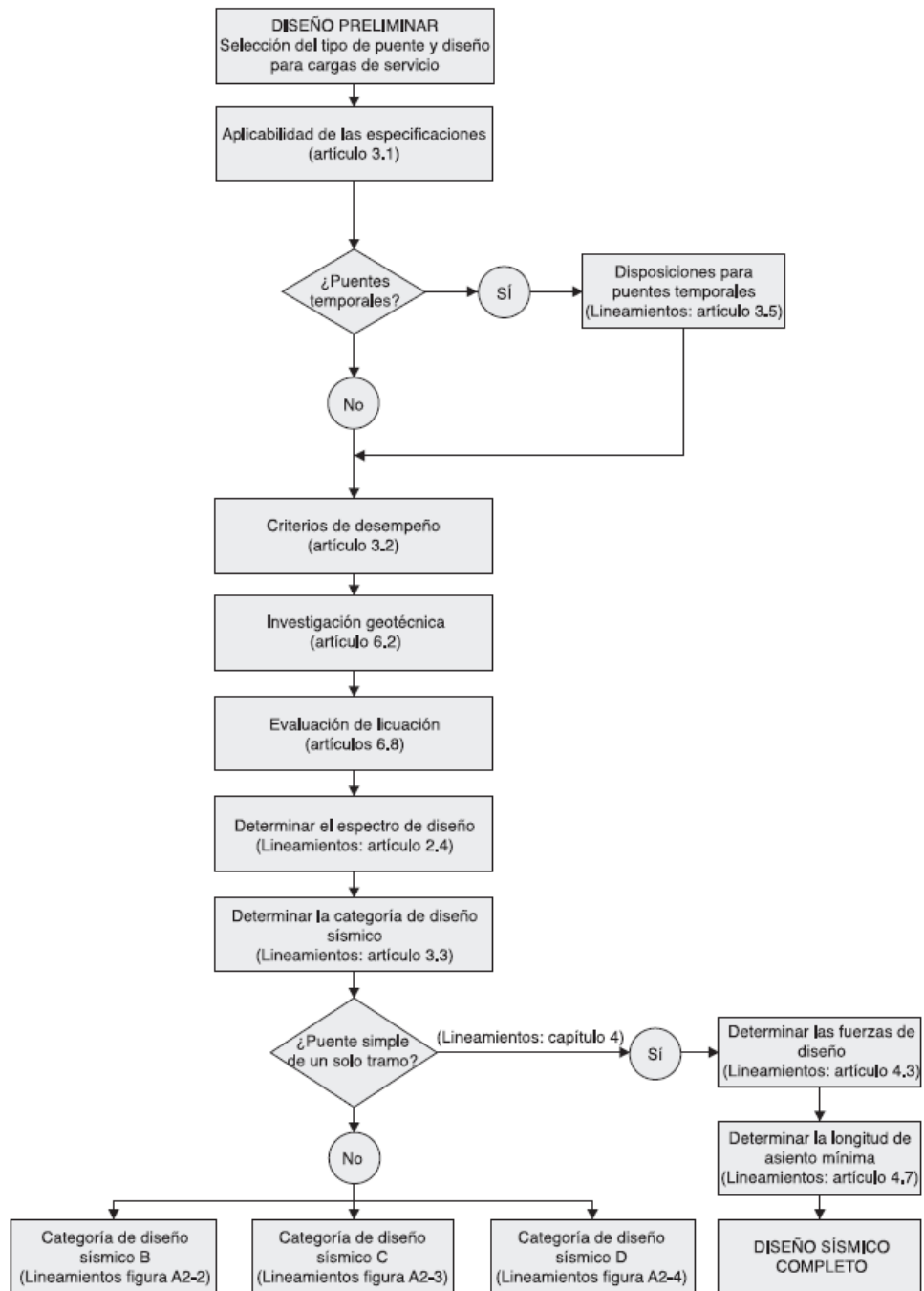


Figura 23. Diagrama de diseño de puentes según AASTHO

Para el procedimiento de diseño se toman en cuenta las consideraciones AASHTO.

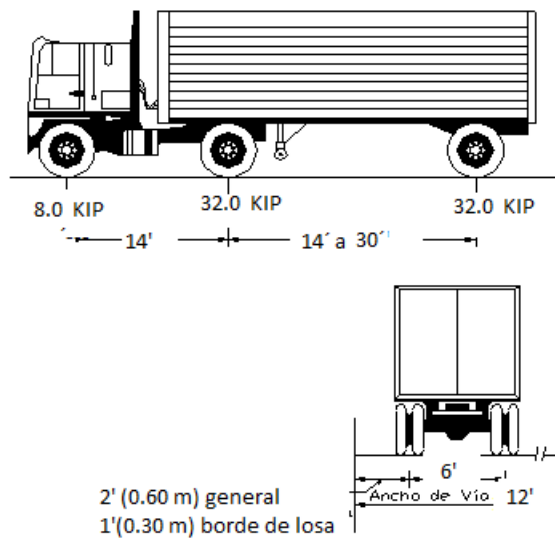


Figura 24. Camión de diseño HL-93

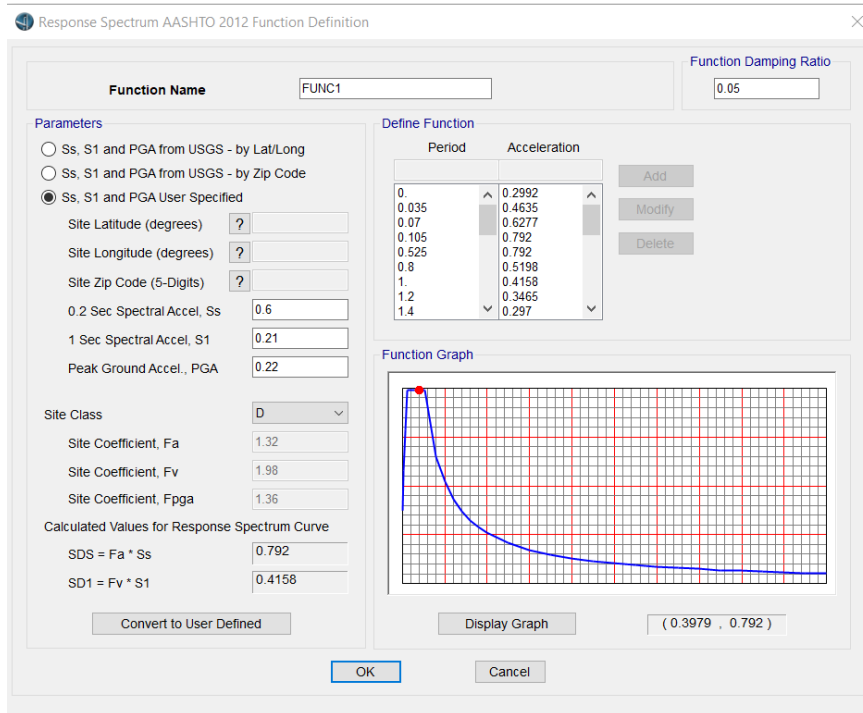


Figura 25. Espectro de Respuesta de diseño para el Puente llave

Tabla 5. Factores de carga y combinaciones de carga para diseño

Combinación de Cargas Estado Límite	DC																					
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_P	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	γ_P	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	γ_P	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.0	γ_{EQ}	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{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	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Manual de diseño de Puentes, MTC

Las diferentes combinaciones de carga se refieren a:

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA I – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.

FATIGA II – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo.

Cargas Permanentes:

CR = efectos debido al creep

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo el jacking de construcciones segmentales en voladizo.

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

PS = fuerzas secundarias de postensado

SH = contracción

Cargas Transitorias:

BL = explosiones

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

5.3. DESCRIPCIÓN DE LA VIABILIDAD DE LA PROPUESTA

El método de evaluación de carga vehicular LRFR para puentes reticulados resulta ser un procedimiento rápido, sin embargo, tiene la desventaja de evaluar solo los estados límite de resistencia, servicio y fatiga, dejando de lado otros casos como las combinaciones de evento extremo que podrían ser críticos en algunas zonas o en algunos elementos de la estructura.

Es sumamente sencillo medir las aceleraciones verticales de la estructura al centro de luz con un acelerógrafo. Para la evaluación del caso de estudio se utilizó un equipo cuyo sensor tiene las siguientes características:

Nombre: Acelerómetro KX023

Marca: KIONIX;

Versión: 1;

Resolución: 0.00958251m/s²;

Rango máximo: 39.240005;

Potencia: 0.135mW

CAPÍTULO VI: LOS RESULTADOS

6.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO

Se realiza la toma de dimensiones en campo teniendo en cuenta los espesores de los diferentes elementos que constituyen la estructura para poder proceder con la verificación. Se utilizaron cinta métrica para medir las longitudes de los elementos y vernier para medir los espesores de los elementos.

Se elaboraron los planos tal como se encontraron en campo para ingresar los datos al software CsiBridge.

6.1.1. RESULTADOS DE EVALUACIÓN LRFR

Según la metodología LRFR, interesa evaluar las condiciones de esfuerzos axiales por casos de Inventario, por peso propio y Resistencia I, cuyos resultados se evalúan para conocer los factores de capacidad que nos llevan a decidir si se restringen las cargas, se reparan las estructuras, se rehabilitan o no se restringen cargas.

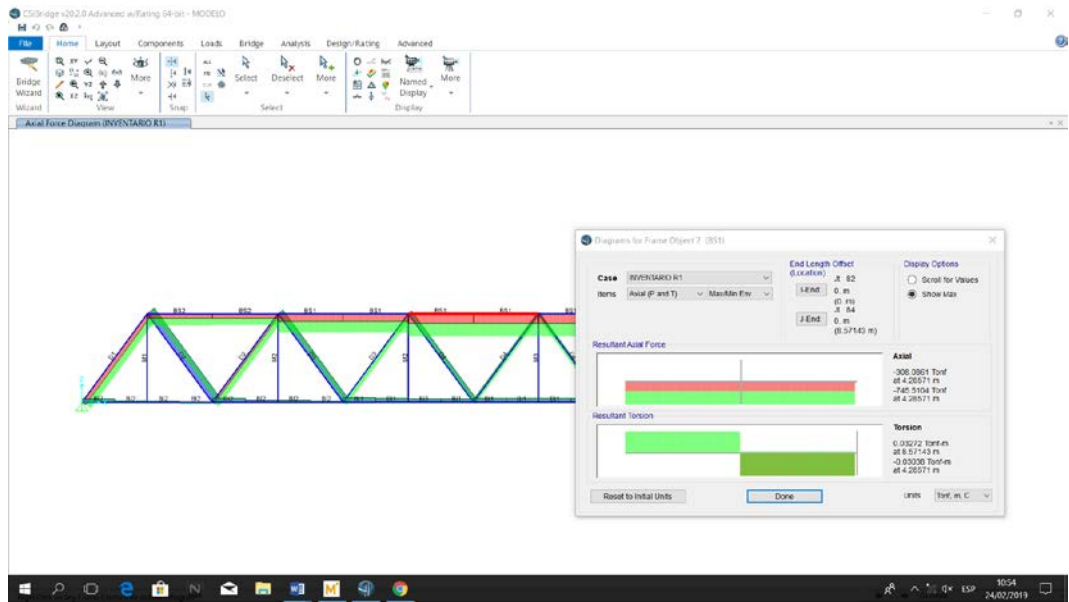


Figura 26. Esfuerzos axiales en la brida superior BS1 por Inventario

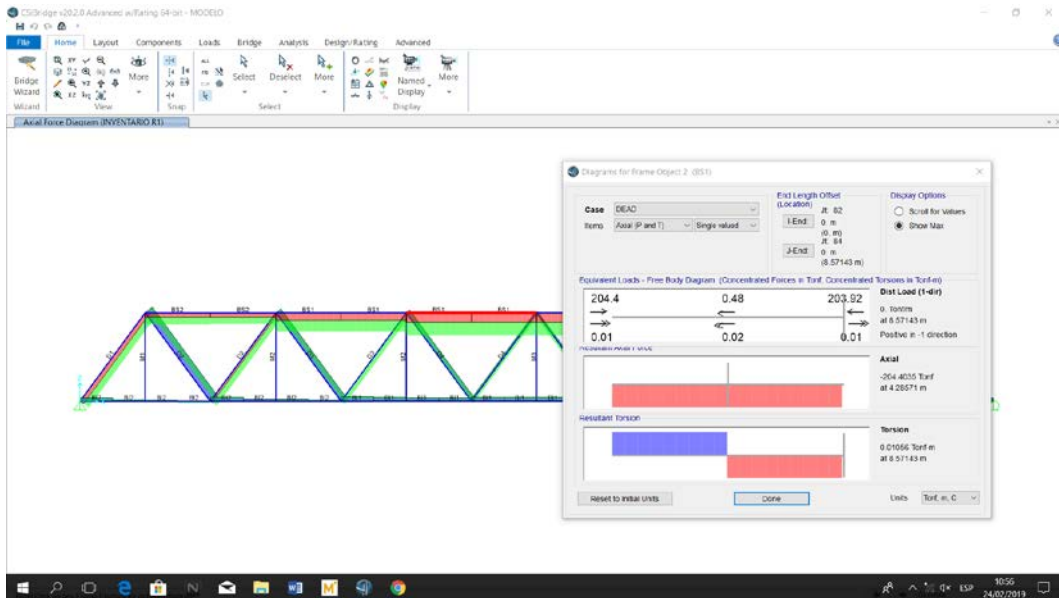


Figura 27. Esfuerzo axial de la brida superior BS1 por peso propio

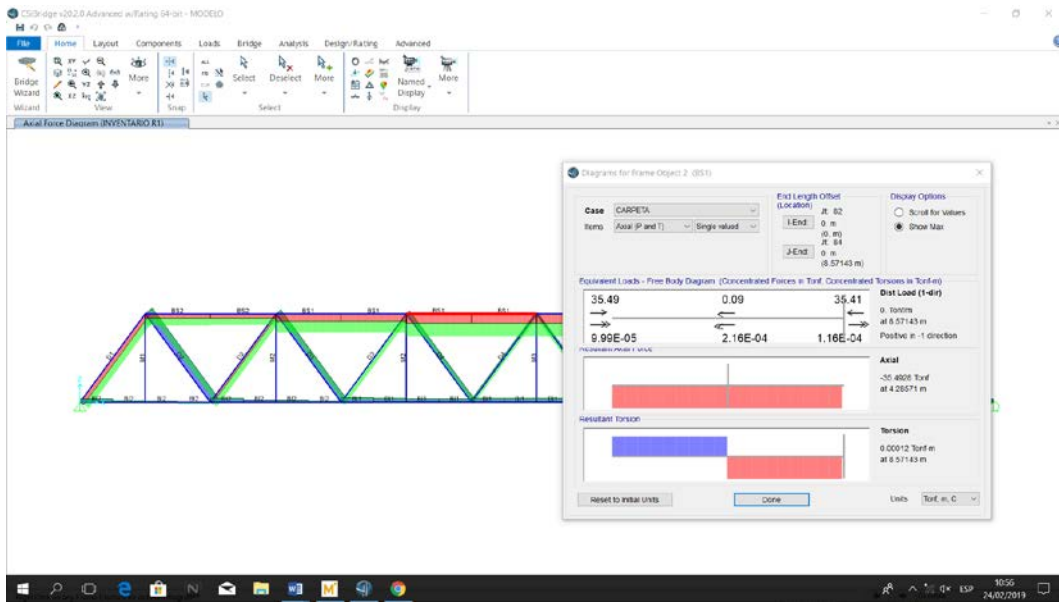


Figura 28. Esfuerzo axial de la brida superior BS1 por caso de carpeta asfáltica

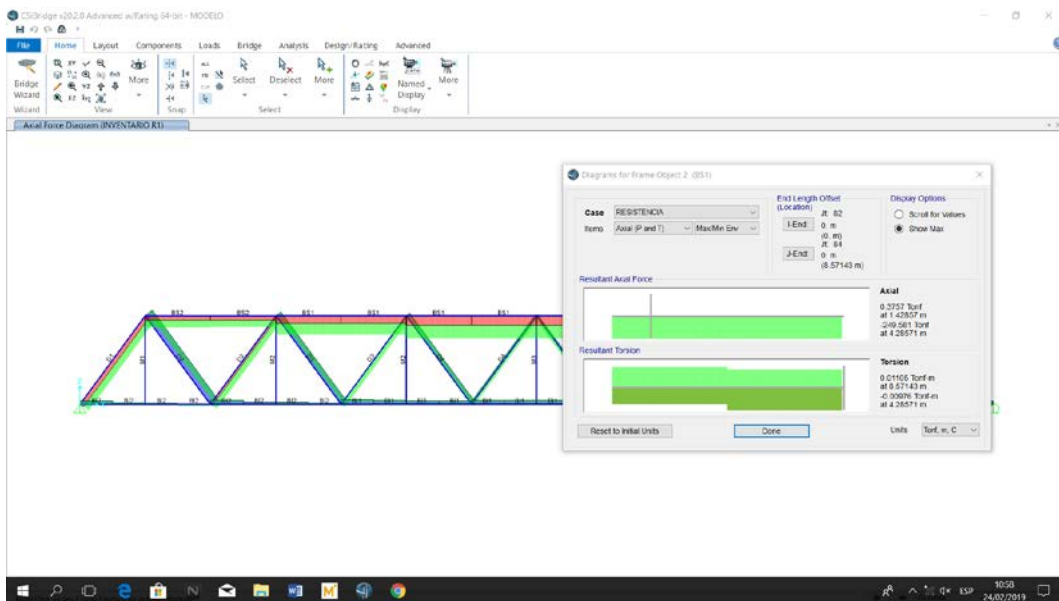


Figura 29. Esfuerzos axiales por caso de carga vehicular

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA VEHICULAR DE LA
BRIDA SUPERIOR BS1

$$\phi_S := 0.90$$

$$\phi_C := 1.00$$

$$\phi := 0.9$$

$$R_n := -1053.6 \text{ tonf}$$

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

$$\gamma_{DW} := 1.5$$

$$\gamma_{LL} := 1.75$$

$$DC := -204.73 \text{ tonf}$$

$$DW := -35 \text{ tonf}$$

$$LL := -249.6 \text{ tonf}$$

$$RF := \frac{\phi_S \cdot \phi_C \cdot \phi \cdot R_n - (\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW)}{\gamma_{LL} \cdot LL} = 1.25$$

Se concluye que la brida superior BS1 tiene una sobre resistencia a la carga vehicular de diseño de 25%, por lo tanto, no requiere ninguna restricción en el uso del puente.

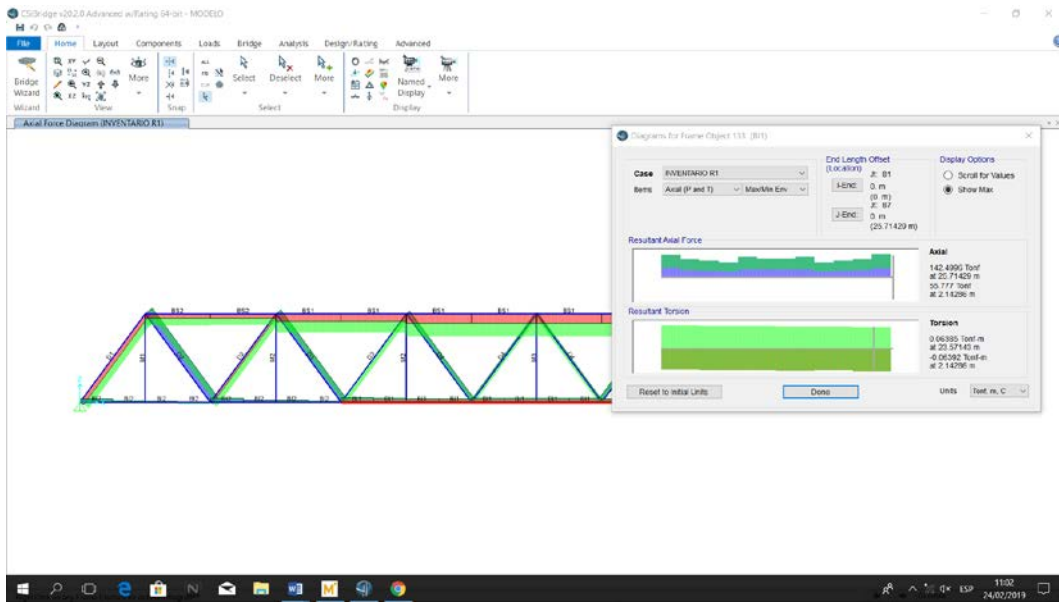


Figura 30. Esfuerzo axial de la brida inferior a tracción a nivel de inventario

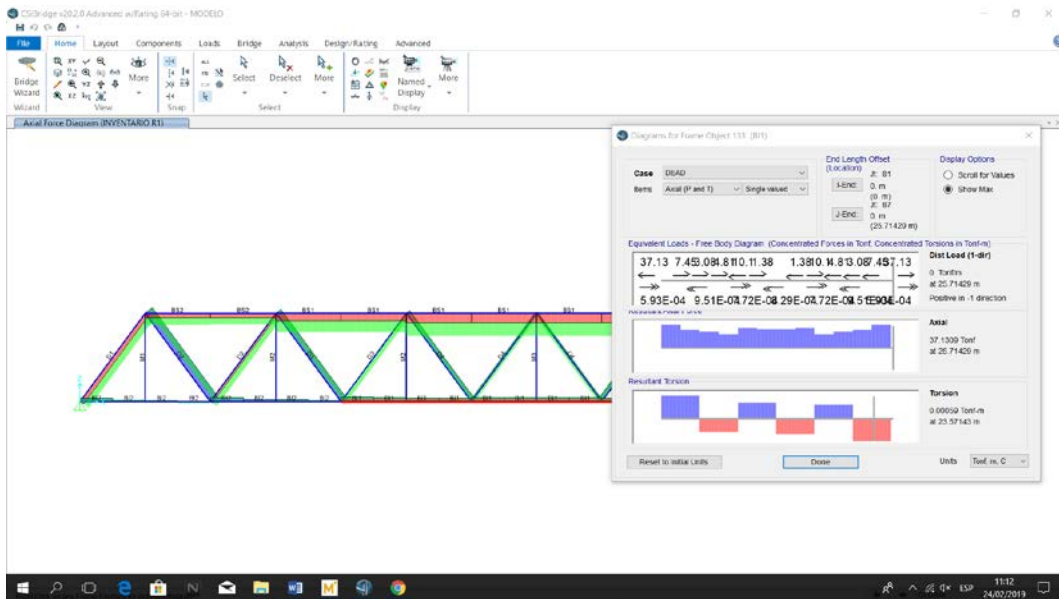


Figura 31. Esfuerzo axial de brida inferior BI1 por peso propio

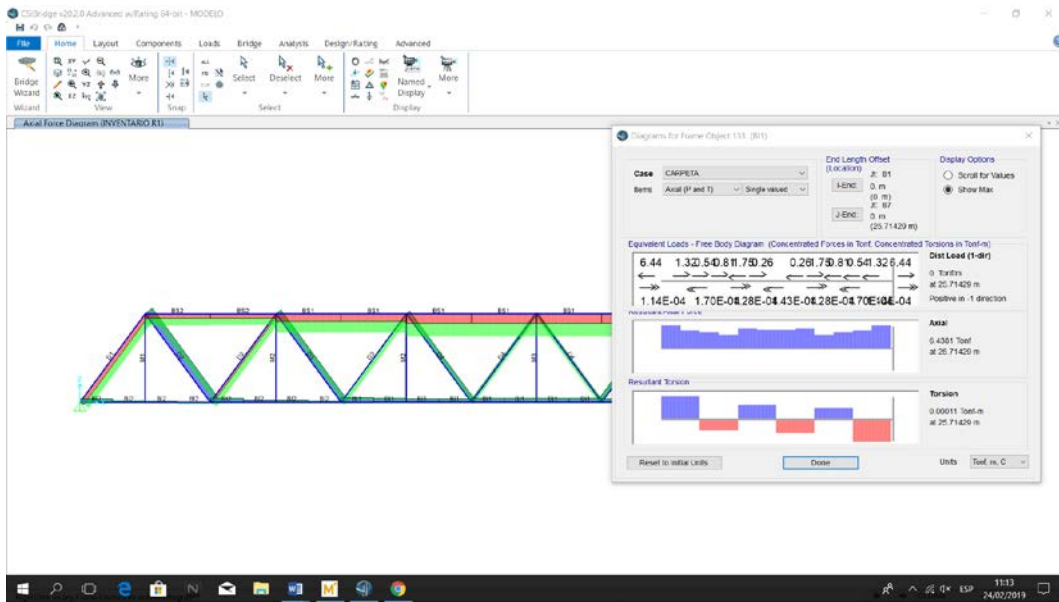


Figura 32. Esfuerzo axial de la brida inferior BI1 por peso de carpeta asfáltica

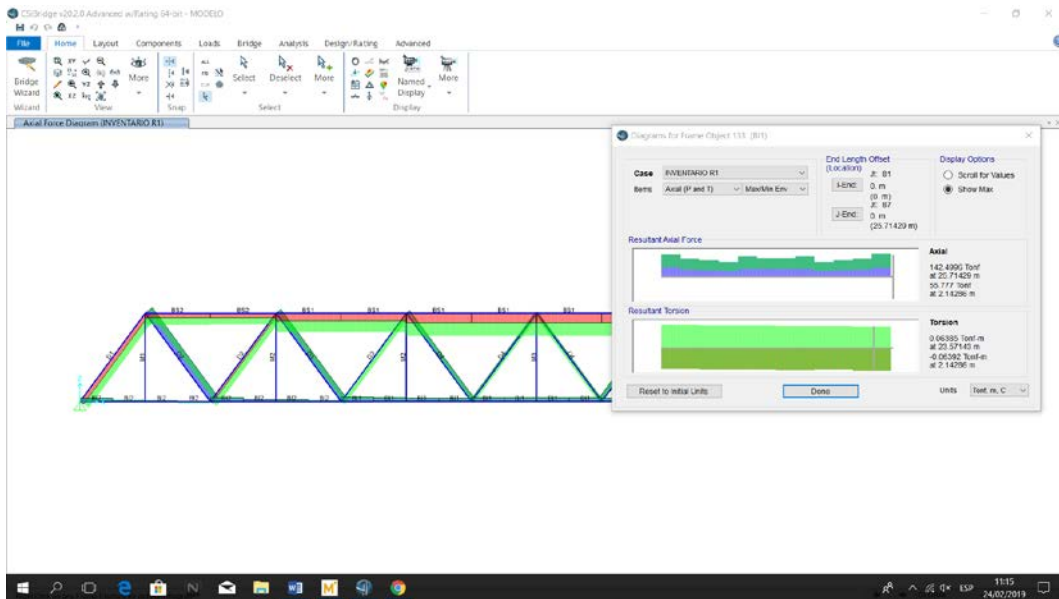


Figura 33. Esfuerzo axial de la brida inferior BI1 por caso de carga vehicular

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA VEHICULAR ELEMENTO BI1

$$\phi_S := 0.90$$

$$\phi_C := 1.00$$

$$\phi := 0.9$$

$$R_n := 198.28 \text{ tonf}$$

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

$$\gamma_{DW} := 1.5$$

$$\gamma_{LL} := 1.75$$

$$DC := 37.13 \text{ tonf}$$

$$DW := 6.44 \text{ tonf}$$

$$LL := 49.39 \text{ tonf}$$

$$RF := \frac{\phi_S \cdot \phi_C \cdot \phi \cdot R_n - (\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW)}{\gamma_{LL} \cdot LL} = 1.21$$

La brida inferior BI1 tiene una sobre resistencia a la carga vehicular del 20%

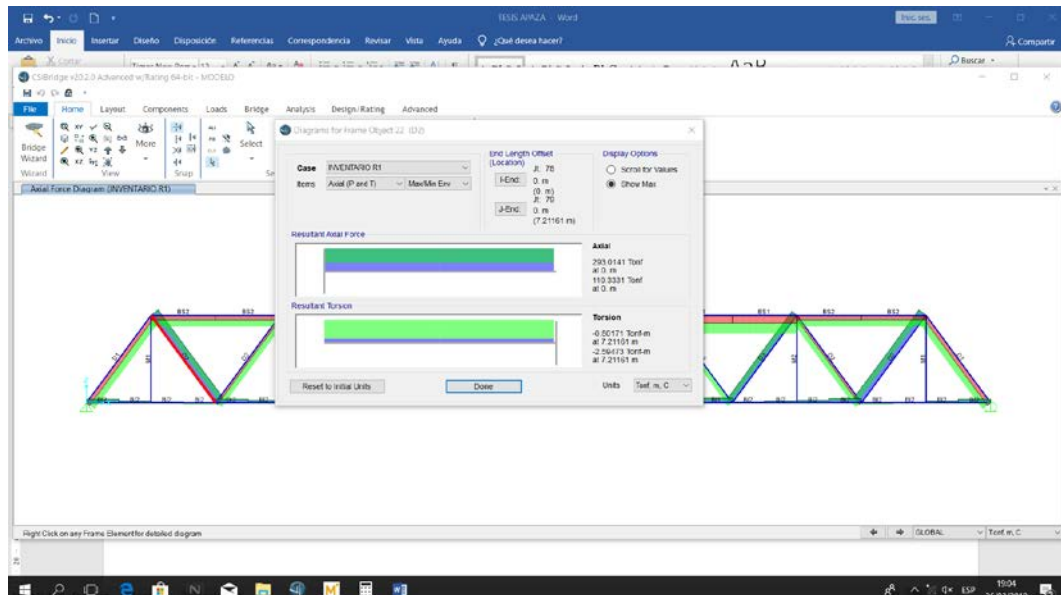


Figura 34. Esfuerzo axial del elemento diagonal D2 a nivel de inventario

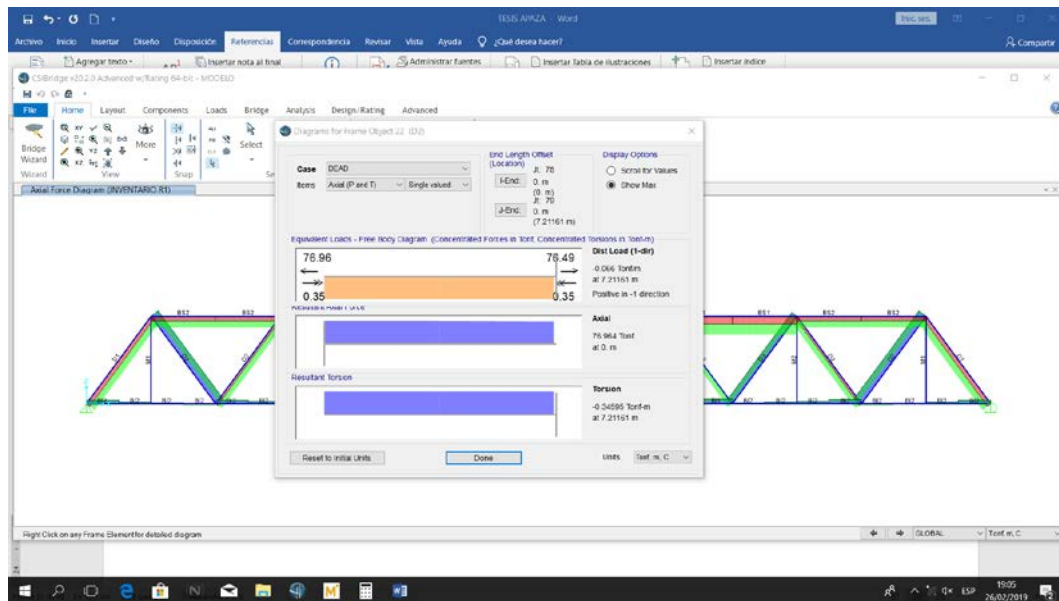


Figura 35. Esfuerzo axial de la barra diagonal D2 por peso propio

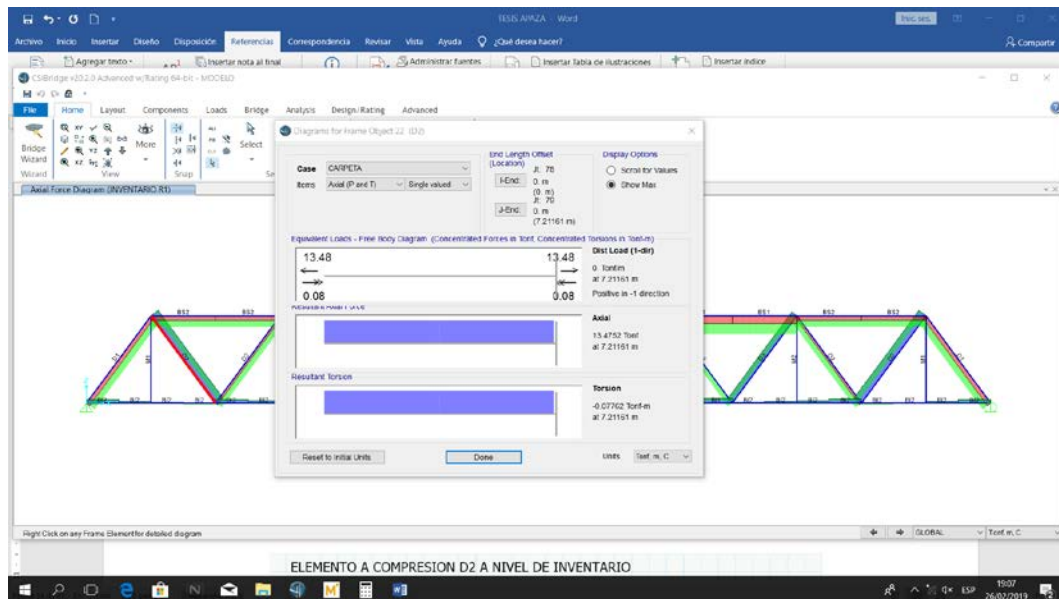


Figura 36. Esfuerzo axial del elemento D2 por carpeta asfáltica

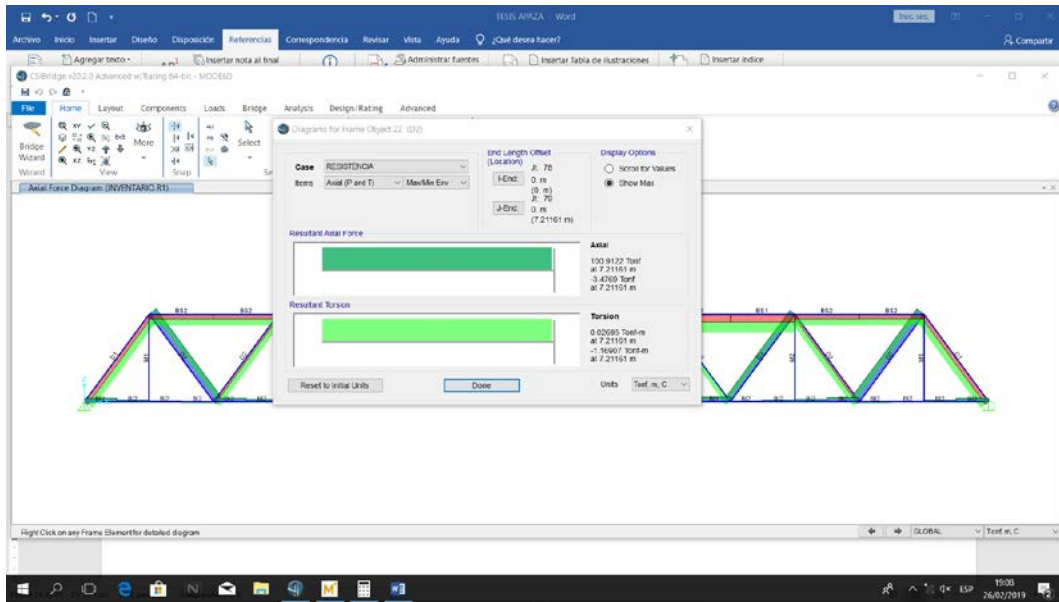


Figura 37. Esfuerzo axial del elemento D2 por carga vehicular

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA VEHICULAR ELEMENTO D2

$$\phi_S := 0.90$$

$$\phi_C := 1.00$$

$$\phi := 0.9$$

$$R_n := 403.34 \text{ tonf}$$

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

$$\gamma_{DW} := 1.5$$

$$\gamma_{LL} := 1.75$$

$$DC := 76.96 \text{ tonf}$$

$$DW := 13.47 \text{ tonf}$$

$$LL := 100.91 \text{ tonf}$$

$$RF := \frac{\phi_S \cdot \phi_C \cdot \phi \cdot R_n - (\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW)}{\gamma_{LL} \cdot LL} = 1.19$$

De los cálculos previos, se presenta un cuadro resumen de los factores de capacidad encontrados.

Tabla 6. Resumen de factores de capacidad

ELEMENTO	FACTOR DE CAPACIDAD (FC)
Brida superior a compresión BS1 a nivel inventario	1.25
Brida inferior a tracción BII	1.21
Diagonal D2	1.19

Elaboración propia

Como es de observar, los elementos críticos del puente reticulado tienen factores de capacidad mayores a 1, por lo que la estructura no requiere restricciones de circulación de vehículos diseñados para su capacidad.

6.1.2. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Mediante un acelerógrafo se obtuvo datos de aceleración de la estructura bajo carga vehicular en condiciones de operación normales, graficándose los datos mediante el software SeismoSignal. El acelerógrafo se ubicó en el

tramo central del puente y al centro de luz, tal como se aprecia en el siguiente gráfico.



Se han realizado mediciones en condiciones ambientales para conocer las características dinámicas del puente en cuanto a la vibración del puente obteniéndose una frecuencia máxima de 2.136 Hz, lo cual es ligeramente menor al calculado mediante el uso de software CsiBridge (2.147 Hz).

Asimismo, se obtuvo un desplazamiento vertical máximo de 5.5 cm al paso de un vehículo de categoría T2S3 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) con peso bruto de 43 Toneladas de acuerdo al Reglamento Nacional de vehículos. La deflexión máxima de acuerdo al Manual de Diseño de Puentes para cargas vehiculares y peatonales es de Longitud/1000; siendo la luz por tramo del puente de 60m, la deflexión máxima sería de 0.06m o de 6 cm, por lo que la deflexión de 5.5cm está dentro del límite permitido.

La capacidad nominal del puente es de 36 toneladas lo cual es inferior al vehículo de 43 toneladas, por lo que se concluye que el puente aún está en condiciones de operación normales.

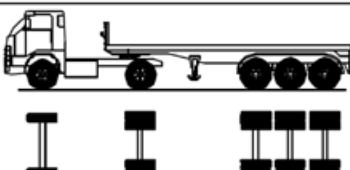
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)	
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores				
			1°	2°	3°	4°		
T2S3		20,50	7	11	25	---	---	43

Figura 38. Peso de vehículo T2S3

Se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos verticales al centro de luz del puente y en el tramo central del puente, a condiciones

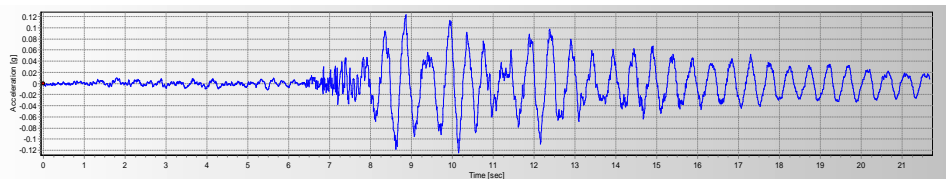
ambientales de servicio, con diferentes tipos de vehículos y velocidades de paso registradas. El tiempo registrado corresponde a un paso de 180m.

Tabla 7. Resultados de medición de frecuencias para diferentes vehículos

N° de Medición	Tiempo (s)	Velocidad (km/h)	Amplitud de Fourier	Frecuencia (Hz)	Desplaz. (cm)	Categoría vehículo
1	12	55	0.085	2.136	-1.230	Auto
2	12	55	0.027	2.085	-3.360	C2
3	18	35	0.031	2.130	-5.501	T2S3
4	8	80	0.006	2.035	-0.369	Auto
5	13	50	0.005	1.933	-4.209	Combi rural
6	10	65	0.076	2.085	-3.337	B2
7	21	30	0.237	2.035	-2.381	C3
8	12	55	0.020	2.136	-1.726	C2
9	15	45	0.085	2.136	-2.005	T2S3
10	11	60	0.038	2.085	-1.755	C2
11	19	35	0.141	2.060	-1.671	T2S3
12	14	45	0.031	2.085	-1.512	T3S3
13	29	20	0.061	2.136	-1.246	C3
14	16	40	0.154	2.136	-1.480	C2
15	9	70	0.014	2.136	-0.883	T3S3
16	7	95	0.144	2.111	-1.625	Combi rural
17	13	50	0.187	2.111	-1.150	C2
18	12	55	0.014	2.136	-1.460	C2
19	14	45	0.044	2.111	-0.394	B3-1
20	9	70	0.033	2.136	-0.716	Combi rural
21	12	55	0.023	2.111	-1.793	T3S3

Elaboración propia

La etapa de procesamiento de datos comprende la corrección por línea base y el filtrado de la señal. Se presenta las coordenadas de aceleración, velocidad, desplazamiento y frecuencia para el caso de medición 7 que corresponde a un volquete de 12 m³ cargado de hormigón, a una velocidad de paso de 30km/h.



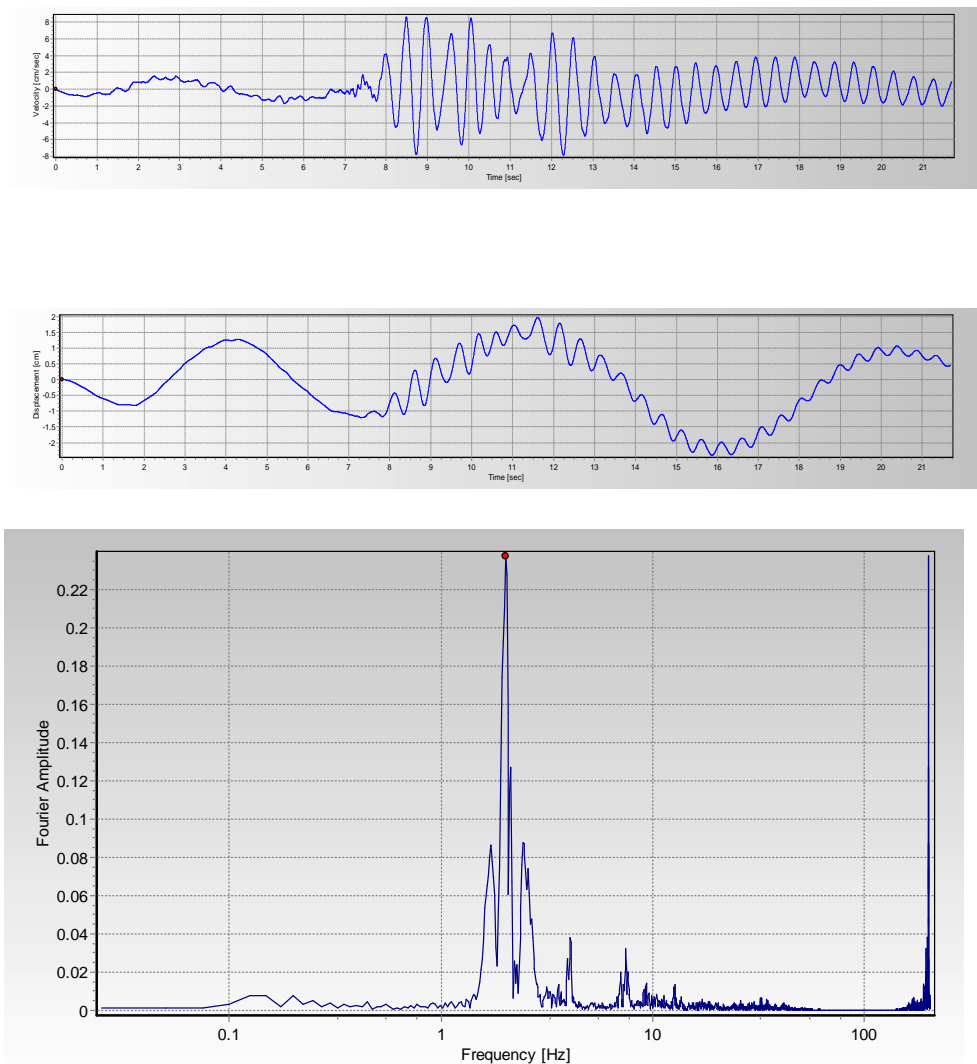


Figura 39. Gráficos de aceleración, velocidad, desplazamiento y frecuencias, para la medición 7.

Según los datos se obtuvo una aceleración máxima de 0.24g, una velocidad de 8.60cm/s y un desplazamiento máximo de -2.38cm. En cuanto a la frecuencia se obtuvo 2.08Hz.

Del mismo modo, se obtuvo el gráfico de frecuencias para un volquete de 6 m³ cargado de hormigón, a una velocidad de paso de 50km/h, obteniéndose frecuencia de 2.111 Hz, para la medición 17.

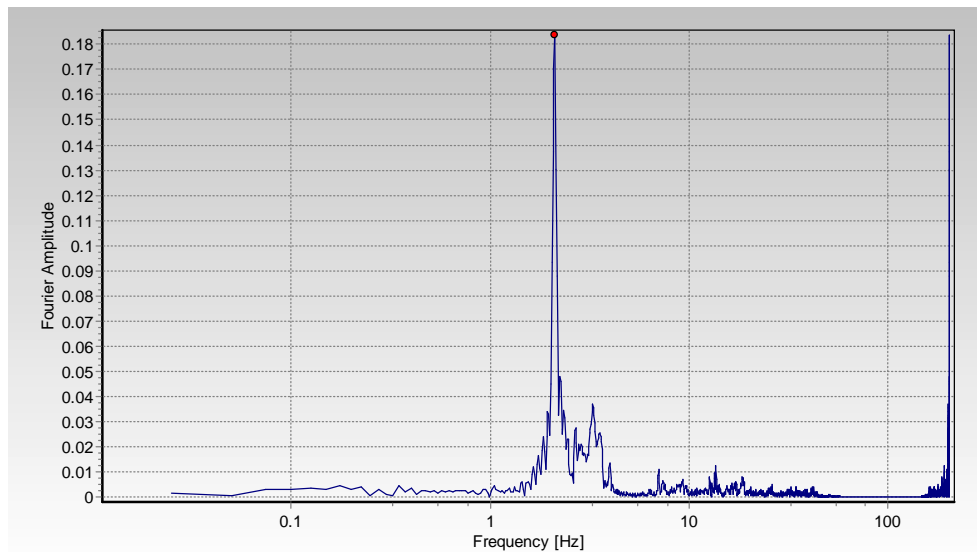


Figura 40. Frecuencia obtenida para la medición 17

Para un camión T2S3 cargado, el resultado de frecuencia obtenida es de 2.136 Hz, para la medición 9.

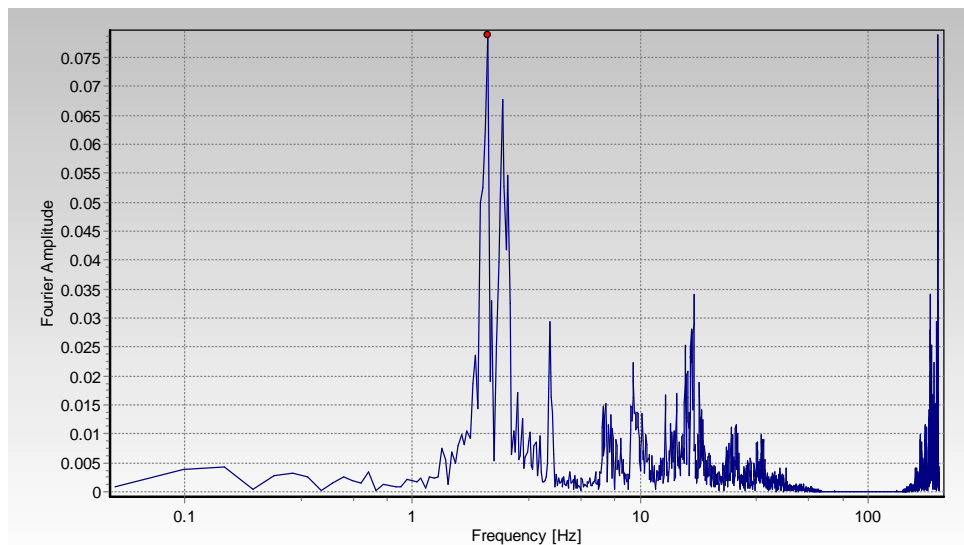


Figura 41. Frecuencia para la medición 9

Para un vehículo de categoría B2 a una velocidad de 65 km/h, se obtuvo 2.111 Hz.

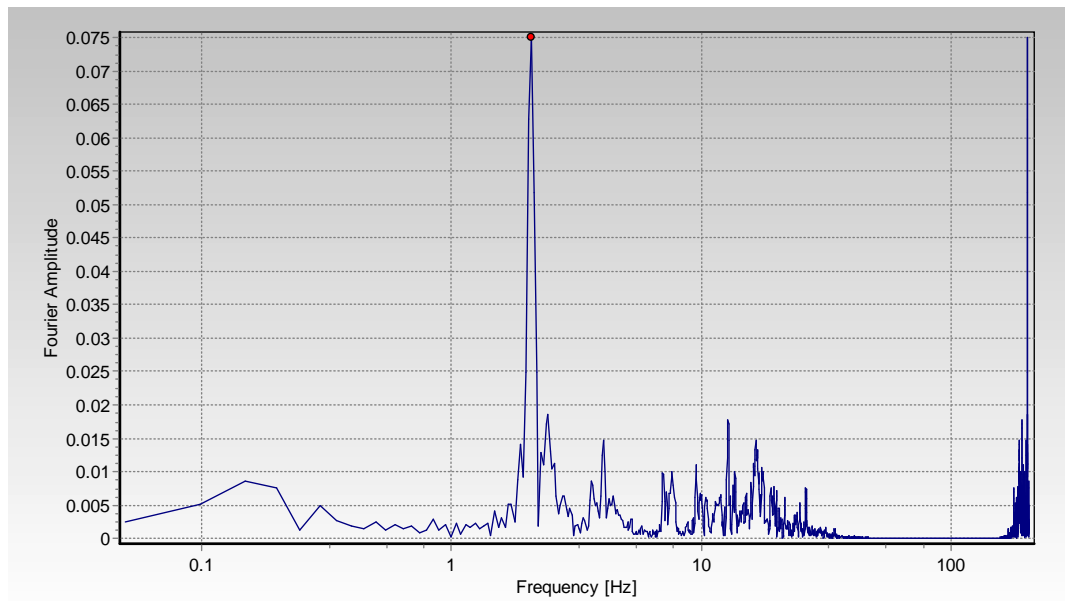


Figura 42. Frecuencia obtenida para la medición 19

Mediante el software CsiBridge, el modo de vibración fundamental se presenta como un desplazamiento vertical con un periodo de 0.46 s y 2.14Hz.

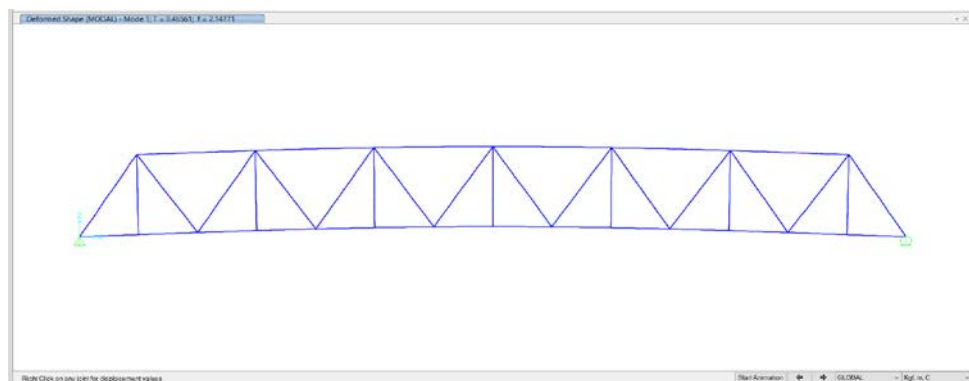


Figura 43. Modo de vibración fundamental de la estructura

Tabla 8. Periodos y frecuencias de la estructura

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia circular (rad/s)	Eigenvalores (rad ² /s ²)
1	0.465611	2.147714748	13.49448975	182.1012536
2	0.347845	2.874846229	18.06319159	326.2788903
3	0.251869	3.970325239	24.94628921	622.3173453
4	0.200063	4.998433152	31.40608174	986.3419703
5	0.17323	5.772658458	36.27068281	1315.562431
6	0.162317	6.160780196	38.70932361	1498.411734
7	0.157122	6.364494784	39.98930012	1599.144124
8	0.154556	6.470140529	40.6530919	1652.673881
9	0.15101	6.622087572	41.60780334	1731.209299
10	0.150233	6.656330471	41.82295782	1749.159801
11	0.143435	6.971776086	43.80496107	1918.874614
12	0.138443	7.223213627	45.38478973	2059.779139
13	0.135974	7.354348765	46.2087361	2135.247292
14	0.123719	8.082805795	50.78576661	2579.194091
15	0.114064	8.767007057	55.08472993	3034.327472
16	0.113713	8.794071493	55.25478079	3053.0908
17	0.106531	9.386905653	58.97966768	3478.601199
18	0.095355	10.48717761	65.89288029	4341.871673
19	0.0897	11.14832184	70.04697201	4906.578287
20	0.085512	11.69422244	73.47696664	5398.864626
21	0.082433	12.1310862	76.22186255	5809.772331
22	0.081339	12.29424669	77.24703017	5967.10367
23	0.079038	12.65210432	79.49551599	6319.537062
24	0.077438	12.91357013	81.13835413	6583.432511

Fuente: CsiBridge

Tabla 9. Factores de participación modal

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode	1	0.465611	0.001015	1.154E-20	0.797	0.001015	1.154E-20	0.797
Mode	2	0.347845	2.383E-16	0.168	1.053E-19	0.001015	0.168	0.797
Mode	3	0.251869	9.959E-16	0.008406	1.184E-17	0.001015	0.177	0.797
Mode	4	0.200063	0.001074	1.311E-16	9.531E-07	0.002089	0.177	0.797
Mode	5	0.17323	2.695E-15	0.583	4.238E-16	0.002089	0.76	0.797
Mode	6	0.162317	0.000001405	1.362E-14	0.00001657	0.002091	0.76	0.797
Mode	7	0.157122	3.669E-08	1.29E-16	2.611E-10	0.002091	0.76	0.797
Mode	8	0.154556	0.0004558	2.532E-16	0.073	0.002546	0.76	0.87
Mode	9	0.15101	2.111E-17	0.00554	2.792E-16	0.002546	0.765	0.87
Mode	10	0.150233	0.000002579	1.23E-17	0.001211	0.002549	0.765	0.871
Mode	11	0.143435	0.000001945	2.895E-15	8.862E-09	0.002551	0.765	0.871
Mode	12	0.138443	4.946E-07	3.408E-14	0.000003729	0.002551	0.765	0.871
Mode	13	0.135974	0.00009109	5.248E-15	3.151E-07	0.002643	0.765	0.871

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode	14	0.123719	0.00006457	1.435E-16	0.042	0.002707	0.765	0.914
Mode	15	0.114064	0.001451	3.141E-16	0.000004976	0.004158	0.765	0.914
Mode	16	0.113713	4.808E-16	0.012	2.083E-18	0.004158	0.777	0.914
Mode	17	0.106531	0.004937	1.829E-17	0.022	0.009095	0.777	0.936
Mode	18	0.095355	0.05	6.456E-15	0.00004111	0.059	0.777	0.936
Mode	19	0.0897	0.48	1.26E-15	0.00265	0.539	0.777	0.939
Mode	20	0.085512	0.231	8.348E-15	0.003838	0.769	0.777	0.943
Mode	21	0.082433	2.361E-16	0.01	5.923E-15	0.769	0.787	0.943
Mode	22	0.081339	0.062	2.873E-15	0.001471	0.831	0.787	0.944
Mode	23	0.079038	0.023	6.467E-15	0.00002883	0.854	0.787	0.944
Mode	24	0.077438	0.031	7.885E-15	0.00002661	0.885	0.787	0.944

Fuente: CsiBridge

De acuerdo a los datos obtenidos se encontró una frecuencia máxima de 2.136 Hz, lo cual es ligeramente menor al calculado mediante el uso de software CsiBridge (2.147 Hz).

Asimismo, se obtuvo un desplazamiento vertical máximo de 5.5 cm al paso de un vehículo de categoría T2S3 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) con peso bruto de 43 Toneladas de acuerdo al Reglamento Nacional de vehículos. La deflexión máxima de acuerdo al Manual de Diseño de Puentes para cargas vehiculares y peatonales es de Longitud/1000; siendo la luz por tramo del puente de 60m, la deflexión máxima sería de 0.06m o de 6 cm, por lo que la deflexión de 5.5cm está dentro del límite permitido.

La capacidad nominal del puente es de 36 toneladas lo cual es inferior al vehículo de 43 toneladas, por lo que se concluye que el puente aún está en condiciones de operación normales.

6.2. DESCRIPCIÓN DE LA FUNCIONALIDAD DE LA PROPUESTA

La metodología LRFR nos permite conocer los factores de capacidad de carga vehicular de cada elemento del puente, para ello es necesario obtener datos de análisis estructural de cada miembro ya sea en forma manual o mediante un

software. Es necesario tener cuidado de trabajar con cargas de acuerdo a normativa y el vehículo de diseño.

Es sumamente rápido obtener las características dinámicas de puentes reticulados mediante el uso de acelerógrafos. Actualmente existen acelerógrafos instalados en teléfonos inteligentes con los cuales es más accesible obtener datos de aceleración (Figura 44). Estos datos se guardan con extensión *.txt en el teléfono y luego es recuperado en el software SeismoSignal. El software calcula los parámetros de intensidad de velocidad y desplazamiento mediante el método de integración a partir de la aceleración, además del espectro de Fourier y espectros de respuesta.

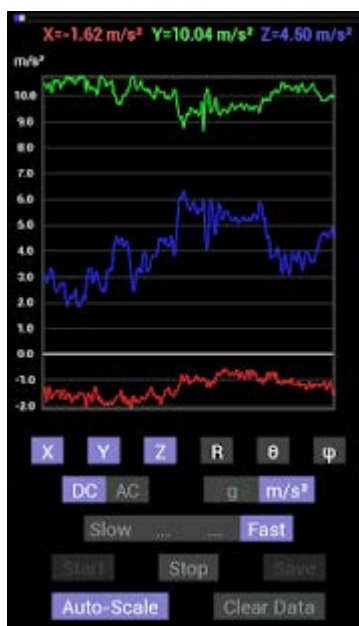


Figura 44. Captura de pantalla del aplicativo Accelerometer Meter para teléfono inteligente

<https://play.google.com/store/apps/details?id=com.keuwl.accelerometer&hl=es>

Los acelerómetros capacitivos de los teléfonos son adecuados para producirse en pequeñas dimensiones como circuitos integrados los cuales se convierten en los más calificados para ser usados en dispositivos inteligentes (Lopez Armas, 2018).

En condiciones ambientales basta identificar el tipo de vehículo de acuerdo a la capacidad del puente y evaluar el desplazamiento y comparar con los máximos permitidos para el tipo de puente.

Otra ventaja de usar acelerógrafos es que nos permite conocer la frecuencia de vibración del puente mediante el uso del Software SeismoSignal o mediante cálculos matemáticos. En este último caso es necesario que se corrijan los datos obtenidos.

6.3. CAMBIOS RELEVANTES DE LA APLICACIÓN DE LA PROPUESTA

La propuesta además de tomar en cuenta la metodología de evaluación LRFR, considera adicionalmente la medición de deformación con carga vehicular de diseño. Para la medición de deformación se debe utilizar un acelerógrafo donde se obtendrán las aceleraciones verticales.

Los desplazamientos verticales se obtienen mediante el uso del software SeismoSignal para el centro de luz de la estructura y poder comparar los desplazamientos de diseño contra los desplazamientos en servicio. Si los desplazamientos obtenidos son mayores a los teóricos, nos pueden indicar que la estructura tenga alguna falla en sus elementos los cuales deberán ser inspeccionadas con mayor detalle.

6.4. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

La evaluación por capacidad de carga viva vehicular por metodología LRFR es el más racional para la evaluación de puentes reticulados, principalmente para un análisis de los elementos o miembros que forman parte de una estructura.

Según los resultados obtenidos, el análisis vibracional es una metodología de fácil uso que puede implementarse para la evaluación estructural y comportamiento dinámico de puentes reticulados.

El diseño estructural según AASHTO LRFD 2017 teniendo en cuenta el comportamiento dinámico nos permite obtener un diseño más racional de un puente reticulado.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

La evaluación de capacidad de carga por el método LRFR de AASHTO MBE mediante la determinación del factor de capacidad, representa una solución rápida y sencilla para la evaluación estructural de puentes reticulados.

En el caso de estudio de evaluación del puente reticulado Ilave, los resultados de la evaluación mediante factores de capacidad de carga vehicular son satisfactorios en el rango de 1.1 a 1.2, por lo que no existe restricción alguna para la circulación de vehículos para la carga de diseño.

Para la evaluación de puentes en los que no se indica la capacidad de carga vehicular, es necesario considerar una carga de 48 toneladas de carga total según el Reglamento Nacional de Vehículos (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003)

La determinación del comportamiento dinámico mediante el uso del acelerómetro incorporado en teléfono inteligente, en el caso del puente reticulado Ilave nos permitió obtener la frecuencia de vibración ambiental de 2.136 Hz, mientras que con el software CSIBridge fue de 2.147 Hz, resultando una diferencia de apenas de 0.5%, lo cual nos lleva a concluir que este procedimiento es válido como una metodología para la evaluación de puentes reticulados.

Los valores encontrados de frecuencia de vibración ambiental y por elementos finitos nos indican que el puente no presenta deterioros o daños estructurales.

La deflexión obtenida al centro de luz en el caso del puente Ilave, bajo condiciones de carga vehicular de tráfico normal con un vehículo de categoría T2S3 de 43 ton es de 5.5 cm, inferior al límite recomendado de 6 cm según AASHTO, lo cual indica que la capacidad del puente es mayor a la del diseño (36 ton).

Como criterios para un diseño racional de puentes reticulados se debe tener en cuenta la tipología y la relación de peralte/luz, el uso de la metodología AASHTO LRFD y la aplicación del Manual de Diseño de Puentes. Se menciona que las tipologías más económicas en puentes reticulados corresponden a las cerchas tipo Petit y Parker (Hasançebi et al., 2010), mientras que la relación peralte/luz más óptima está entre 1/7 a 1/10 para puentes de 2 carriles y de 1/8 a 1/12 para puentes de un solo carril (Maraveas et al., 2014)

7.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda al Ministerio de Transportes y comunicaciones, la implementación de la metodología LRFR de AASHTO para la evaluación de puentes reticulados existentes en el país, como una forma de garantizar la vida útil de las estructuras o para la toma de decisiones en cuanto al reforzamiento y/o la restricción de cargas vehiculares.

Se recomienda a los profesionales involucrados en la evaluación de puentes reticulados, el uso del análisis vibracional mediante el uso de teléfonos inteligentes por constituir una forma rápida de obtener datos dinámicos como son los desplazamientos y frecuencias de vibración de un puente reticulado.

Para posteriores investigaciones se recomienda el estudio de otras metodologías para evaluación de puentes, aplicado a las tipologías de puentes más usuales en el país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. (2011). *The Manual For Bridge Evaluation*. Washington DC 20001: AASHTO.

AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC 20001: AASHTO.

AISC. (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building (LRFD)*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, Inc.

AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Building*. USA: AISC.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Mexico: PEARSON.

Florez, C. H., & Lozano, C. (2007). Análisis y tratamiento de fuentes sismogénicas de campo cercano a San José de Cúcuta. *RESPUESTAS*, 52-70.

Garcia-Rossell, C. A. (2006). *Análisis y Diseño de puentes de Concreto Armado*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

Hasançebi, O., & Doğan, E. (2010). Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing. *Asian Journal Of Civil Engineering (Building and Housing)*, 763-775.

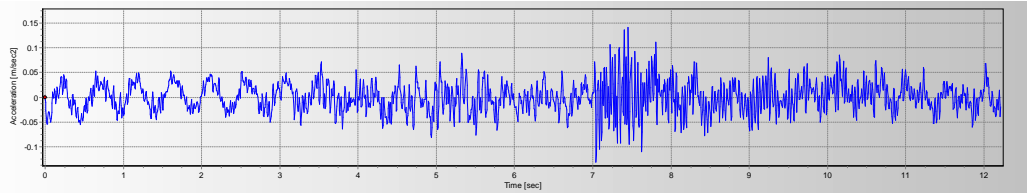
Hasançebi, O., & Doğan, E. (2011). Evaluation of topological forms for weight-effective optimum design of single-span steel truss bridge. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 431-448.

- Hasancebi, O., & Dogan, E. (2011). Evaluation of topological forms for weight-effective optimum design of single-span steel truss bridges. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 431-448.
- Instituto Mexicano del Transporte. (1999). *Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones*. Mexico: Instituto Mexicano del Transporte.
- Leander, J., Andersson, A., & Karoumi, R. (2009). Monitoring and enhanced fatigue evaluation of a steel railway bridge. *Engineering Structures*, 10.
- Lopez Armas, G. L. (2018). *Desarrollo de una aplicación android para el análisis de vibraciones usando el acelerómetro de un Smartphone*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Manrique, E. S. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Piura: Pirhua.
- Maraveas, C., Papagiannakis, A., Miamis, K., & Tasiouli, K. (2014). *Optimal design of through-truss steel bridges*. Manchester: WIT Transactions on The Built Environment, Vol 137.
- Mazureck, D. F. (1990). Experimental study of bridge monitoring technique. *Journal of Structural Engineering*, 2532-2549.
- McCormac, J. C. (2010). *Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial*. Mexico: Alfaomega.
- Mendoza, J. H. (2016). *Evaluación de la capacidad de carga vehicular de la super estructura del puente reticulado Itigalo L=40m, haciendo uso de la metodología Load and Resistance Rating Factor - AASHTO*. Ayacucho, Perú: UNSCM.
- Michaltsos, G., Sophianopoulos, D., & Kounadis, N. (1996). The effect of a moving mass and other parameter on the dynamic response of a simply supported beam. *Journal of Sound and Vibration*, 357-362.

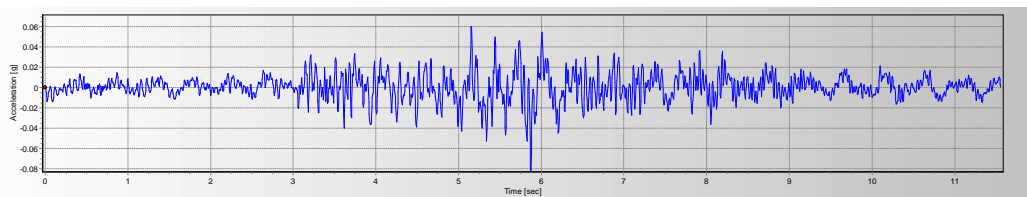
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). *Reglamento Nacional de Vehículos*. Lima: MTC.
- Miyachi, K., Nakamura, S., & Manda, A. (2012). Progressive collapse analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility. *Journal of Constructional Steel Research*, 192-200.
- MTC. (2006). *Guía para Inspección de Puentes*. Lima,: MTC.
- MTC. (2018). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima, Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- O. Hasançebi, E. Doğan. (2010). Optimizing Single-span Steel Truss Bridges With Simulated Annealing. *Asian Journal Of Civil Engineering (Building and Housing)*, 763-775.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*. Barcelona: Editorial Reverté S.A.
- Provias Nacional. (2016). *Programa de inversiones en Puentes 2016-2021*. Lima: MTC.
- Reis, A. J., & Oliveira, J. .. (2019). *Bridge Design Concepts and Analysis*. Portugal: John Wiley & Sons Ltd.
- Shama, A. A., & otros. (2001). Ambient vibration and seismic evaluation of a cantilever truss. *Engineering Structures*, 1281-1292.
- Siriwardane, S. C. (2015). Vibration measurement-based simple technique for damage detection of truss bridges: A case study. *Engineering Failure Analysis*, 50-58.
- Wahyuni, E., Istiono, H., Iranata, D., & Komara, I. (2016). Non-linear analysis of failure mechanism of steel truss. *ARN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 14373-14382.

ANEXOS

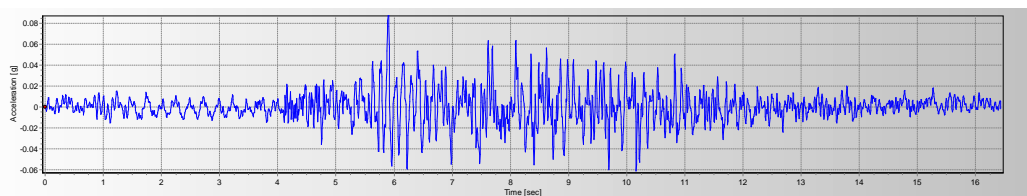
1. REGISTROS DE ACELERACION EN EL TIEMPO – PUENTE ILAVE



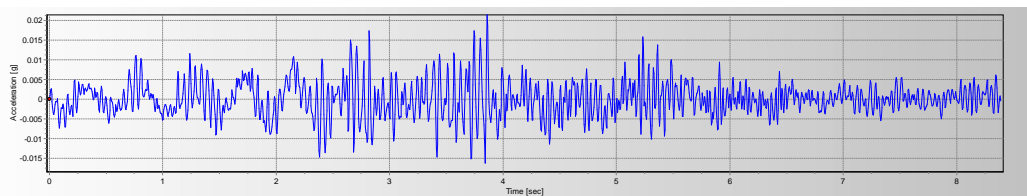
Registro de aceleración 1



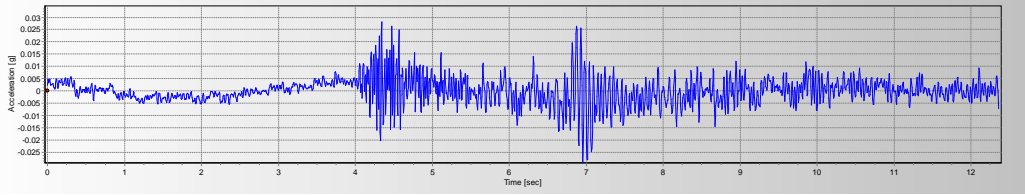
Registro de aceleración 2



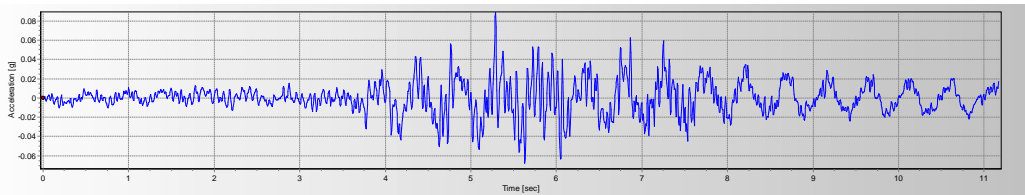
Registro de aceleración 3



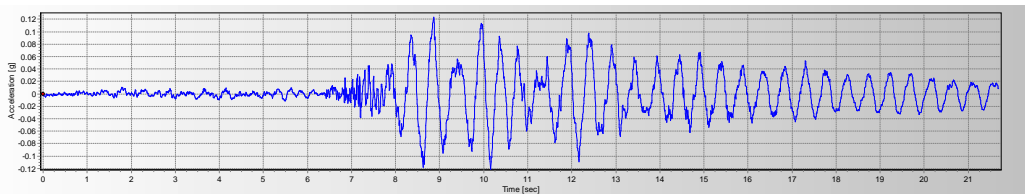
Registro de aceleración 4



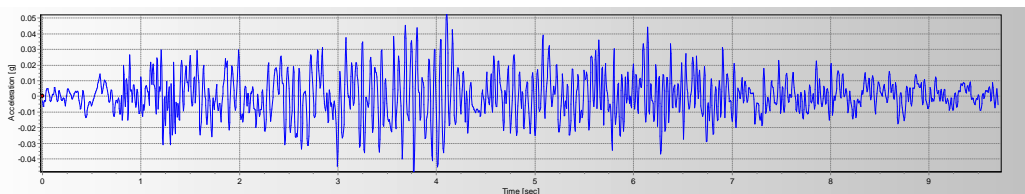
Registro de aceleración 5



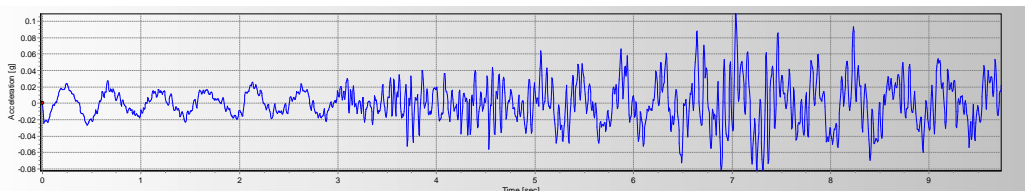
Registro de aceleración 6



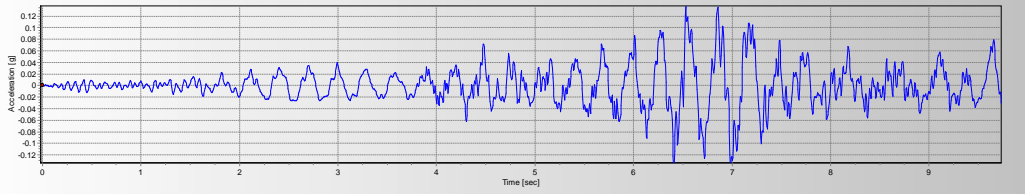
Registro de aceleración 7



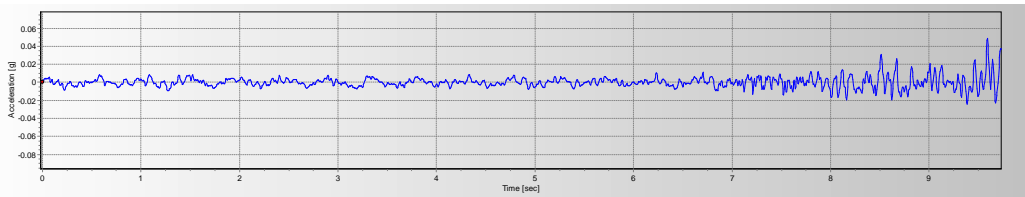
Registro de aceleración 8



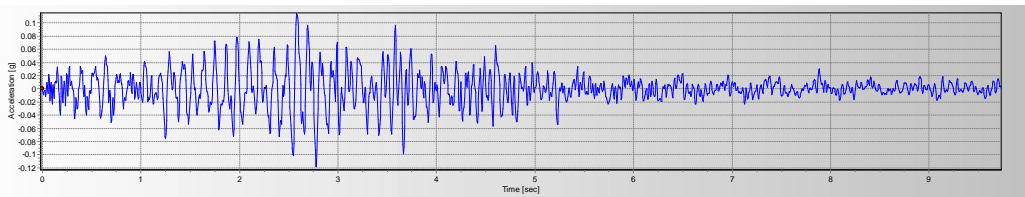
Registro de aceleración 9



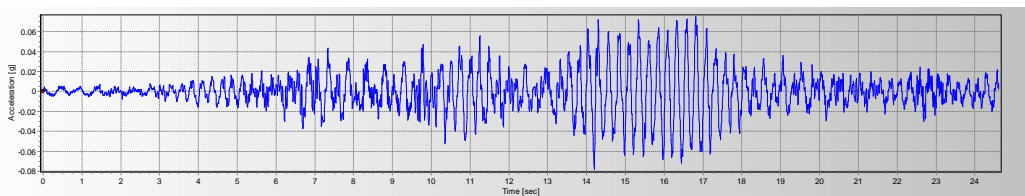
Registro de aceleración 10



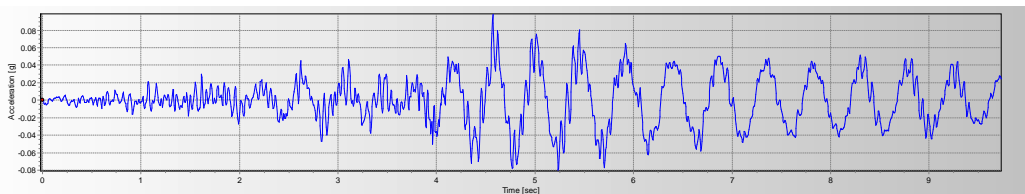
Registro de aceleración 11



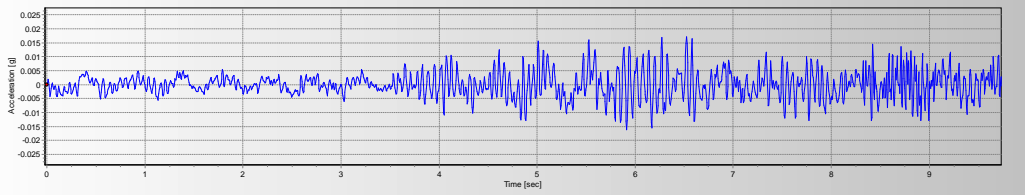
Registro de aceleración 12



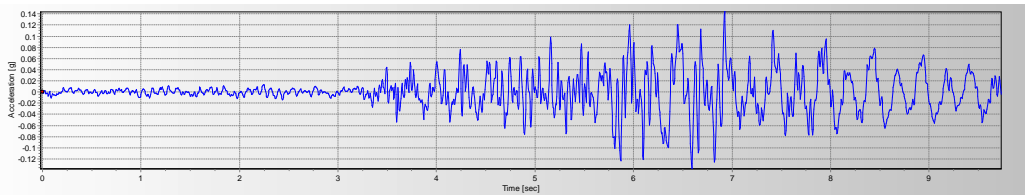
Registro de aceleración 13



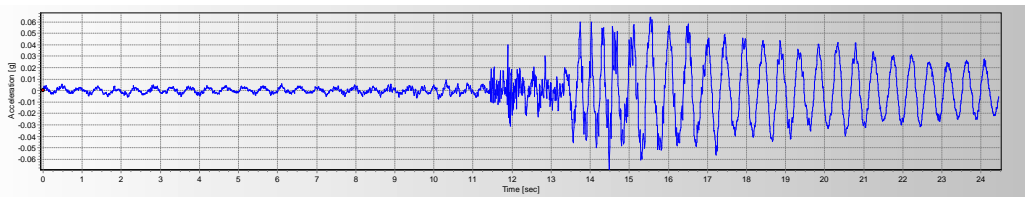
Registro de aceleración 14



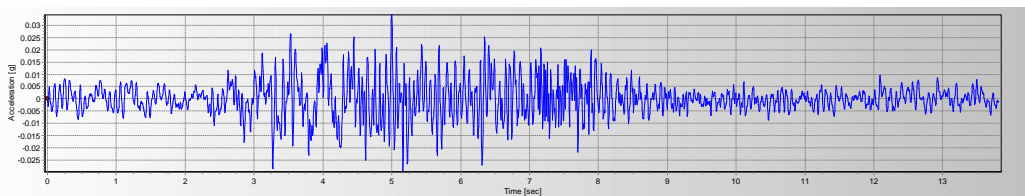
Registro de aceleración 15



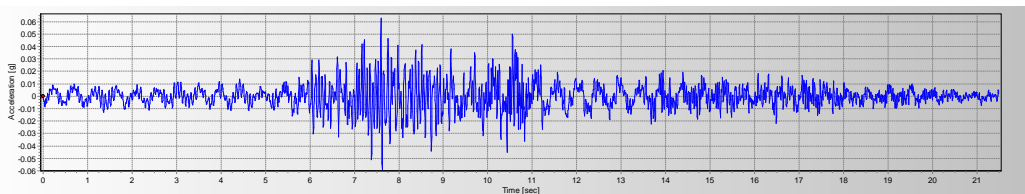
Registro de aceleración 16



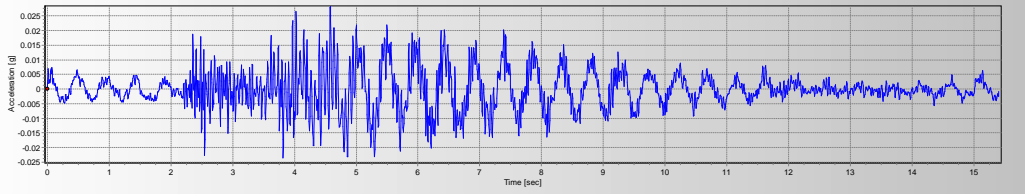
Registro de aceleración 17



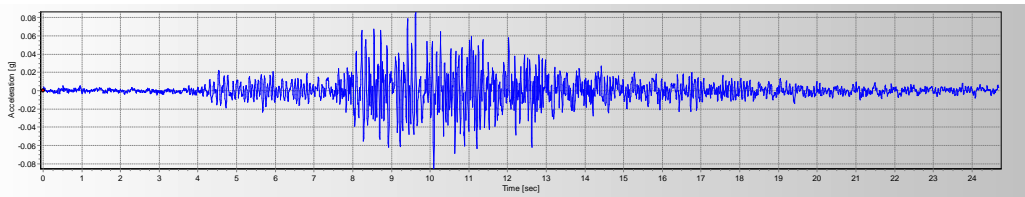
Registro de aceleración 18



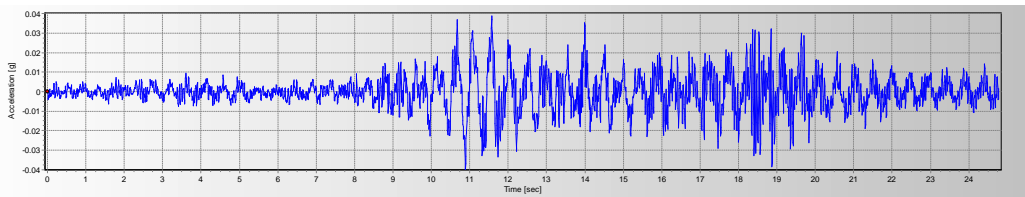
Registro de aceleración 19



Registro de aceleración 20



Registro de aceleración 21



Registro de aceleración 22

2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PUENTE RETICULADO DE 75 METROS DE LUZ

DISEÑO DE PUENTE RETICULADO

NORMATIVA

Se considera la siguiente normativa para el diseño de los elementos del reticulado:

- ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Building
- Manual de Diseño de Puentes MTC 2018
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017

Para todas las planchas estructurales que conforman los elementos se consideró acero de calidad ASTM A709 G50 (50 ksi) según el manual de puentes.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE RETICULADO

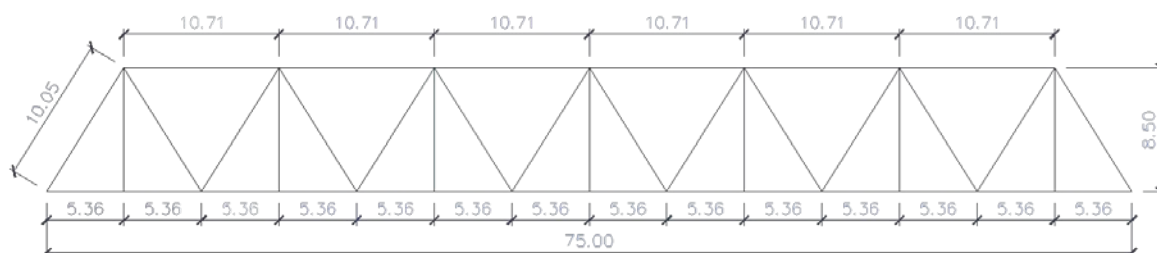


Figura 45 Dimensiones básicas de reticulado en metros

Metrado de cargas

Carga muerta

Se realizó el metrado de cargas de todos los elementos que conforman el puente, tanto de elementos principales y elementos secundarios, así como de la losa. El cuadro resumen es el siguiente:

Cuadro N° 1 Resumen de metrados de carga muerta				
Sección	Tipo	Num Elem	L. Total m	Peso Kgf
Montante	Frame	14	119.00	4,961.60

Diagonales	Frame	28	281.33	51,228.77
VIGA 1	Frame	56	300.00	19,007.25
AS02	Frame	29	211.64	4,784.25
AS01	Frame	02	17.80	1,641.63
BS2	Frame	12	128.57	31,485.89
BI 02	Frame	02	150.00	35,791.66
VP 01	Frame	65	115.70	19,411.38
VP 04	Frame	02	17.80	3,073.69
LOSA	Area			417,000.68
Subtotal				588,386.80
CARTELAS, PERNOS Y OTROS 5%				29,419.34
Total componentes				617,806.14

Esta carga se distribuye en nodos inferiores del reticulado de la siguiente forma:

Luz del puente	75 m
Carga distribuida total 02 reticulados	8,237.42 Kg/m
Carga distribuida en un reticulado	4,118.71 Kg/m

Nudos intermedios	13
Nudos extremos	2
Longitud tributaria nudos intermedios	5.36 m
Carga puntual en nudos intermedios	22,076.27 Kg

Longitud tributaria nudos extremos	2.68 m
Carga puntual en nudos extremos	11,038.14 Kg



Figura 46 Carga muerta en los nudos del reticulado

Análisis estructural

Como referencia hacemos el análisis estructural en el SAP 2000 para observar el comportamiento de las barras y hacer un análisis manual detallado.

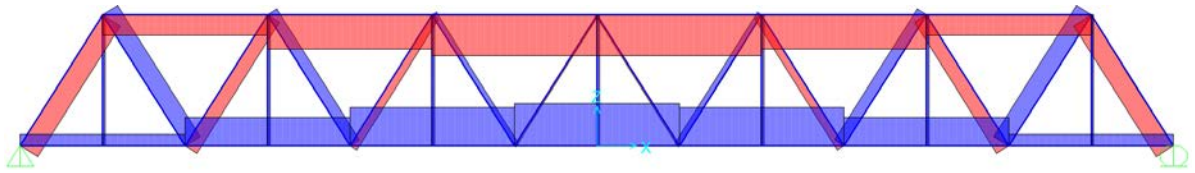


Figura 47 Esfuerzos axiales en el reticulado

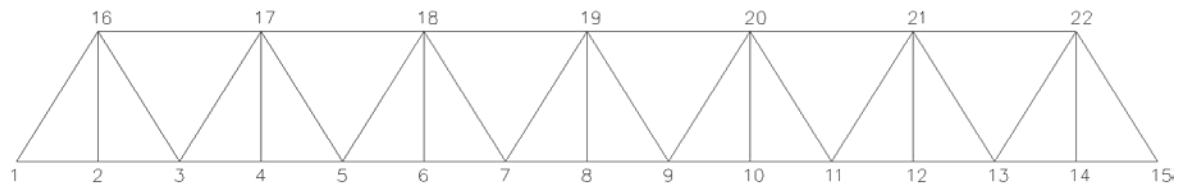


Figura 48 Enumeración de nudos del reticulado

Para calcular las reacciones en los nudos 1 y 15 (apoyos), hacemos la sumatoria de fuerzas verticales y dividimos por 2 (por condición de simetría de la estructura):

$$\uparrow (+) \Sigma F_y = 0$$

$$= 13(22.08) + 2(11.04)$$

$$= 309.12 \text{ Ton}$$

$$\text{Reacción en los apoyos} = 309.12 / 2 = 154.56 \text{ Ton.}$$

De acuerdo al diagrama de esfuerzos axiales, analizamos las siguientes barras:

Para compresión: Barra 18-19;

Para tracción: Barra 7-8;

Barra inclinada: Barra 7-19.

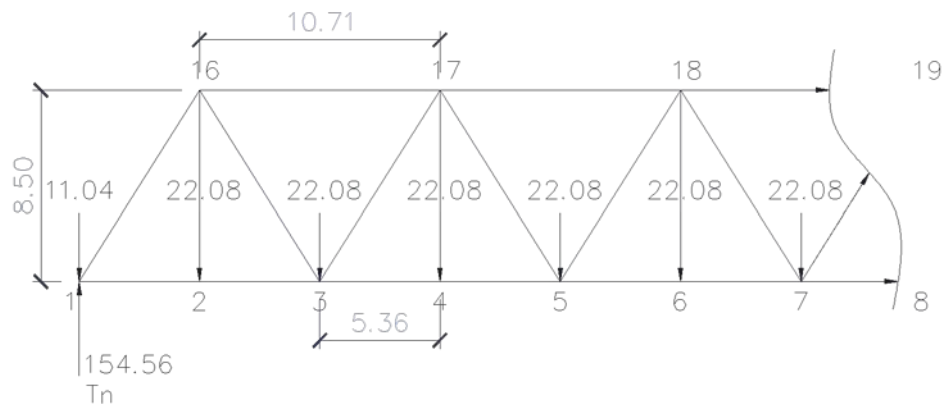


Figura 49 Seccionamiento de la estructura

Para calcular el esfuerzo en la barra en compresión F_{18-19} , tomamos momentos en el nudo 7, obteniéndose:

$$\leftarrow + \sum M_7 = 0$$

$$-154.56(32.16) + 11.04(32.16) + 22.08(26.80) + 22.08(21.44) + 22.08(16.08) + 22.08(10.72) + 22.08(5.36) - 8.50(F_{18-19}) = 0$$

$$F_{18-19} = -334.16 \text{ Tn (Compresión)}$$

Para calcular el esfuerzo en la barra en compresión F_{7-19} , realizamos la sumatoria de fuerzas verticales, de la siguiente forma:

$$\uparrow (+) \sum F_y = 0$$

$$154.56 - 11.04 - 22.08(6) + ((8.5/10.05) F_{7-19}) = 0$$

$$F_{7-19} = -13.05 \text{ Tn (compresión)}$$

Para calcular el esfuerzo en la barra en compresión F_{7-8} , realizamos la sumatoria de fuerzas horizontales, de la siguiente forma:

$$\rightarrow (+) \sum F_x = 0$$

$$(5.36/10.05) * (-13.05) - 334.16 + F_{7-8} = 0$$

$$F_{7-8} = 341.12 \text{ Ton (tracción)}$$

Comprobamos los resultados con la herramienta Ftool.

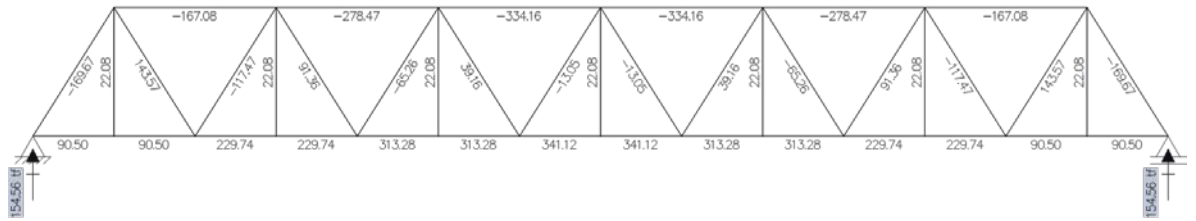


Figura 50 Comprobación de esfuerzos axiales en la herramienta Ftool

Carga vehicular

Para la carga viva consideramos un camión de diseño HL-93, con las siguientes características:

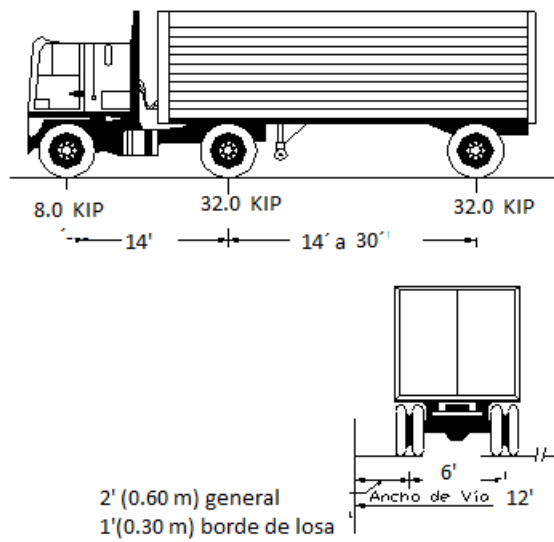


Figura 51 Camión de diseño HL 93

El esquema de carga se puede simplificar de la siguiente forma:

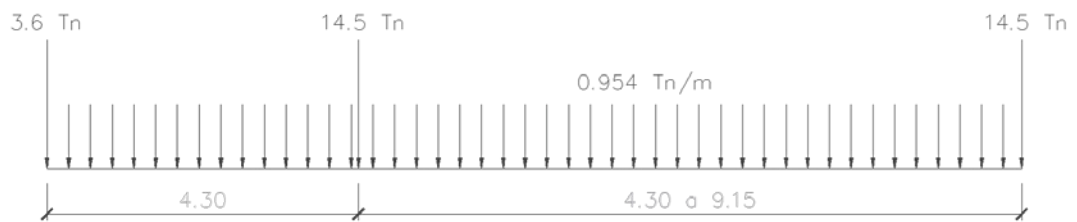


Figura 52 Esquema de cargas camión HL93

Líneas de influencia

Para el cálculo de la línea de influencia de las barras F₇₋₁₉, F₁₈₋₁₉ y F₇₋₈, empleamos el siguiente esquema:

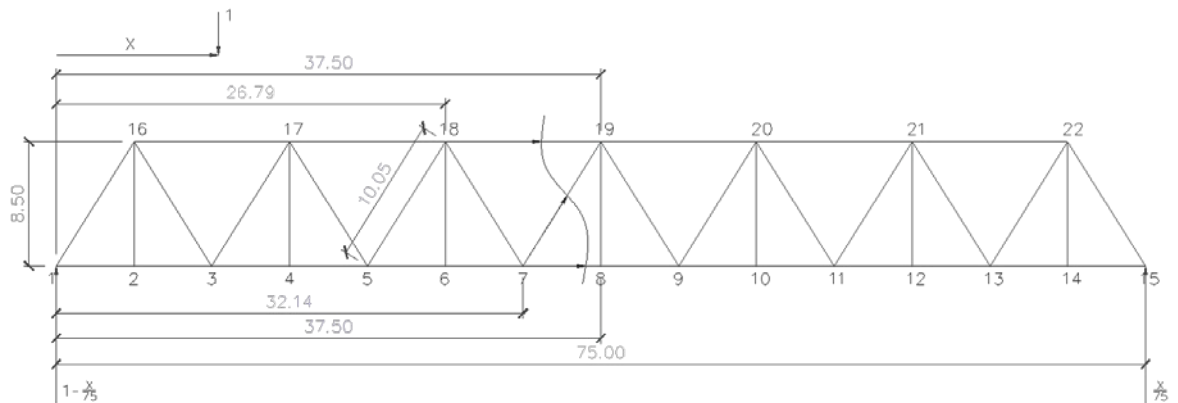


Figura 53 Esquema de seccionamiento de la estructura

Para la barra F₇₋₁₉, la línea de influencia será:

Cuando $0 \leq x \leq 32.14$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$F_{7-19} * \frac{8.5}{10.05} - 1 + 1 - \frac{x}{75} = 0$$

$$F_{7-19} = \frac{x}{75} * \frac{10.05}{8.5} = 0.0157x$$

Cuando $37.50 \leq x \leq 75.00$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$F_{7-19} * \frac{8.5}{10.05} + \frac{75-x}{75} = 0$$

$$F_{7-19} = -\frac{75-x}{75} * \frac{10.05}{8.5}$$

$$F_{7-19} = -\frac{75-x}{75} * 1.182$$

$$F_{7-19} = -1.182 + 0.0157x$$

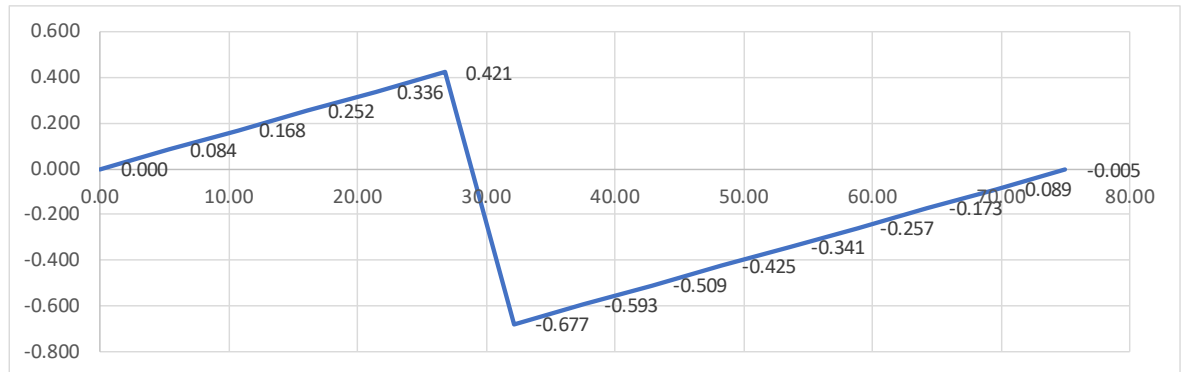


Figura 54 Línea de influencia para el elemento 7-19

Para la barra F_{18-19} , la línea de influencia será:

Cuando $0 \leq x \leq 26.79$

$$\sum M_7 = 0$$

$$-\left(1 - \frac{X}{75}\right) 32.14 + 1(32.14 - X) - F_{18-19}(8.50) = 0$$

$$-32.14 + 0.428X + 32.14 - X - F_{18-19}(8.50) = 0$$

$$-0.572X - F_{18-19}(8.50) = 0$$

$$F_{18-19} = -0.0673X$$

Cuando $37.50 \leq x \leq 75$

$$\sum M_7 = 0$$

$$-\left(1 - \frac{X}{75}\right) 32.14 - F_{18-19}(8.50) = 0$$

$$-32.14 + 0.428X - F_{18-19}(8.50) = 0$$

$$F_{18-19} = -3.781 + 0.0504X$$

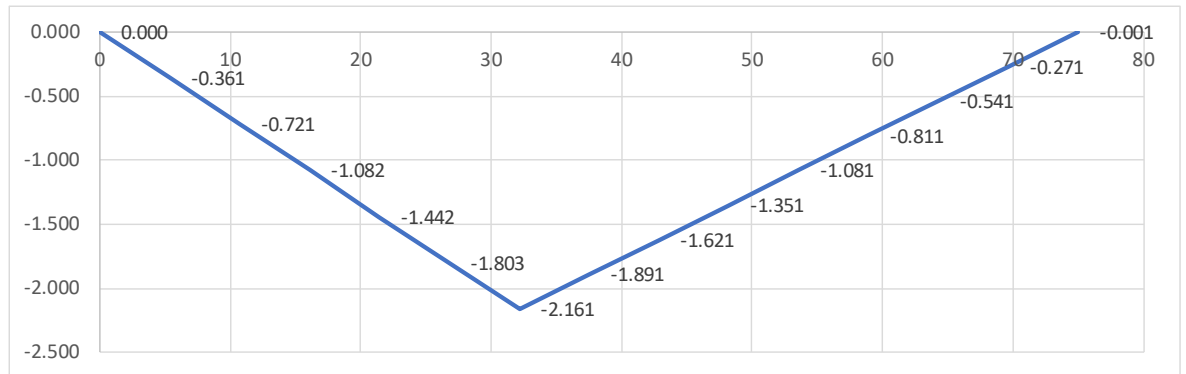


Figura 55 Línea de influencia para el elemento 18-19

Para la barra F_{7-8} , la línea de influencia será:

Cuando $0 \leq x \leq 32.14$

$$\leftarrow \uparrow \Sigma M_{19} = 0$$

$$-\left(1 - \frac{X}{75}\right)37.50 + 1(37.50 - X) + F_{7-8}(8.50) = 0$$

$$-37.50 + 0.5X + 37.50 - X + F_{7-8}(8.50) = 0$$

$$-0.5X + F_{7-8}(8.50) = 0$$

$$F_{7-8} = 0.0588X$$

Cuando $37.50 \leq x \leq 75$

$$\leftarrow \uparrow \Sigma M_{19} = 0$$

$$-\left(1 - \frac{X}{75}\right)37.5 + F_{7-8}(8.50) = 0$$

$$-37.50 + 0.5X + F_{7-8}(8.50) = 0$$

$$F_{7-8} = 4.412 - 0.0588X$$

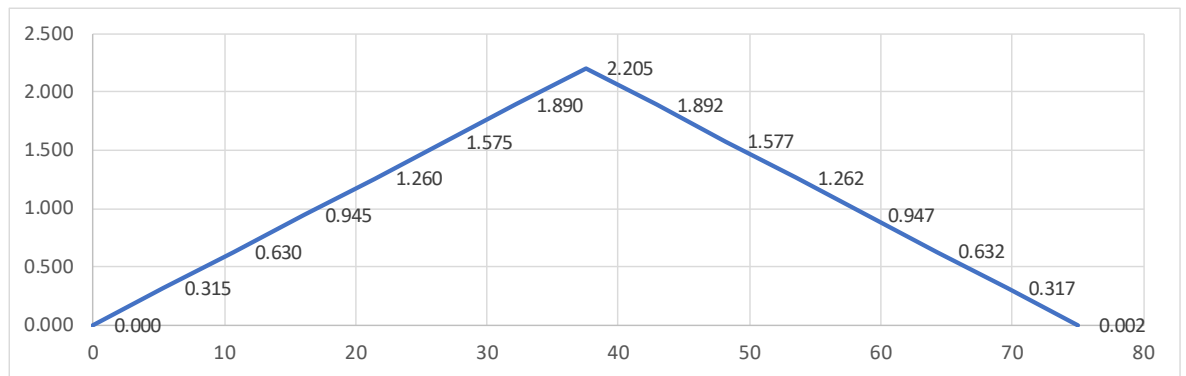


Figura 56 Línea de influencia para el elemento 7-8

La línea de influencia de la barra 1-16 obtenida del software sap2000, es el siguiente:

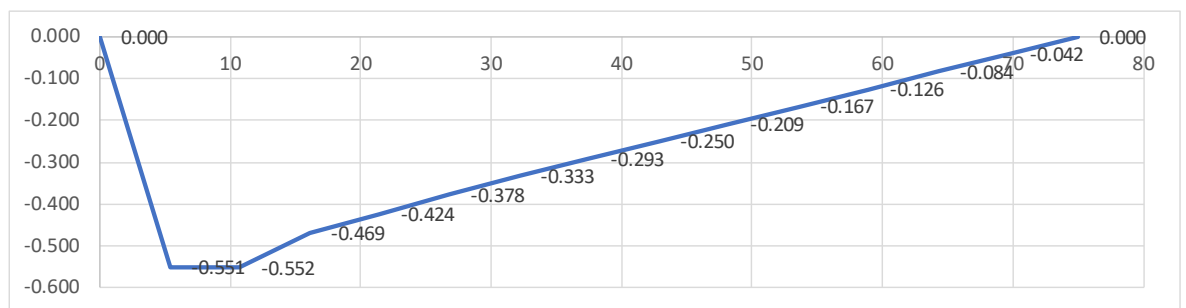
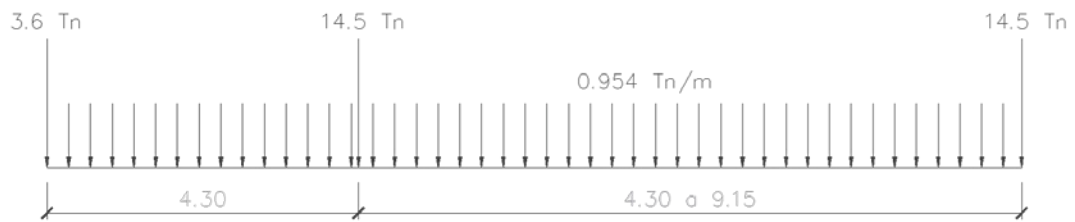


Figura 57 Línea de influencia para el elemento 1-16

Esfuerzos en los elementos por carga viva vehicular

Elemento en compresión 18-19

Una vez calculados las líneas de influencia, calculamos los esfuerzos axiales generados por la carga vehicular y el tándem.



Por facilidad de cálculo asumimos las cargas puntuales en las coordenadas centrales de la línea de influencia, resultado

Carga por camión de diseño

$$1.803 \cdot (-3.6) + 2.161 \cdot (-14.5) + 1.891 \cdot (-14.5) = -65.245 \quad Tn$$

Carga del carril de diseño

$$\frac{75 \cdot 2.161}{2} \cdot (-0.954) = -77.31 \quad Tn$$

Factores y combinaciones de carga para estado límite de Resistencia I

Carga permanente (DC)	:1.25
Presencia múltiple (m)	:1.00 (dos vías)
Incremento por carga dinámica vehicular (IM)	:1.33
Carga vehicular (LL)	:1.75

Resumen de esfuerzos calculados:

Por carga permanente : -334.16 Tn

Por carga de camión de diseño : -35.245 Tn

Por carril de diseño : -77.31 Tn

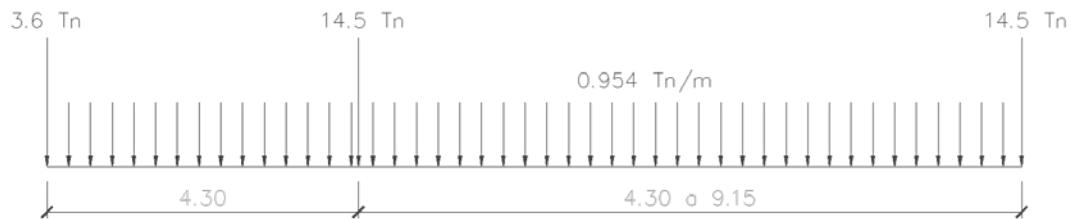
$$DC := 1.25 \quad m := 1 \quad IM := 1.33 \quad LL := 1.75$$

$$Cu := (-334.16 \cdot DC) + (LL \cdot (IM \cdot (-35.245) + (-77.31))) \cdot m$$

$$Cu = -635.025 \quad Ton$$

Elemento en tracción 7-8

Una vez calculados las líneas de influencia, calculamos los esfuerzos axiales generados por la carga vehicular y el tándem.



Por facilidad de cálculo asumimos las cargas puntuales en las coordenadas centrales de la línea de influencia, resultado

Carga por camión de diseño

$$1.89 \cdot (3.6) + 2.205 \cdot (14.5) + 1.892 \cdot (14.5) = 66.211 \quad Tn$$

Carga del carril de diseño

$$\frac{75 \cdot 2.205}{2} \cdot (0.954) = 78.884 \quad Tn$$

Factores y combinaciones de carga para estado límite de Resistencia I

Carga permanente (DC)	:1.25
Presencia múltiple (m)	:1.00 (dos vías)
Incremento por carga dinámica vehicular (IM)	:1.33
Carga vehicular (LL)	:1.75

Resumen de esfuerzos calculados:

Por carga permanente : 341.12 Tn

Por carga de camión de diseño : 66.211 Tn

Por carril de diseño : 78.884 Tn

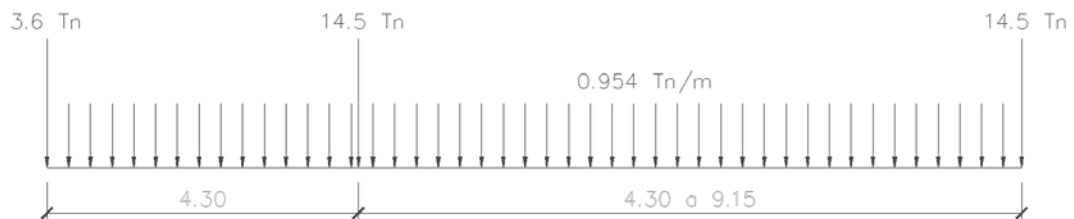
$$DC := 1.25 \quad m := 1 \quad IM := 1.33 \quad LL := 1.75$$

$$Cu := (341.12 \cdot DC) + (LL \cdot (IM \cdot 66.211 + (78.884))) \cdot m$$

$$Cu = 718.553 \quad \text{Ton}$$

Elemento en compresión 1-16

Una vez calculados las líneas de influencia, calculamos los esfuerzos axiales generados por la carga vehicular y el tándem.



Por facilidad de cálculo asumimos las cargas puntuales en las coordenadas con mayor factor la línea de influencia, resultado

Carga por camión de diseño

$$0.551 \cdot (-3.6) + 0.552 \cdot (-14.5) + 0.469 \cdot (-14.5) = -16.788 \quad \text{Tn}$$

Carga del carril de diseño

$$\frac{75 \cdot 0.551}{2} \cdot (-0.954) = -19.712 \quad \text{Tn}$$

$$DC := 1.25 \quad m := 1 \quad IM := 1.33 \quad LL := 1.75$$

$$Cu := (-169.67 \cdot DC) + (LL \cdot (IM \cdot -16.788 + (-19.712))) \cdot m$$

$$Cu = -285.658 \quad \text{Ton}$$

Verificación de diseño de elementos

Verificación de elemento en compresión 18-19

El diseño del elemento 18-19, se toma en cuenta las dimensiones consignadas en los planos

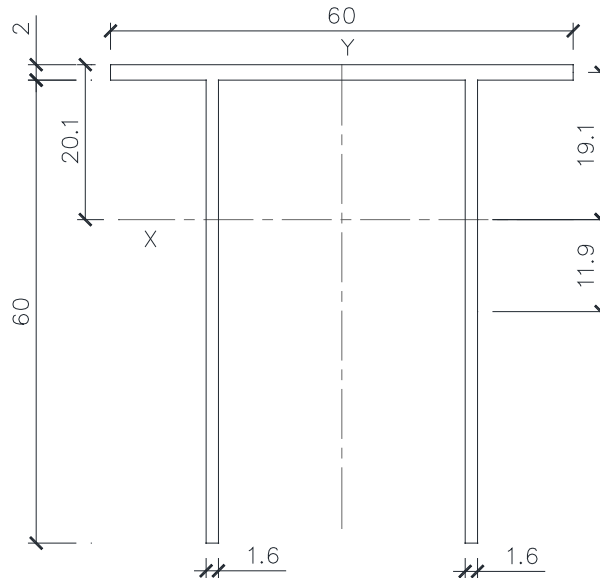


Figura 58 Dimensiones básicas de la brida superior en cm

Las propiedades básicas de diseño se calcularon por Steiner de la siguiente forma:

Section Name		BS2	
Properties			
Cross-section (axial) area	312.	Section modulus about 3 axis	3067.6697
Moment of Inertia about 3 axis	128606.15	Section modulus about 2 axis	3007.7013
Moment of Inertia about 2 axis	90231.04	Plastic modulus about 3 axis	5475.
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	5025.6
Shear area in 2 direction	174.5516	Radius of Gyration about 3 axis	20.3027
Shear area in 3 direction	85.0664	Radius of Gyration about 2 axis	17.0059
Torsional constant	326.6193	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Figura 59 Propiedades geométricas de la brida superior en cm

$$b := 60 \text{ cm} \quad t_b := 2 \text{ cm} \quad h := 60 \text{ cm} \quad t_h := 1.6 \text{ cm}$$

$$Ag := (b \cdot t_b) + 2 \cdot (h \cdot t_h)$$

$$Ag = 312 \text{ cm}^2 \quad L := 1071 \text{ cm}$$

Eje centroidal a partir de la cara superior

$$y_c := \frac{\left(b \cdot t_b \cdot \frac{t_b}{2}\right) + 2 \cdot \left(t_h \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} + t_b\right)\right)}{Ag}$$

$$y_c = 20.077 \text{ cm}$$

$$I_x := \left(\frac{b \cdot t_b^3}{12}\right) + \left(b \cdot t_b \cdot \left(y_c - \frac{t_b}{2}\right)^2\right) + \left(2 \cdot \frac{t_h \cdot h^3}{12}\right) + \left(2 \cdot t_h \cdot h \cdot \left(t_b + \frac{h}{2} - y_c\right)^2\right)$$

$$I_x = 128606.154 \text{ cm}^4$$

$$I_y := 2 \cdot \frac{h \cdot t_h^3}{12} + 2 \cdot t_h \cdot h \cdot (16.8 \text{ cm})^2 + \frac{t_b \cdot b^3}{12} = 90231.04 \text{ cm}^4$$

Radio de giro

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{Ag}} \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} \quad +$$

$$r_x = 20.303 \text{ cm}$$

$$r_y = 17.006 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l}
 K_x := 1 \qquad K_y := 1 \qquad K_z := 1 \\
 \frac{K_x \cdot L}{r_x} = 52.752 \qquad \frac{K_y \cdot L}{r_y} = 62.978 \quad \text{controla} \\
 \phi F_{cr} := 33.7 \text{ ksi} \qquad \text{Tabla 4-22 AISC para 50 ksi} \\
 \phi P_n := \phi F_{cr} \cdot A_g = 814.868 \text{ tonf} \\
 \text{Carga por camión de diseño} \\
 1.803 \cdot (3.6) + 2.161 \cdot (14.5) + 1.891 \cdot (14.5) \\
 \text{Carga del carril de diseño} \\
 \frac{75 \cdot 2.161}{2} \cdot (0.954) = 77.31 \quad T_n \\
 DC := 1.25 \quad m := 1.0 \quad IM := 1.33 \quad LL := 1.75 \\
 P_u := (334.16 \cdot DC) + (LL \cdot (IM \cdot 65.245 + (77.31)) \cdot m) \\
 P_u = 704.85 \quad < \quad \phi P_n = 814.868 \text{ tonf} \qquad \text{OK}
 \end{array}$$

Verificación de elemento en tracción 7-8

El diseño del elemento 7-8, se toma en cuenta las dimensiones consignadas en los planos

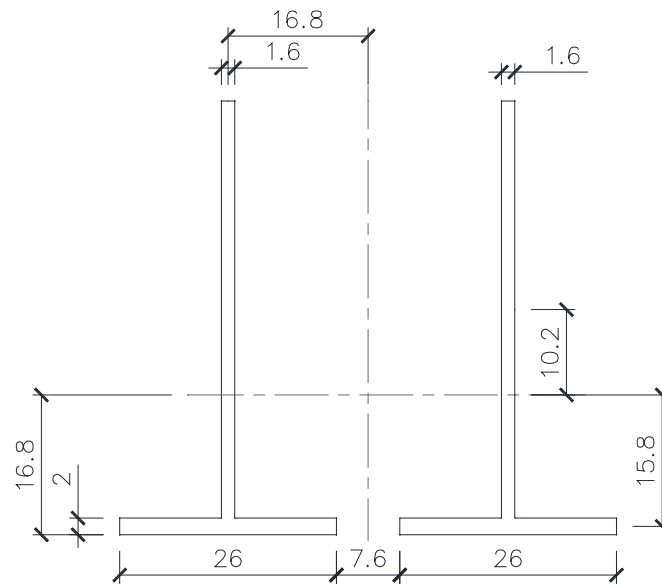


Figura 60 Dimensiones básicas de la brida inferior en cm

Las propiedades de sección son las siguientes:

Section Name		BI 02	
Properties			
Cross-section (axial) area	304.	Section modulus about 3 axis	2594.9151
Moment of Inertia about 3 axis	87953.96	Section modulus about 2 axis	3078.0635
Moment of Inertia about 2 axis	91726.29	Plastic modulus about 3 axis	4528.
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	5107.2
Shear area in 2 direction	184.3841	Radius of Gyration about 3 axis	17.0095
Shear area in 3 direction	113.7497	Radius of Gyration about 2 axis	17.3704
Torsional constant	407.2173	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Figura 61 Propiedades de sección de la brida inferior en cm

Con los valores de las propiedades:

$$A_g := 304 \text{ cm}^2 \quad F_y := 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.90$$

$$L := 536 \text{ cm}$$

$$r_x := 17 \text{ cm}$$

$$\lambda := \frac{L}{r_x} = 31.529 < 300$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 1061.61 \text{ ton} \quad P_u := 718.553 \text{ ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$1061.61 > 718.553 \text{ OK}$$

Verificación de elemento en compresión 1-16

El diseño del elemento 1-16, se toma en cuenta las dimensiones consignadas en los planos

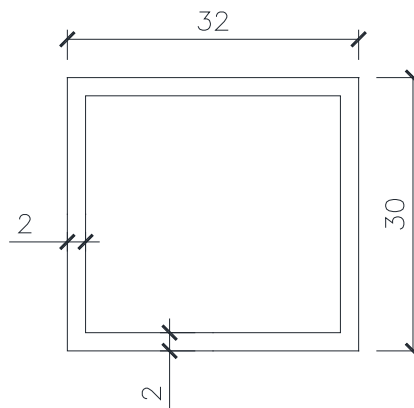


Figura 62 Dimensiones básicas del primer elemento diagonal en cm

$$E := 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_y := 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad L := 1005 \text{ cm}$$

$$b := 32 \text{ cm} \quad h := 30 \text{ cm} \quad t := 2 \text{ cm}$$

$$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b - (2 \cdot t)) \cdot (h - (2 \cdot t))^3}{12} = 30989.33 \text{ cm}^4$$

$$A_g := b \cdot h - ((b - (2 \cdot t)) \cdot (h - (2 \cdot t))) = 232 \text{ cm}^2$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 11.557 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 16 < 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.371$$

Es sección no esbelta

$$K := 1$$

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 86.957 < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112.27$$

Falla por pandeo inelástico +

Esfuerzo de Euler

$$F_e := \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 2610.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo crítico

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2001.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.90$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 460.757 \text{ ton} > 285.658 \text{ Tn OK}$$

Verificación de diseño de viga transversal en tablero VP-01 (compuesta)



Figura 63 Sección compuesta para la viga VP 01

Por las condiciones de apoyo y considerando que la losa de concreto se apoya en estas vigas mediante conexiones de cortante, consideraremos la viga como una viga compuesta y verificamos su resistencia a flexión.

Ancho tributario	$b := 5.35 \text{ m}$
Largo	$L := 8.90 \text{ m}$
Peralte de losa	$t := 0.20 \text{ m}$
Peso volumetrico del concreto	$PV_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Peso propio del concreto sobre la viga:	$PP_c := b \cdot t \cdot PV_c = 2568 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
Peso propio de la viga:	$PP_v := 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
Total carga muerta	$W_D := PP_c + PP_v = 2736 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Considerando la distancia entre ruedas de 1.85m y carga de 14.5 ton

En el caso más crítico pasarán 02 camiones sobre la viga que en sentido transversal y teniendo en cuenta que la longitud total de la viga es de 8.90 m, convertimos en una carga distribuida de 3.25 ton/m

$$W_L := 3250 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_u := 1.2 \cdot W_D + 1.75 \cdot W_L + 1.33 W_L = 13293.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_u := \frac{W_u \cdot L^2}{8} = 131619.297 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ancho efectivo de losa de concreto:

$$\frac{L}{8} = 1.113 \text{ m} \quad \frac{b}{2} = 2.675 \text{ m} \quad \text{tomamos: } b_e := 1.113 \text{ m}$$

$$\text{Viga: } d := 0.883 \text{ m} \quad A := 213.75 \text{ cm}^2 \quad t_w := 12.5 \text{ mm} \quad k := 40 \text{ mm}$$

$$b_f := 30 \text{ cm} \quad t_f := 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y := 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h := d - 2 \cdot k = 0.803 \text{ m} \quad \frac{h}{t_w} = 64.24 < 3.75 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.387 \quad \text{ok}$$

Es correcto determinar M_n a partir de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia.

Altura del bloque de compresión

$$a := \frac{A \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_e} = 0.284 \text{ m}$$

Está ubicado en la viga de acero. Para calcular la ubicación en la viga procedemos así:

$$C := 0.85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot t + f_y \cdot b_f \cdot t_f = 661788 \text{ kg}$$

$$T := f_y \cdot (A - (b_f \cdot t_f)) = 620400 \text{ kg}$$

$$C = 661788 \text{ kg} > T = 620400 \text{ kg}$$

Se encuentra en el patín superior y lo ubicamos de la siguiente forma:

$$y := \frac{f_y \cdot A - 0.85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot t}{2 f_y \cdot b_f} = 0.011 \text{ m}$$

$$M_n := 0.85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2} + y \right) + 2 \cdot f_y \cdot b_f \cdot y \cdot \left(\frac{y}{2} \right) + f_y \cdot A \cdot \left(\frac{d}{2} - y \right) = 383990.197 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_n = 345591.177 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u = 131619.297 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

Verificación de diseño de montante vertical a tracción

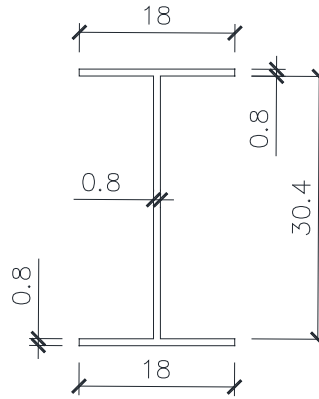


Figura 64 Dimensiones básicas de montante vertical

$$P_u := 75.716 \text{ ton}$$

$$A_g := 53.12 \text{ cm}^2 \quad F_y := 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.90$$

$$L := 860 \text{ cm}$$

$$r_x := 12.93 \text{ cm} \quad +$$

$$\lambda := \frac{L}{r_x} = 66.512 < 300$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 185.5 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 185.502 \text{ ton} > P_u = 75.716 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

Verificación de diseño de arriostre superior tipo aspa

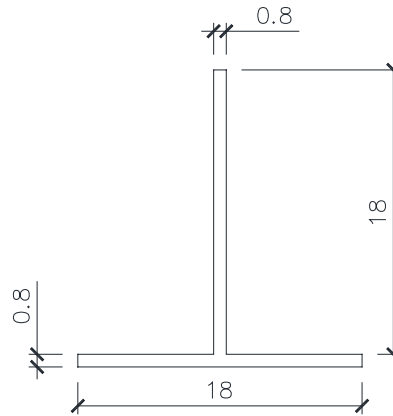


Figura 65 Dimensiones de arriostre superior tipo aspa

$$P_u := 6.25 \text{ ton}$$

$$A_g := 28.8 \text{ cm}^2 \quad F_y := 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.90$$

$$L := 680.72 \text{ cm}$$

$$r_x := 5.968 \text{ cm}$$

$$\lambda := \frac{L}{r_x} = 114.062 < 300$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 100.57 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 100.573 \text{ ton} > P_u = 6.25 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

Verificación de diseño de vigueta longitudinal en el tablero

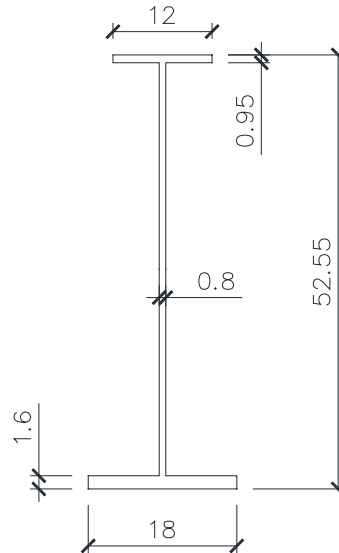


Figura 66 Dimensiones de vigueta longitudinal del tablero

Section Name		VL	
Properties			
Cross-section (axial) area	80.2	Section modulus about 3 axis	1024.0841
Moment of Inertia about 3 axis	32354.61	Section modulus about 2 axis	101.837
Moment of Inertia about 2 axis	916.5333	Plastic modulus about 3 axis	1438.8425
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	171.8
Shear area in 2 direction	40.7886	Radius of Gyration about 3 axis	20.0854
Shear area in 3 direction	39.1616	Radius of Gyration about 2 axis	3.3805
Torsional constant	35.7727	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Figura 67 Propiedades de sección vigueta longitudinal en cm

Ancho tributario	$b := 2.00 \text{ m}$
Largo	$L := 5.357 \text{ m}$
Peralte de losa	$t := 0.20 \text{ m}$
Peso volumetrico del concreto	$PV_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Peso propio del concreto sobre la viga:	$PP_c := b \cdot t \cdot PV_c = 960 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$
Peso propio de la viga:	$PP_v := 63.36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
Total carga muerta	$W_D := PP_c + PP_v = 1023.36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
Del perfil:	$A_g := 80.2 \text{ cm}^2$ $I_x := 32534.61 \text{ cm}^4$ $r_x := 20.09 \text{ cm}$
	$Z_x := 1438.84 \text{ cm}^3$

$$W_u := 1.4 \cdot W_D = 1432.704 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_u := \frac{W_u \cdot L^2}{8} = 5139.369 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$f_y := 50 \text{ ksi} \quad E := 20000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 0.015 \text{ m}$$

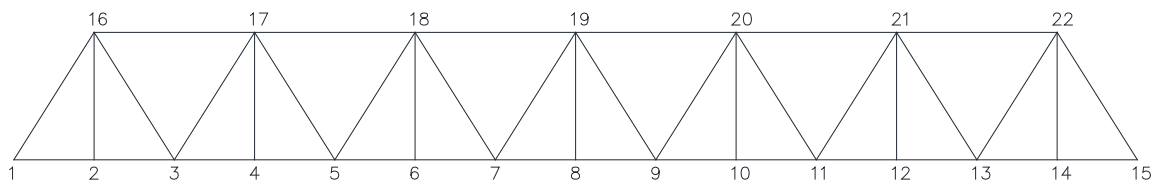
$$I_{xreq} := \frac{5 \cdot W_D \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \Delta_{max}} = 3687.268 \text{ cm}^4 \quad \text{OK}$$

$$M_n := f_y \cdot Z_x = 50580.232 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_n = 45522.209 \text{ kgf} \cdot \text{m} > M_u = 5139.369 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Diseño de conexiones

Para la verificación de conexiones, se toma en cuenta los mayores esfuerzos en la estructura, es decir, en el nudo 16 y barra 1-16 a manera de verificación.



$$P_u := 285658 \text{ kg} \quad f_y := 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_u := 58 \text{ ksi}$$

$$L_w := 66.2 \text{ cm}$$

$$\phi := 0.90$$

$$P_u \leq \phi \cdot f_y \cdot L_w \cdot e \quad \phi P_u \leq \phi P_n$$

Espesor mínimo de cartela:

$$e := \frac{P_u}{\phi \cdot f_y \cdot L_w} = 18.951 \text{ mm} \quad 16 \cdot 2 = 32 \text{ mm}$$

Del plano se obtiene 02 planchas de 16mm que en total hacen 32mm, por lo tanto es correcto el espesor considerado en el diseño

a) Fluencia de la sección total de las placas

$$t := 16 \text{ mm} \quad b := 662 \text{ mm}$$

$$A_g := b \cdot t = 105.92 \text{ cm}^2$$

$$P_n := f_y \cdot A_g = 267977.6 \text{ kg} \quad \phi_t := 0.90$$

$$\phi_t \cdot P_n = 241179.84 \text{ kg}$$

b) Resistencia a la ruptura por tensión de las placas

$$A_n := A_g - 2 \cdot \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t = 96.776 \text{ cm}^2 \quad U := 1$$

$$U \cdot A_n = 96.776 \text{ cm}^2 \quad 0.85 \cdot A_g = 90.032 \text{ cm}^2$$

$$A_e := 80.032 \text{ cm}^2$$

$$P_n := f_u \cdot A_e = 326354.775 \text{ kgf} \quad \phi_t := 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 244766.081 \text{ kgf}$$

c) Resistencia al aplastamiento de los tornillos

$$N := 12 \quad \text{número de tornillos} \quad l_c := 36 \text{ mm} \quad \text{distancia al borde}$$

$$d := 1 \text{ in} \quad \text{diámetro del perno} \quad A_b := \pi \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot f_u \cdot N = 338229.339 \text{ kgf} \quad 2.4 \cdot d \cdot t \cdot f_u \cdot N = 477279.178 \text{ kgf}$$

$$R_n := 338229.339 \text{ kgf}$$

d) Resistencia al cortante de los tornillos

$$F_{nv} := 68 \frac{k \cdot \text{lbf}}{\text{in}^2} \quad k := 1000$$

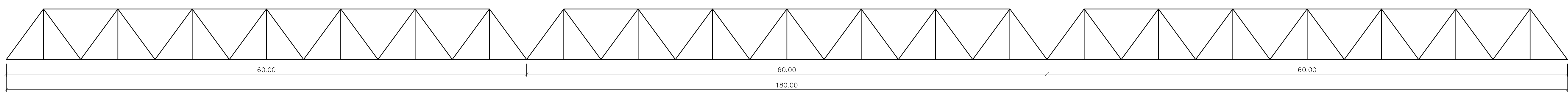
$$R_n := F_{nv} \cdot A_b \cdot N = 290700.501 \text{ kgf} \quad \text{Controla}$$

$$R_n = 290700.501 \text{ kgf} > P_u = 285658 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

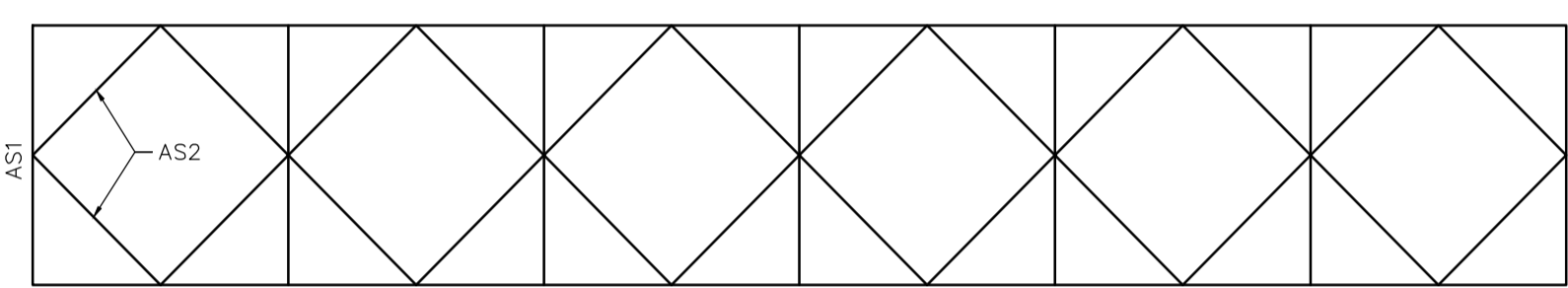
A pesar de que la carga última de la barra está distribuida en ambos lados del perfil, las resistencia de la conexión supera la resistencia

3. PLANOS DE PUENTE RETICULADO ILAVE

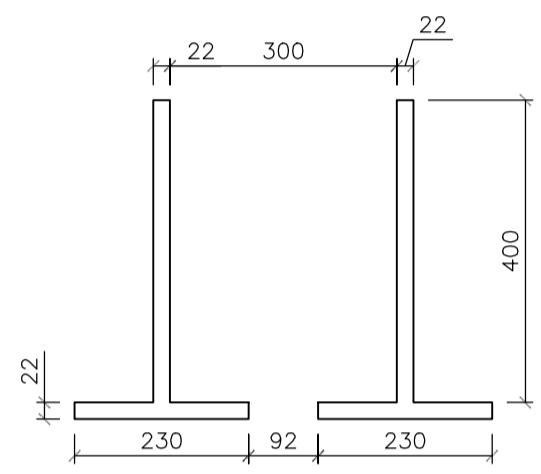
N° REV	NOTAS	FECHA	CARGO	POR



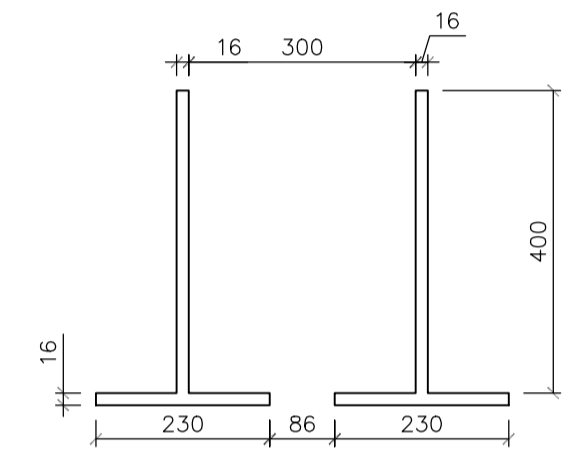
ELEVACION DE PUENTE
ESCALA: 1/250



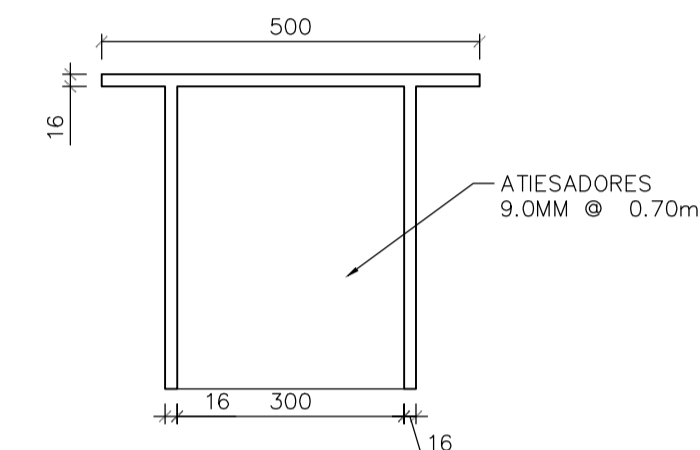
ARRIOSTRE SUPERIOR
ESCALA: 1/250



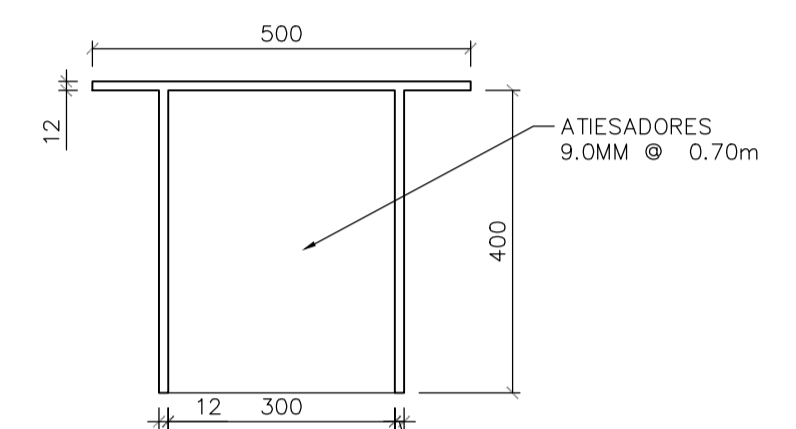
B1
ESCALA: 1/10



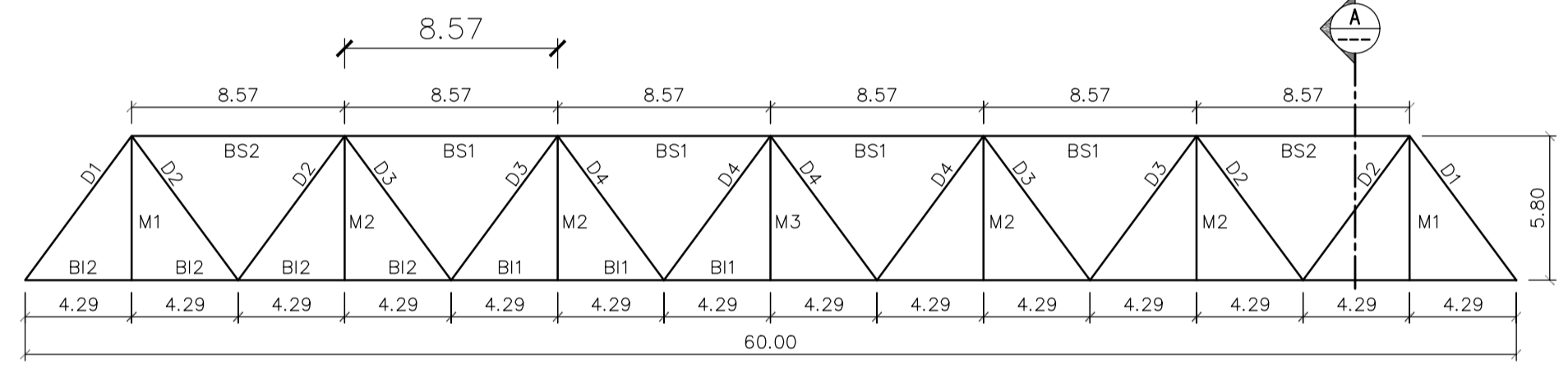
B2
ESCALA: 1/10



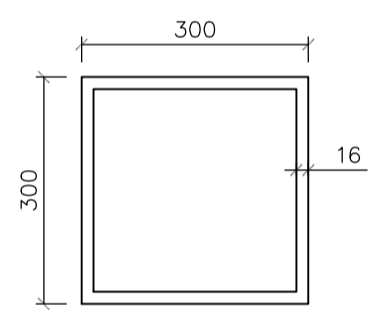
BS1
ESCALA: 1/10



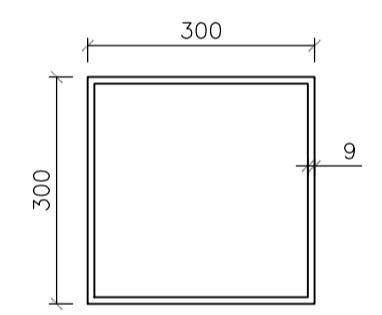
BS2
ESCALA: 1/10



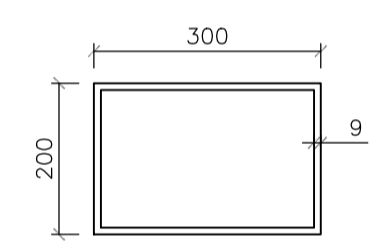
TRAMO TIPICO
ESCALA: 1/250



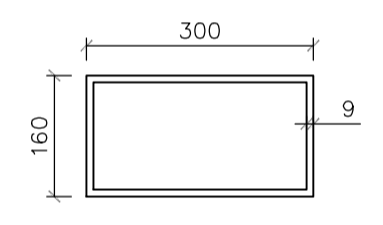
D1
ESCALA: 1/10



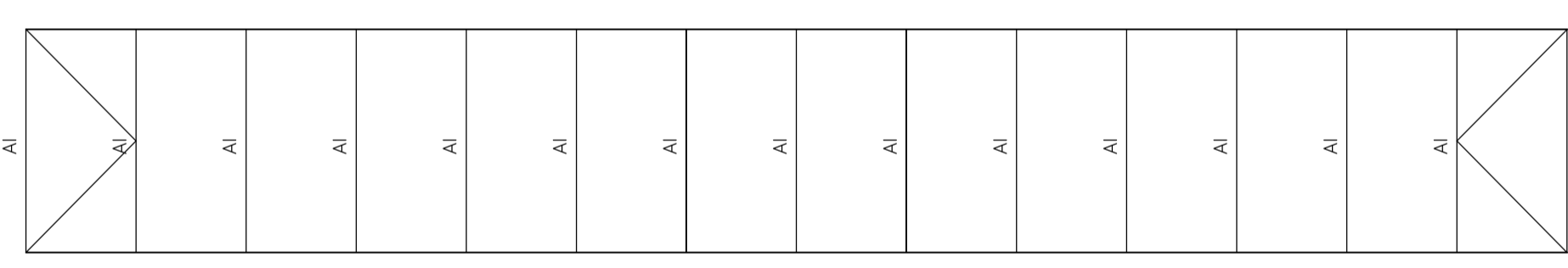
D2
ESCALA: 1/10



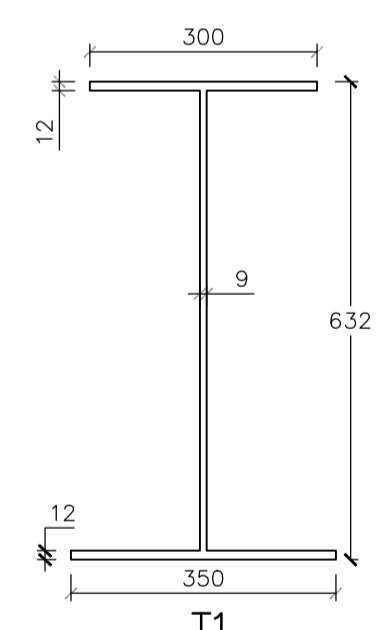
D3
ESCALA: 1/10



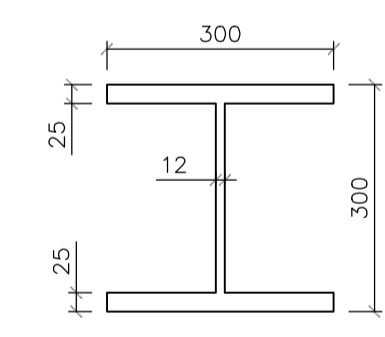
D4
ESCALA: 1/10



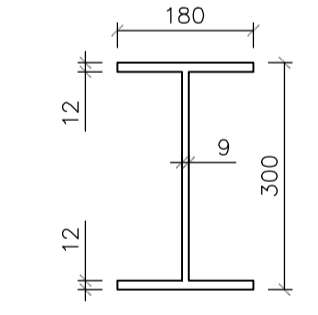
ARRIOSTRE INFERIOR
ESCALA: 1/250



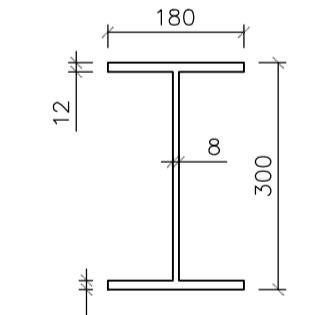
T1
ESCALA: 1/10



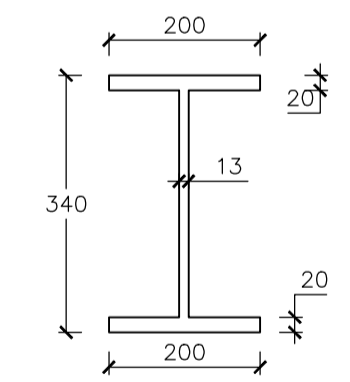
M1
ESCALA: 1/10



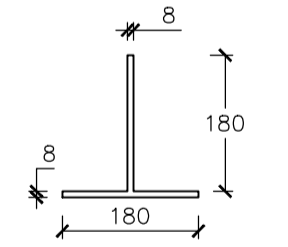
M2
ESCALA: 1/10



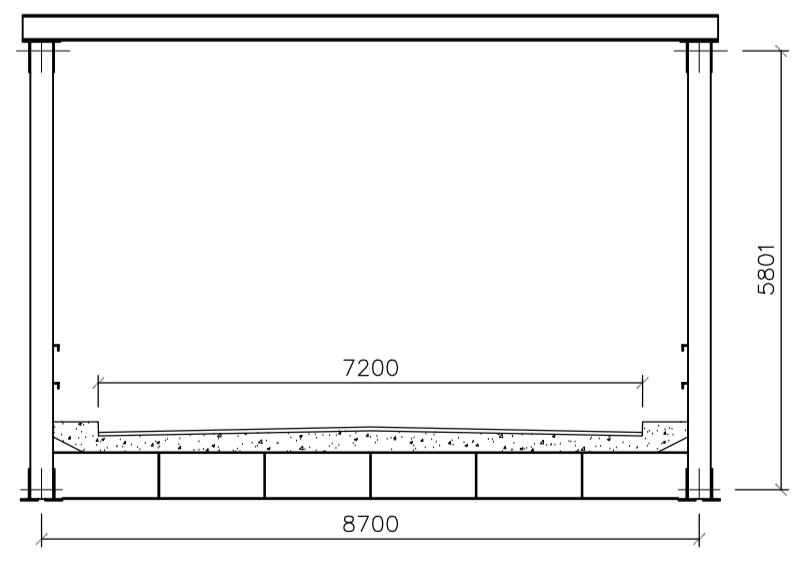
M3
ESCALA: 1/10



AS1
ESCALA: 1/10



AS2
ESCALA: 1/10



CORTE A
ESCALA: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CARGAS

- CARGA VIVA VEHICULAR HL-93
- CARGA DE VIENTO: 100 Km/h
- CARGA DE SISMO SEGUN RNE E 030 2018
- NORMAS: AASHTO 2017, AISC 360-16, AWS D1.5 2015

ACERO

- PLANCHAS Y PERFILES DE ACERO ASTM A709 Fy = 3520 Kg/cm².
- PERNOS ASTM A490.

REVISIONES			
NO.	POR	FECHA	DESCRIPCION

OBRA: PUENTE INTERNACIONAL ELAVE	
PLANO: ESTRUCTURAS	
DISENO: [signature]	REVISADO: [signature]
UBICACION: SADE-PUENTE	FECHA: 0000