

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CARRERA DE: INGENIERÍA CIVIL**



**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**SISTEMA DE GESTIÓN PARA MANTENIMIENTO DE PUENTES CON BASE  
EN INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA NORMATIVA THE  
MANUAL FOR BRIDGE EVALUATION 2018 AASHTO, CASO DE APLICACIÓN  
TRES PUENTES UBICADOS EN LA CIUDAD DE IBARRA**

**AUTOR:**

**ROGGER ALEXANDER CHAMORRO IBARRA**

**QUITO, NOVIEMBRE 2023**

## Tabla de contenido

Capítulo I: Introducción .....	8
1.1.    Justificación .....	8
1.2.    Planteamiento del problema .....	9
1.3.    Objetivos.....	10
General .....	10
Específicos .....	10
1.4.    Alcance .....	10
Capítulo II: Fundamentación Teórica .....	12
2.1.    Puentes.....	12
Clasificación de los puentes.....	12
2.2.    Componente de un puente .....	16
Superestructura .....	16
Subestructura.....	20
2.3.    Sistema de Gestión de Puentes .....	23
Definición de Sistema de Gestión de Puentes.....	23
Objetivos de un Sistema de Gestión de Puentes .....	23
2.4.    Componentes de un Sistema de Gestión de Puentes .....	24
Gestión de la Información.....	24
Integración de datos .....	25

2.5.	Inspección de puentes .....	26
	Inspección de puentes según los criterios de la Norma Austroads .....	26
2.6.	Inspección de puentes según los criterios de AASHTO .....	29
	Tipos de inspección.....	29
	Prácticas de inspección no regulatorias .....	32
2.7.	Planificación, programación y equipamiento .....	33
	Planificación .....	33
	Programación .....	34
	Equipamiento .....	34
	Métodos de acceso y equipamiento .....	35
	Métodos de inspección y equipos .....	35
2.8.	Reportes y fichas de inspección.....	35
	Notas de campo.....	35
	Reportes .....	36
2.9.	Mantenimiento de puentes.....	36
	Mantenimiento correctivo o no planificado.....	36
	Mantenimiento preventivo .....	36
	Defectos comunes asociados a tipos específicos de materiales de puentes .....	37
2.10.	Sistemas de Gestión de Puentes Internacionales .....	38
	American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 38	

Austroroads .....	40
Bridge Management Guidelines de Japón .....	41
Bridge Management System en Alemania.....	42
Guideline for Bridge Safety Management de Canadá .....	42
Bridge Management System en Francia .....	42
Sistema de Puentes de México.....	43
Capítulo III: Sistema de Gestión de Puentes.....	43
3.1.    Introducción.....	43
3.2.    Descripción General .....	44
3.3.    Recopilación de Información.....	45
Planos y diseños.....	45
Historial de mantenimiento y reparaciones.....	46
Documentación adicional sobre estudios hidrológicos, geológicos y sísmicos de la zona.....	46
Datos de tráfico .....	46
3.4.    Condición de Estado del Puente .....	46
3.4.1.  Inspección de puentes.....	46
3.4.2.  Evaluación analítica utilizando The Manual for Bridge Evaluation AASHTO	
2018        68	
Clasificación del Factor de Carga y Resistencia.....	70

3.5.	Reportes o fichas de inspección.....	109
	Reportes .....	109
	Reporte de inspección visual.....	111
3.6.	Mantenimiento de puentes.....	113
	Superficie de Rodamiento.....	114
	Plataformas estructurales .....	118
	Sistemas de drenaje.....	124
	Bordillos, aceras y barandillas .....	124
	Reparación de armaduras .....	125
	Superestructura .....	126
	Subestructura.....	128
	Reparación de pilotes y taludes.....	131
	Sistemas de protección.....	132
	Mantenimiento de cables metálicos.....	134
	Aspectos ambientales.....	135
	Control de Tráfico en la Zona de Trabajos de Mantenimiento.....	136
	Defectos del Hormigón Armado.....	138
	Defectos del Acero.....	142
	Defectos de los apoyos.....	145
	Defectos en las juntas.....	148

Defectos revestimiento protector de acero.....	154
Defectos revestimiento protector de hormigón.....	156
Defectos del sistema de protección del acero de refuerzo del hormigón.....	158
3.7. Presupuesto para mantenimiento .....	159
3.8. Procedimiento del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes.....	160
Capítulo IV: Aplicación del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes.....	161
4.1. Recopilación de información.....	161
Puente sobre el Río Chorlaví .....	161
Puente Quebrada Seca las Flores .....	164
Puente sobre la Quebrada Santo Domingo .....	165
4.2. Presupuesto.....	167
Estrategias de mantenimiento según los resultados de la inspección visual y evaluación analítica según The Manual for Bridge Evaluation .....	167
Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada tres meses, inspecciones rutinarias cada año e inspecciones especiales cada diez años. .....	168
Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada cuatro meses, inspecciones rutinarias cada año y medio e inspecciones especiales cada diez años.....	170
Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada seis meses, inspecciones rutinarias cada dos años e inspecciones especiales cada diez	

años.....	172
Capítulo V: Análisis de Resultados, Conclusiones y Recomendaciones.....	174
5.1. Análisis del trabajo de campo y valoración cualitativa de los puentes.....	174
5.2. Análisis de la evaluación analítica o valoración cuantitativa de los puentes	176
5.3. Análisis de resultados del presupuesto referencial .....	177
5.4. Conclusiones.....	177
5.5. Recomendaciones .....	181
Anexos: Procedimiento para la determinación de la resistencia nominal, evaluación del refuerzo transversal de estructuras de hormigón, reportes de inspección y evaluación analítica según The Manual for Bridge Evaluation, AASHTO 2018.....	183

## **Capítulo I: Introducción**

### **1.1. Justificación**

En Ecuador el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOPE) tiene como objetivo diseñar, construir y entregar obras, el Gobierno y MTOPE dentro de los proyectos viales incluyen mantenimiento de vías y puentes por un periodo de 2 años posterior a la terminación de la obra. (Valencia, 2015) Este argumento nos muestra el objetivo de esta investigación que es demostrar que es necesario implementar un modelo de gestión de puentes y establecer herramientas que ayude a la toma de decisiones planificadas para conservar una estructura.

Actualmente decidir sobre si un puente necesita mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción de puentes se ha convertido en un tema de gran relevancia, es por ello que varios países generaron sistemas de gestión para optimizar los recursos invertidos, por ejemplo, Austroads en Australia y Nueva Zelanda, Bridge Management System de Washington D.C en Estados Unidos, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú y American Association

of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) que establece normas, especificaciones, publica pruebas de protocolos y guías para diseño y construcción, indica en su publicación The Manual for Bridge Evaluation 2018 y el Manual for Bridge Element Inspection considera que es necesario implementar un Sistema de Gestión de Puentes (SGP) para prolongar su vida útil.

## **1.2. Planteamiento del problema**

Exponen que los puentes son estructuras complejas y de gran importancia para el desarrollo de la humanidad. A pesar de ello, estas construcciones no son inmunes a sufrir patologías y desgastes sin importar si son nuevas o viejas; por otra parte los requerimientos necesarios para garantizar seguridad y operatividad de un puente está en su continuo mantenimiento e inspecciones periódicas que implica comprobar el estado de los elementos que conforman la superestructura, infraestructura y accesorios prestando mayor atención a grietas, apoyos, problemas de drenaje, juntas de dilatación, estado del hormigón y pilares. Algunos factores que influyen en el deterioro de un puente son su uso continuo, cambios climáticos, movimiento sísmico y antigüedad.

Como se evidenció en el reporte presentado por (Valencia, 2015) en el MTOP y el Gobierno, el mantenimiento de vías y puentes se realiza por dos años después de su construcción, motivo por el cual refleja la importancia de realizar un mantenimiento adecuado. Como resultado de no contar con un SGP únicamente se realizan reparaciones cuando presentan daños importantes o colapsa la estructura generando inseguridad e interrupción vial.

### **1.3.Objetivos**

#### ***General***

Realizar un sistema de gestión para el mantenimiento de puentes con base en inspección visual y evaluación analítica con criterios de la normativa AASHTO The Manual for Bridge Evaluation.

#### ***Específicos***

- Identificar los elementos de la superestructura, subestructura y accesorios de los puentes seleccionados según AASHTO LRFD Bridge Design 2017.
- Realizar una inspección visual de cada uno de los elementos de los puentes con el fin de analizar el área de estudio y registrar las condiciones actuales físicas de cada puente.
- Realizar la evaluación analítica de cada uno de los puentes seleccionados de acuerdo con Manual for Bridge Evaluation 2018 AASHTO por medio del software Mathcad con el propósito de determinar el estado de condición de los puentes.
- Definir acciones y estrategias de mantenimiento y conservación de acuerdo con Maintenance Manual for Roadways and Bridges 2007 – AASHTO.
- Realizar un presupuesto referencial y establecer estrategias de optimización de recursos con el fin de potenciar las acciones de mantenimiento y conservación.

### **1.4. Alcance**

Dentro de los elementos de un Sistema de Gestión para mantenimiento de Puentes la investigación se enfocará en presentar una metodología funcional en la que se determine la condición de las estructuras de hormigón armado y estructuras metálicas mediante The Manual for Bridge Evaluation AASHTO 2018 que toma en cuenta la flexión, compresión y corte e inspección visual de cada uno de los puentes y posteriormente según el resultado de Factor de condición estructural  $\phi_c$ , Factor de impacto para los efectos de carga viva y muerta, Factor de

evaluación de nivel operativo y de nivel inventario. Estos indicadores se los determinará por medio del Software Mathcad

Se determinará las estrategias de mantenimiento de cada puente de acuerdo con Maintenance Manual for Roadways and Bridges 2007-AASHTO. El número de puentes en los que se implementara el Sistema de Gestión de Puentes se encuentran ubicados en la Red Vial con los nombres de Corredor Periférico Sur y Corredor Periférico Norte de la Ciudad de Ibarra en la que se seleccionó y denominó los siguientes puentes.

- Puente 1: Tablero de hormigón armado y vigas de acero A588
  - Ubicación: Ciudad de Ibarra, Provincia de Imbabura en el Corredor Periférico Norte en el Río Chorlaví
  - Longitud aproximada: 58 metros
- Puente 2: Tablero de hormigón armado y vigas de acero A588
  - Ubicación: Ciudad de Ibarra, Provincia de Imbabura en el Corredor Periférico Sur en la Quebrada La Plancha o Quebrada Seca Las Flores
  - Longitud aproximada: 40 metros
- Puente 3: Tablero de hormigón armado y vigas de acero A588
  - Ubicación: Ciudad de Ibarra, Provincia de Imbabura en el Corredor Periférico Sur en la Quebrada Santo Domingo.
  - Longitud aproximada: 23 metros

## Capítulo II: Fundamentación Teórica

### 2.1. Puentes

Es una estructura que tiene soportes sobre una depresión u obstrucción, como agua, carretera o ferrocarril; que tiene una vía para transportar tráfico u otras cargas en movimiento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

#### *Clasificación de los puentes*

Los puentes pueden clasificarse en varios grupos en función de los materiales utilizados, formas estructurales, condiciones de apoyo y funciones del puente. (Austroads, 2018a)

**Materiales.** En la construcción de puentes se han utilizados varios materiales como; mampostería, madera, acero, hormigón pretensado y otros materiales emergentes.

**Tipos estructurales.** Según su tipo de estructura como; vigas, losas, cerchas atirantadas, colgante y de arco.

**Condiciones de apoyo.** Las estructuras de los puentes pueden clasificarse como

**Figure 1.** *Tipos de Puentes*

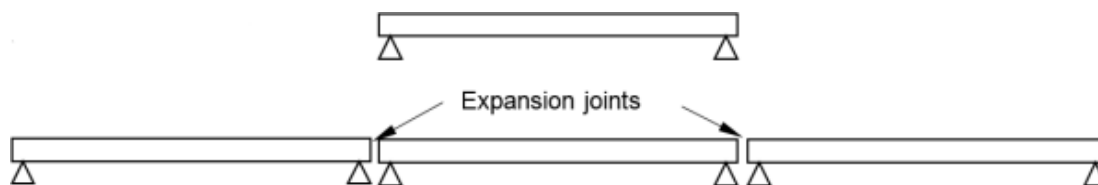


simplemente apoyadas, continuas, frame o una combinación de ellas.

Nota: Tipos de puente. Tomada de Las buenas prácticas para una mejor construcción de puentes por (Pr et al., 2021), <https://www.nord-lock.com/es-es/panorama/conocimiento/2021/welding-or-bolting-bridge-construction/>.

**Puentes de uno o varios vanos.** Son puentes que en los que en los extremos de cada viga se apoyan individualmente. En los puentes de varios vanos existe una junta de cablero en cada extremo y pilar.

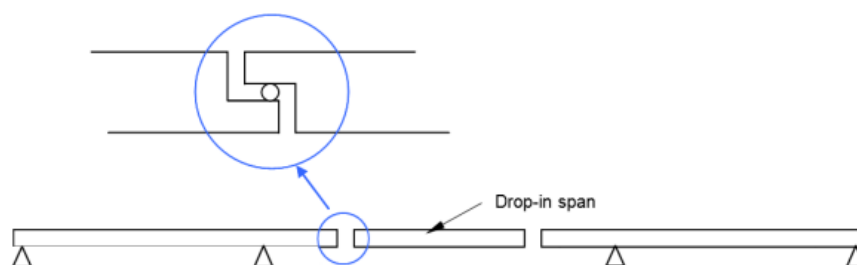
**Figure 2.** *Apoyos simples de uno o varios vanos*



*Nota.* Simply supported spans. Tomada de Figure 2.1 del libro Guide to Bridge Technology Part 3: Typical Superstructures, Substructures and Components, (Austroads, 2018a)

***Puentes de voladizos con vanos abatibles.*** Es una estructura estáticamente determinada. En el pasado se construían con medias juntas y juntas que dan resultado a un difícil mantenimiento, algunos puentes se construyeron con una disposición inadecuada para permitir el levantamiento del tramo para facilitar la sustitución de los apoyos.

**Figure 3.** Voladizo con vanos abatibles



*Nota.* Cantilever with drop-in spans. Tomada de Figure 2.2 del libro Guide to Bridge Technology Part 3: Typical Superstructures, Substructures and Components, (Austroads, 2018a)

- Puentes con vanos continuos: Los vanos continuos son más eficientes desde el punto de vista estructural que los vanos simplemente apoyados, ya que se reduce el número de juntas del tablero, lo que se reduce los costos de mantenimiento a largo plazo. Sin embargo, puede presentar efectos secundarios por cambios de temperatura y

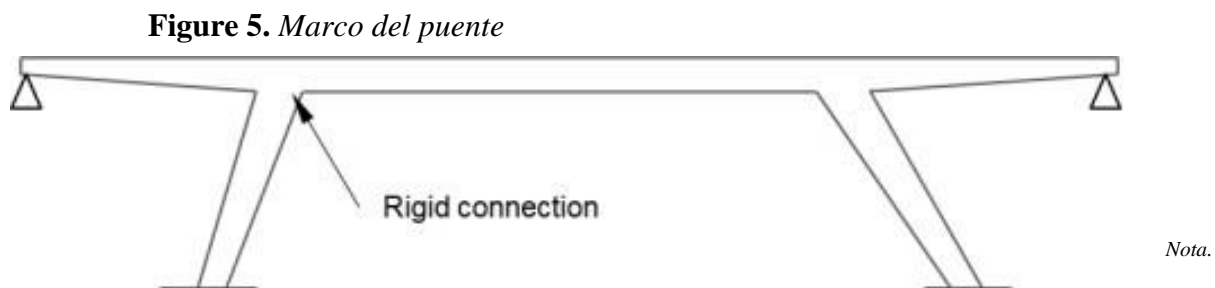
**Figure 4.** Vanos continuos



asentamientos diferenciales, estos factores son tomados en cuenta en el diseño de la estructura.

*Nota.* Continuous vans. Tomada de Figure 2.3 del libro Guide to Bridge Technology Part 3: Typical Superstructures, Substructures and Components,(Austroads, 2018a)

- Puentes tipo frame o de marco: En los puentes tipo frame, la superestructura y subestructura están conectadas para actuar como una unidad continua. Las conexiones rígidas entre la viga del puente y pilares permiten transferir los momentos de flexión, fuerzas axiales, corte y esfuerzos de corte.



Portal frame. Tomada de Figure 2.4 del libro Guide to Bridge Technology Part 3: Typical Superstructures, Substructures and Components, (Austroads, 2018)

**Según su función.** Dependiendo su función (Austroads, 2018a), clasifica a los puentes según lo que transportan y obstáculos que cruzan; por ejemplo; carretera, tráfico ferroviario, sendere, bicicleta, peatonal, agua, carretera o ferrocarril. Las condiciones funcionales influyen significativamente en la elección de la forma estructural del puente, incluyendo:

- Requisitos de espacio libre vertical y horizontal para evitar el impacto causado por vía fluvial o pasos elevados.
- El tipo y masas de carga que se va a transportar.

- Topografía y geología del lugar, que influyen en la elección de la geometría del puente, tipos de subestructura y cimentación.

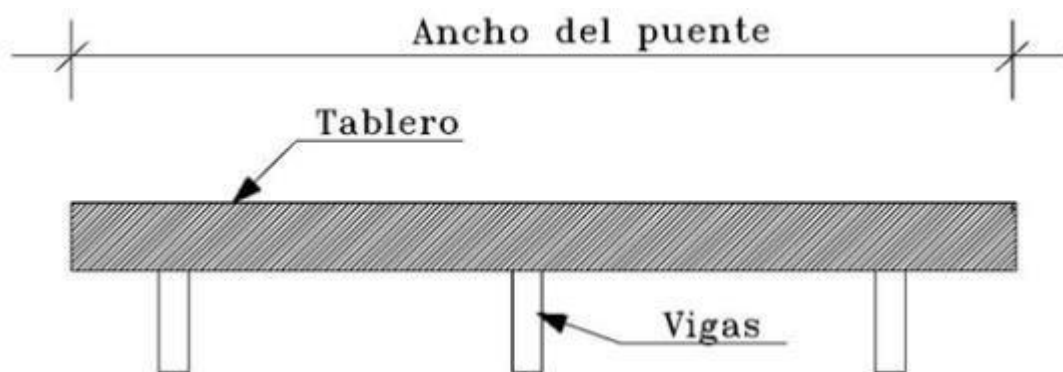
## 2.2. Componente de un puente

### *Superestructura*

Partes estructurales del puente que proporcionan el tramo horizontal. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017)

**Tablero.** Es el elemento estructural que recibe las cargas del tráfico vehicular, está expuesto a los ataques del medio ambiente y desgaste de la circulación vehicular. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

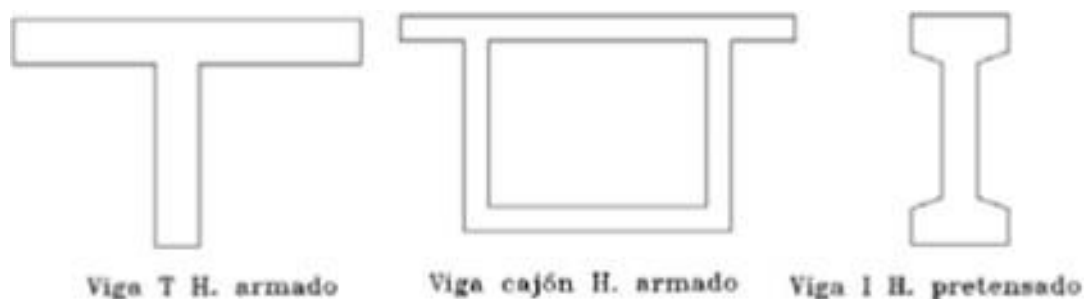
**Figure 6.** Representación gráfica de la Sección Transversal del Tablero



Nota. Sección transversal del tablero del puente. Tomada de Figura 1.8 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

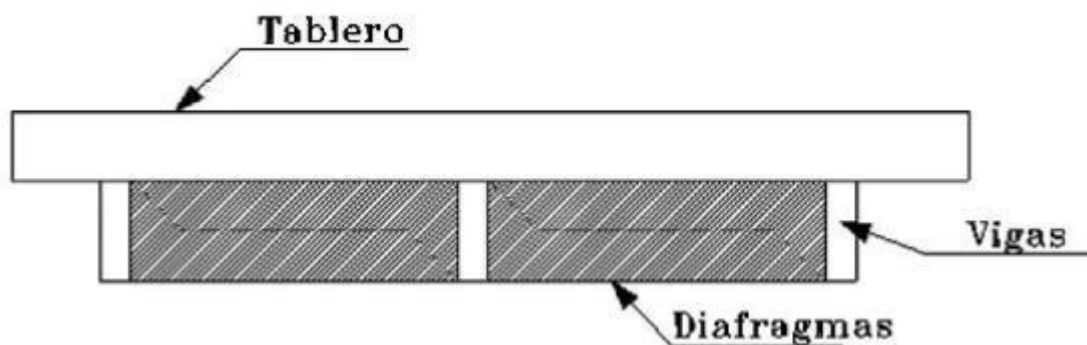
**Vigas.** Las vigas se conectan en el tablero y recibe las cargas vehiculares, los materiales más utilizados son el acero estructural, hormigón armado y hormigón presforzado.

**Figure 7.** Representación gráfica de tipos de secciones de vigas



Nota: Sección transversal del tablero del puente. Tomada de Figura 1.10 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Diafragmas.** Son elementos estructurales que resisten las fuerzas transversales como sísmicas, viento y deformaciones de elementos principales.

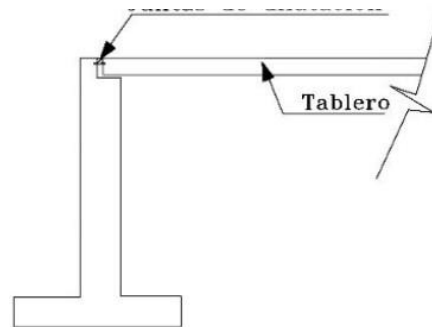


**Figure 8.** Representación gráfica de los diafragmas

Nota: Ubicación de los diafragmas en el sentido transversal del tablero. Tomada de Figura 1.11 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Juntas de dilatación.** Las juntas de dilatación son elementos que permiten la libertad de deformaciones y requieren mantenimiento permanente ya que reciben directamente la carga vehicular. Los materiales más utilizados son acero estructural, bandas de PVC o caucho sintético. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

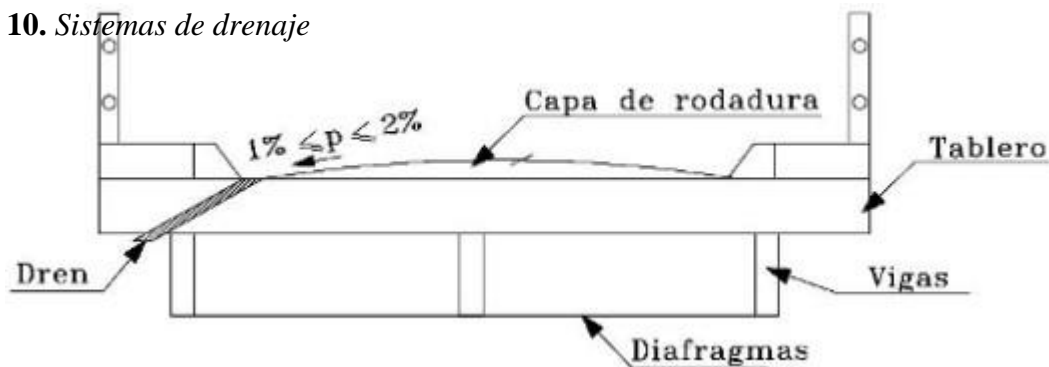
**Figure 9.** *Juntas de dilatación*



Nota: Ubicación de la junta de dilatación. Tomada de Figura 1.12 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Sistemas de drenajes.** Son pendientes transversales no menores a 1% y no mayor al 2% que permite evacuar agua colocados a los extremos del tablero. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

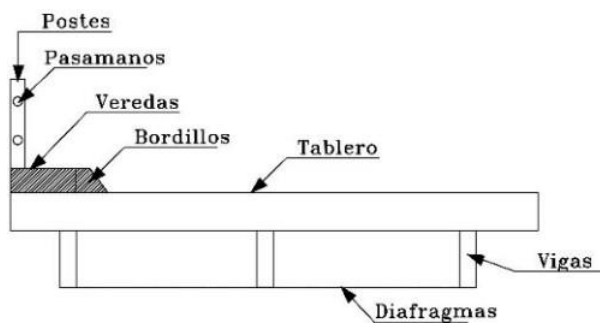
**Figure 10.** *Sistemas de drenaje*



*Nota:* Ubicación de la junta de dilatación. Tomada de Figura 1.13 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Protecciones laterales.** Son elementos de seguridad y dependiendo del tipo de tráfico las protecciones laterales pueden ser vehiculares, peatonales o combinadas. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Figure 11.** *Protecciones laterales*



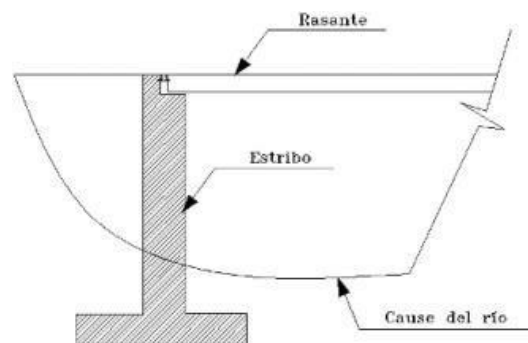
*Nota:* Ubicación de la junta de dilatación. Tomada de Figura 1.14 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

## ***Subestructura***

Partes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017)

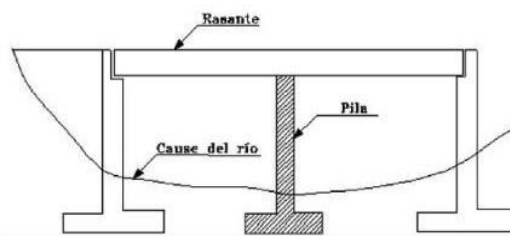
**Estribos.** Son apoyos en los extremos de la subestructura que tienen el objetivo de contener los rellenos de accesos y servir de apoyo de la superestructura. En la mayoría de las veces el material más común para su construcción es el hormigón armado. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Figure 12.** *Estribos*



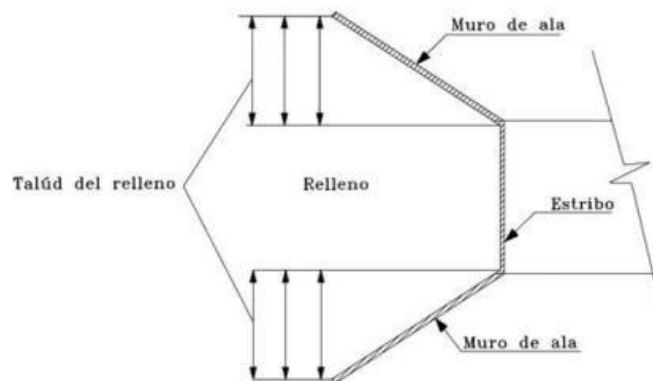
*Nota:* Esquema del estribo. Tomada de Figura 1.2 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Pilas.** Son apoyos de la superestructura que transmiten las cargas intermedias al suelo de cimentación; los materiales más utilizados son hormigón armado y acero estructural.(Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Figure 13. Pilas**

*Nota:* Esquema de la pila. Tomada de Figura 1.3 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

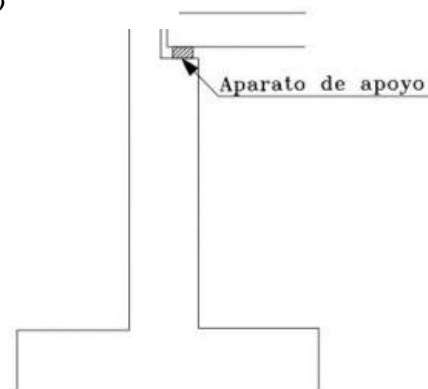
**Muros de ala.** Son elementos auxiliares que sirven para confinar los taludes de los rellenos de acceso, la inclinación a estos con respecto al estribo es de  $45^\circ$  y  $90^\circ$ . (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Figure 14. Muros de ala**

*Nota:* Muro de ala. Tomada de Figura 1.4 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Aparatos de apoyos.** Los aparatos de apoyo son elementos que deben estar anclados antes de la construcción de la superestructura, son susceptibles al cambio y de mantenimiento permanente. Normalmente son de neopreno. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

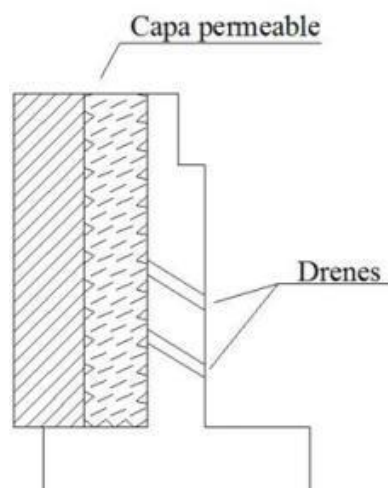
**Figure 15.** *Apoyos de neopreno*



*Nota:* Ubicación del neopreno. Tomada de Figura 1.5 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Sistema de drenaje.** Sistema de drenaje de los estribos que impidan la sobresaturación del relleno de acceso y el incremento de empujes del relleno. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

**Figure 16.** *Sistema de drenaje*



*Nota:* Filtro del material permeable en la parte posterior del estribo. Tomada de Figura 1.6 del libro Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. (Ing. Eduardo Torres C., 2013)

### **2.3. Sistema de Gestión de Puentes**

#### ***Definición de Sistema de Gestión de Puentes***

El sistema de gestión de puentes es una forma racional y sistemática de organizar y ejecutar el mantenimiento, rehabilitación y sustitución de partes individuales o de toda la construcción. Además, permite la seguridad del tráfico, distribución óptima del presupuesto disponible, previsión de recursos financieros, minimización de costos de mantenimiento y determinación del período de tiempo en el que se debe realizar los trabajos necesarios. (Dullah et al., 2014)

#### ***Objetivos de un Sistema de Gestión de Puentes***

El sistema de gestión de puentes (BMS) debe satisfacer las necesidades de un ingeniero y a los responsables de la toma de decisiones de los programas de mantenimiento y su objetivo es determinar el uso óptimo de la financiación permitiendo a los responsables de la toma de decisiones de las consecuencias de sus acciones. Además, proporciona información para ayudar a mejorar la seguridad, realizar evaluaciones de riesgo, prolongar la vida útil de los puentes y servir al comercio y automovilistas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

## 2.4. Componentes de un Sistema de Gestión de Puentes

### *Gestión de la Información*

Un BMS según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018) requiere base de información completa, conectadas y bien organizadas que sean capaces de soportar los diversos análisis implicados en la gestión de puentes y de comunicar información de manera sencilla. Los datos principales que requiere un BMS son:

**Inventario de puentes, calificaciones del estado general y calificación de los elementos de los puentes.** Los datos que incluye los inventarios son; información sobre el estado de los puentes de carretera, estado de los componentes y elementos. Calificación del estado general de la superestructura, subestructura y se determinan de acuerdo con normativas de inspección de puentes. La calificación de los elementos de los puentes presentar detalles sobre el tipo y la cantidad de deficiencias que puedan estar presentes. Los análisis avanzados de BMS requiere una evaluación detallada para predecir y priorizar la reparación de puentes, conservación o sustitución de puentes. Para satisfacer la necesidad la AASHTO ha desarrollado un sistema de evaluación del estado de los elementos de puentes, las descripciones de los elementos tienen en cuenta la composición de materiales o el porcentaje del elemento clasificado en cuatro Estados de Condición; CS 1-Bueno, CS-Normal, CS 3- Malo y CS 4-Grave. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Medidas de rendimiento.** Las medidas de rendimiento son herramientas utilizadas para conectar las decisiones de gestión de recursos con los objetivos estratégicos de la red de transporte, así como para comunicar la necesidad y el valor de la inversión. Los objetivos de rendimiento son el valor previsto de la medida en un momento determinado, de acuerdo con las

limitaciones de financiación. Las medidas de rendimiento también pueden incluir medidas de vulnerabilidad sísmica, posible socavación, capacidad de carga y deficiencias funcionales (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Datos de las actividades de conservación.** Los datos para analizar los puentes pueden variar según el tipo de la estructura que se aplica la acción para informar las necesidades de los puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Datos de costos y planificación financiera.** La evaluación de acciones y estrategias requiere el conocimiento de los costos para realizar los trabajos. El presupuesto debe considerar los costos directos e indirectos, información de la planificación financiera es necesaria para aplicar restricciones, la cantidad de fondos disponibles a corto y largo plazo y la planificación financiera necesita implementar acciones para la optimización de recursos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Integración de datos***

La integración de datos identifica acciones y estrategias para optimizar recursos. La decisión óptima siempre será la de menor costo; a continuación, se muestra los componentes principales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

1. Análisis de datos
2. Evaluación de riesgos
3. Normativas
4. Análisis costo-beneficio
5. Priorización y optimización

## 2.5. Inspección de puentes

### *Inspección de puentes según los criterios de la Norma Austroads*

Excluyendo las inspecciones realizadas como parte de las actividades normales del mantenimiento vial, en el cual generalmente se exponen tres tipos diferentes y complementarios. (Austroads, 2018b) La terminología exacta se describirá a continuación:

#### Nivel 1: Inspección rutinaria de seguimiento y mantenimiento

- Inspección visual para comprobar el estado general de la estructura haciendo énfasis en la seguridad de los usuarios de la carretera.
- Suelen realizarse con frecuencia regular de 6 – 12 meses y después de eventos significativos, por ejemplo, inundaciones, incendios forestales, impactos y eventos sísmicos.

#### Nivel 2: Inspección de condición

- Inspección visual de los componentes de la estructura y una evaluación del estado utilizando un sistema estandarizado
  - Informar del estado de los componentes de la estructura
  - Revisión y actualización de los datos del inventario.
  - Identificar y programar las necesidades de tratamiento.
  - Solicitar inspección de nivel 3, si está justificado cambios importantes en la estructura.
  - Recomendar requisitos para la próxima inspección y designar los componentes para el seguimiento.

- Recomendar la realización de pruebas complementarias
- Los intervalos de inspección de nivel 2 son entre 1 y 5 años, determinar un ciclo de inspección proporciona seguridad sobre el alcance, calendario y recursos.
- Las inspecciones de nivel 2 suelen ser necesarias antes de la entrega de nuevas estructuras y posteriormente a cualquier reparo o reforma importante.

### Nivel 3: Ingeniería estructural o inspección especial

- Se trata de una investigación detallada de una estructura, cuyo alcance es abordar las preocupaciones sobre una estructura individual o clase de estructuras.
- Se llevan a cabo para proporcionar un mejor conocimiento del estado, capacidad de carga, rendimiento de servicio y otras características que van más allá del alcance de las inspecciones de nivel 1 y 2, el nivel 3 puede incluir lo siguiente:
  - Evaluar el estado estructural y comportamiento de una estructura.
  - Identificar y cuantificar el deterioro actual y previsto.
  - Acceso especializado fuera del ámbito de las inspecciones de nivel 2.
  - Pruebas in situ y de laboratorio.
  - Seguimiento del rendimiento en servicio de estructuras con deficiencias.
  - Estructuras complejas que requieran equipos especializados para determinar con precisión el estado y rendimiento.
- Las inspecciones de nivel 3 requieren la inspección y supervisión de ingenieros cualificados con experiencia en la disciplina.
- La frecuencia de las inspecciones de nivel 3 se determina caso por caso y pueden ser eventos puntuales o formar parte de un plan de gestión continuo.

**Programación o frecuencia de inspecciones.** Las inspecciones de nivel 1 pueden realizarse en intervalos de 6 o 12 meses, a diferencia de las de nivel 2 tienen una frecuencia de 1 y 10 años, dependiendo de la evaluación de riesgo y del alcance. Por otra parte, la inspección de nivel 3 no pueden predecirse ya que requieren de un evento en específico como un terremoto o inundaciones, pero debe tener suficiente flexibilidad para garantizar la ejecución de una inspección especializada. (Austroads, 2018b)

#### Nivel 1 – Inspección rutinaria

Las inspecciones rutinarias de mantenimiento se realizan en el intervalo de 6 a 12 meses y deben programarse en conjunto con los otros trabajos regulares de mantenimiento en el resto de la red de carreteras. (Austroads, 2018b)

#### Nivel 2 – Inspección de condición

Las inspecciones de nivel 2 se realizan en un período de hasta 10 años y debe incluir detalles como el nombre, ubicación de la estructura, fecha, tipo de la última inspección, factores ambientales, nivel de río, volumen de tráfico y accesibilidad de recursos disponibles. Sin embargo, es importante que proporcione un acceso adecuado y seguro para realizar una inspección más detallada, las inspecciones con difícil acceso pueden ser las requiera mayor importancia de mantener e inspeccionar. Si la inspección requiere equipo especializados puede ser que los costos se reduzcan si se inspeccionan en grupo todos los puentes de la red vial y toda la información debe ser archivada para que sea utilizada durante toda la vida útil de la estructura. (Austroads, 2018b)

## 2.6. Inspección de puentes según los criterios de AASHTO

El objetivo principal de un programa de inspección de puentes es garantizar que las estructuras sean seguras para el uso público. Esto requiere que las inspecciones realizadas deban seguir los procedimientos sistemáticos de inspección para garantizar la calidad y coherencia de la información en una red de puentes. La recopilación de información debe ser precisa, detallada y completa para operar y gestionar los puentes. Esta información en un sistema de gestión de puentes se utiliza para determinar las necesidades de mantenimiento rutinario, reparaciones o rehabilitaciones necesarias. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### *Tipos de inspección*

Los tipos de inspección para cada puente varía según el tipo y estado, pueden requerir inspección rutinaria y de miembros críticos a fractura, es importante entender cada tipo de inspección para asegurarse de que se apliquen como es debido. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Inspección inicial.** Es la primera inspección de un puente nuevo o existente después de una rehabilitación importante, como la sustitución del tablero, sustitución de la superestructura o ampliación. Esta inspección es importante para registrar datos del inventario de puentes, establecer el calendario para inspección requeridas, mantenimiento y miembros del equipo de trabajo. Documentar cuidadosamente la inspección inicial, realizada por personas con criterio ingenieril y debe incluir una evaluación analítica del puente, la determinación de condiciones estructurales de referencia, identificación y registro de cualquier problema existente o lugares en

la estructura que puedan experimentar problemas en el futuro. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Inspección rutinaria.** Las inspecciones rutinarias son programadas y consisten en la observación de todos los elementos del puente y mediciones necesarias para determinar el estado físico y funcional del puente, identificar cualquier cambio respecto a la inspección inicial y condiciones registradas anteriormente. Las zonas de la estructura que deben ser vigiladas son las que se determinan en inspecciones anteriores, las áreas de la estructura que deben ser vigiladas de cerca son determinadas por inspecciones previas y evaluaciones analíticas. Si durante una la inspección rutinaria existe un área que requiera una inspección más detallada para determinar su impacto en la seguridad y entonces se realice y programe una inspección adicional en profundidad de esa zona. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Inspección a profundidad.** Es una inspección detallada y de cerca de uno o más componente del puente situados por encima o debajo del agua, utilizando técnicas visuales o técnicas no destructivas según sea necesario para identificar cualquier deficiencia que no sean identificable con la inspección de rutina. Se debe documentar los resultados de las inspecciones a profundidad con tanto detalle como sea necesario, estos pueden ser significativamente más detallada que la información obtenida por las inspecciones iniciales y de rutina. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Inspección de miembros críticos a la fractura (FMC).** Es un miembro de acero en tensión cuyo fallo podría causar el colapso de una parte o de todo el puente entero, los elementos

de miembros de acero que pueden ser considerados al FMC según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018) son:

- Sistemas de vigas I, cajón o dos vigas.
- Sistemas de suspensión con componente de armadura.
- Vigas de acero transversales soldadas
- Sistemas de dos cerchas
- Arcos atados soldados
- Conexiones de pernos

Los ejemplos anteriores no son una lista completa todas dependen del criterio ingenieril pero su única limitante es que deben ser de acero.

**Inspección de daños.** Es una inspección no programada para evaluar los daños estructurales resultante de eventos ambientales como terremotos o inundaciones o por acciones humanas como impactos de camiones. La cantidad de esfuerzo invertido puede variar significativamente en función del suceso y de la magnitud de daños. Si se han producido daños relevantes, es importante que el alcance de la inspección de daños sea suficiente para determinar la necesidad de restricciones de carga de emergencia o cierre del tráfico vehicular. Si se sospecha de un defecto significativo a través de la inspección visual, se usarán otros métodos de inspección avanzadas y puede complementarse con una inspección a profundidad para obtener datos adicionales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Prácticas de inspección no regulatorias***

**Generalidades.** La inspección de puentes es fundamental para la seguridad pública y sirve para un Sistema Integral de Gestión de Puentes, en consecuencia, es indispensable que las inspecciones se realicen de forma segura y sistemática utilizando las técnicas de inspección apropiadas, además deben incorporarse a la planificación del SGP. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Seguridad.** Desarrollar una planificación de seguridad para el personal de inspección con información relativa en su salud, incluido el funcionamiento correcto de herramientas y equipos de inspección. La seguridad de los miembros del equipo de inspección y del público es primordial. Llevar equipo de protección personal en todo momento, incluyendo cascos, chalecos, gafas de seguridad, calzado, protección auditiva, visual y facial en caso de que se utilice herramientas manuales y eléctricas durante la inspección. Capacitar y aplicar procedimientos de emergencia en caso de fallo del equipo, usar cinturones de seguridad, cordones, arneses y otros equipos de seguridad de acuerdo con normativas. Hay que reconocer que cada puente es único y se debe tomar precauciones necesarias en situaciones que pueda existir condiciones de trabajo inusuales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Seguridad Pública.** Con respecto a la seguridad pública se deben emplear procedimientos adecuados para el control de tráfico y protección de la zona de trabajo durante la inspección de un puente. Dentro de lo posible, se debe realizar las inspecciones de manera para minimizar la interrupción del flujo de tráfico. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

## 2.7. Planificación, programación y equipamiento

### *Planificación*

La clave del éxito de una inspección de puentes segura y eficaz es la planificación y preparación. Desarrollar un plan de inspección basado en una revisión del registro de un puente y una visita previa a la inspección según sea necesario, los siguientes puntos para tener en cuenta según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018) son:

- Determinar el tipo de inspección necesaria.
- Determinar si se necesitan inspectores especializados.
- Determinar el número de personal y el tipo de equipos y herramientas necesarias para realizar la inspección.
- Determinar qué lugares se han observado en inspecciones o registros anteriores de mantenimiento que tienen defectos
- Determinar la restricción de altura o peso y planificar las necesidades del equipo de acceso.
- Estimar la duración de la inspección y las horas de trabajo previstas.
- Establecer la coordinación de otros organismos o al pública.
- Reunir las fichas de campo y preparar bocetos previos de detalles típicos.
- Determinar el alcance de inspección subacuática, así como la vulnerabilidad a socavación.
- Decidir si son apropiadas o no técnicas no destructivas o pruebas especializadas.
- Determinar si la estructura contiene miembros que requieran atención especial, como miembros propensos a fatiga y fractura.

- Determinar si hay estructuras cercanas que también están programadas para ser inspeccionadas y que requieran un equipo similar con herramientas.
- Determine los requisitos de acceso, incluyendo la ubicación de equipos, control de tráfico.
- La acción de la corriente durante los periodos de agua y la posición de las juntas de dilatación en momentos de temperatura ambiental alta o baja, son observadas y condicionadas por el juicio ingenieril del personal de mantenimiento.

### ***Programación***

Dentro de lo posible, se debe programar las inspecciones de puentes durante los períodos del año que ofrezcan las condiciones más adecuadas para promover la eficiencia. Las subestructuras de los puentes sobre arroyos o ríos pueden inspeccionarse mejor en épocas de aguas bajas. Inspeccionar las estructuras que requieran trabajos en gran altura cuando no haya vientos fuertes o temperaturas extremas e inspeccionar las juntas cuando se sospeche que hay problemas de movimiento térmico. Para minimizar los riesgos para la salud y seguridad de los inspectores y maximizar la productividad de inspección, se deben evitar cuando existan riesgos ambientales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Equipamiento***

El equipo de inspección de puentes consiste en aquellos elementos utilizados para acceder a los componentes del puente, así como los elementos utilizados para realizar las tareas de inspección propiamente dichas. Se debe incluir en el registro del puente todos los requisitos del equipo necesarios para realizar la inspección. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Métodos de acceso y equipamiento***

La variación en los tipos de estructuras a inspeccionar requiere que los inspectores de puentes accedan a los elementos estructurales para realizar una inspección utilizando una amplia gama de técnicas y equipos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Métodos de inspección y equipos***

Los métodos y equipos de inspección que se emplearán dependerán del tipo de inspección y la información obtenida de las fichas de inspección y planos de los puentes, así como de cualquier información relativa a las necesidades o requisitos específicos expresados por el propietario del puente. Asegurarse de que el equipo básico de inspección como equipo de protección personal, cámaras y herramientas de mano para limpieza y herramientas para técnicas no destructivas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

## **2.8. Reportes y fichas de inspección**

### ***Notas de campo***

Preparar formularios e informes de inspección para su uso sobre el terreno de manera sistemática que contengan un croquis, fotografías relevantes y espacio para notas. Para la inspección rutinaria de puentes pequeños pueden reunirse en un archivo sencillo para cada puente. En el caso de puentes más grandes o complejos, esta información suele reunirse en un cuaderno o carpeta de inspección, lo que proporciona al inspector acceso rápido a la información en una secuencia lógica. Documentar la información y datos recogidos en el campo de forma clara y detallada, tomar fotografías sobre el terreno para ilustrar defectos o proporcionar referencias y anotar leyendas sobre las notas de campo. Utilizar una nomenclatura coherente para

describir puentes complementado con esquemas gráficos y fotografías, así como notas escritas a localización y características físicas. La ayuda de los esquemas gráficos permite dimensionar de manera clara los elementos deteriorados sin recurrir a largas notas escritas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Reportes***

Los informes de inspección o fichas de inspección documentan los resultados de una inspección decampo. Incluya en el informe de inspección una descripción del estado de los componentes del puente, la identificación de cualquier deficiencia notable y recomendaciones para el seguimiento necesario. Garantizar que los informes de puentes incluyan la fuente de toda información obtenida y que los fondos pueden ser asignados o reparaciones diseñadas en función de la calidad del informe, redactar las recomendaciones de reparación y mantenimiento de manera que ayuden priorizar las acciones de seguimiento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

## **2.9. Mantenimiento de puentes**

### ***Mantenimiento correctivo o no planificado***

Sirve para la corrección de fallos y averías, las acciones pueden incluir la reparación o sustitución para establecer un estado útil o una capa de pintura para evitar el deterioro. (Austroads, 2018b)

### ***Mantenimiento preventivo***

Esta actividad lleva a cabo tareas de mantenimiento para prevenir fallos e interrupciones derivadas de los mismos que aumentan la vida útil de la estructura, ralentizando su deterioro y

retrasando el momento de renovación, suele ser de naturaleza periódica o rutinaria y comprende tareas frecuentes, técnicamente sencillas y repetitivas. (Austroads, 2018b)

### ***Defectos comunes asociados a tipos específicos de materiales de puentes***

Es importante entender la forma y acciones estructurales del puente en mantenimiento para que cualquier defecto detectado pueda ser correctamente evaluado en cuanto a su importancia para la seguridad y durabilidad de las estructuras. (Austroads, 2018b)

**Puentes de hormigón armado.** Agrietamiento, corrosión de armadura, desprendimiento, erosión de superficie, fallos de drenaje, fugas de agua, defectos constructivos, depósitos superficiales de sales y distorsión de la forma. El problema principal asociado a la durabilidad de puentes de hormigón es la corrosión del acero de refuerzo, una indicación del riesgo actual y futuro puede determinarse según (Austroads, 2018b) a partir de:

- Inspección visual detallada, incluyendo grietas y desprendimientos y profundidad del recubrimiento de la armadura.
- Contenido de cloruro del hormigón.
- Profundidad de la carbonatación.

**Mantenimiento de puentes de acero.** Los defectos de un puente de acero pueden atribuirse al entorno en el que se encuentra, detalles deficientes, mano de obra o fabricación, fallo del revestimiento, pérdida de la sección, uniones sueltas o defectuosas, fatiga, grietas en los componentes, daños por impacto, deformación y distorsión estructural, defectos de fabricación, corrosión, torceduras y fallos en los detalles. La inspección debe realizarse bajo zonas con acumulación de residuos y otras zonas húmedas, en caso de encontrar defectos críticos que

puedan provocar el colapso o problemas de seguridad críticos, el puente debe cerrarse inmediatamente. (Austroads, 2018b)

## **2.10. Sistemas de Gestión de Puentes Internacionales**

### ***American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)***

La AASHTO trabaja para educar al público y a los principales responsables de la toma de decisiones sobre el papel fundamental que desempeña el transporte para garantizar calidad de vida y una economía sólida para nuestra nación, además sirve de enlace entre los departamentos estatales de transporte y el gobierno de Estados Unidos. La AASHTO es líder internacional en el establecimiento de normas técnicas para todas las fases del desarrollo del sistema de carreteras y se publican normativas para el diseño, construcción de carreteras y puentes, materiales, mantenimiento y muchas otras áreas técnicas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Maintenance Manual for Roadways and Bridges 2007.** Es un manual destinado para las personas que inician su carrera en mantenimiento de carreteras y puentes y ayudará a comprender los diversos procesos. Actualmente, este campo está evolucionando hacia una nueva ingeniería propia resultante de una combinación sinérgica de la ingeniería civil tradicional, ingeniería industrial, gestión empresarial, ciencia de materiales y ciencia ambiental. Este manual pretende proporcionar una visión general de los aspectos de los aspectos y cuestiones que se consideran más urgentes con respecto a la gestión de una red vial. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**AASHTO Bridge Element Inspection Guide Manual.** Se basa en los métodos de evaluación del estado de los elementos desarrollados, el estado general de un elemento

defectuoso puede utilizarse en forma agregada o desglosada según los defectos específicos presentes según la agencia del Sistema de Gestión de Puentes. Este manual presenta un conjunto completo de elementos de puentes que está diseñado para satisfacer las necesidades de todos los organismos, presenta dos tipos de elementos identificados como NBE y BME. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)

- National Bridge Elements (NBE): representan los principales componentes estructurales de los puentes necesarios para determinar el estado general y seguridad de los elementos principales de carga. Los NBE son superestructura, subestructura y calificaciones del estado de las alcantarillas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)
- Bridge Management Elements (BME): incluye a los elementos como juntas, superficies de desgaste y sistemas de revestimiento de protección que suelen ser gestionados por organismos de gestión de puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)

**AASHTO The Manual for Bridge Evaluation.** El objetivo del The Manual for Bridge Evaluation es servir de recurso para el desarrollo de política y procedimientos específicos para la evaluación e inspección de los puentes de carretera existentes, el manual se divide en ocho secciones y cada una de ellas representa una fase distinta de un programa global de inspección y evaluación de puentes. Las disposiciones de este manual se aplican a todas las estructuras de carreteras que se clasifican como puentes de acuerdo con la definición de puente según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018).

A continuación, en la Tabla 1 se describen las ocho secciones de The Manual for Bridge Evaluation según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018):

**Tabla 1.** *Descripción General de las Secciones de The Manual for Bridge Evaluation*

No. Sección	Descripción General
1	Propósito, alcance, aplicabilidad, medidas de calidad de inspección y evaluación y definición de términos de interés general.
2	Disposiciones sobre la documentación adecuada que debe incluirse en el expediente del puente.
3	Vista general de los Sistemas de Gestión de Puentes y sus elementos claves.
4	Tipos y frecuencia de las inspecciones de campo, así como técnicas y procedimientos específicos de inspección.
5	Varios métodos de inspección y evaluación de métodos de prueba. Las condiciones en el emplazamiento de un puente o la ausencia de información.
6	Especificación nacionalmente reconocida para la capacidad de carga de los puentes. Incluye el método del Factor de Carga, Factor de Resistencia y Método de la Tensión admisible.
7	Disposiciones para la evaluación de puentes existentes por fatiga.
8	Procedimientos de pruebas de carga realizadas en campo.

### ***Austroads***

Austroads es el colectivo de las agencias de transporte de Australia y Nueva Zelanda, que representa a todos los niveles de gobierno. Proporciona asesoramiento, información,

herramientas y servicios de alta calidad, prácticos e imparciales para ayudar a nuestros miembros a ofrecer una movilidad eficiente y segura para los usuarios. (Austroads, 2018b)

**Guide to Bridge Technology Part 7: Maintenance and Management of Existing Bridges.** Proporciona a los propietarios de puentes y agencias consejos sobre la propiedad de los puentes, adquisición de diseños, accesibilidad de vehículos y peatones, y prácticas de mantenimiento. La parte 7 trata de la gestión estructural de los puentes y documenta las prácticas relativas a la programación de obras futuras, inspección, registro, elaboración de informes y evaluación del estado de los puentes. Se analizan las pruebas de los puentes y la supervisión estructural, así como tecnologías de supervisión, instrumentación disponible y tratamientos técnicos de rehabilitación y refuerzo. (Austroads, 2018b)

### ***Bridge Management Guidelines de Japón***

El flujo de trabajo de la gestión de puentes es el que se describe a continuación según (Road Development Authority Japan International Cooperation Agency, 2017):

1. Se llevará a cabo una inspección de puentes para conocer el estado actual de cada uno de ellos y digitalizar sus resultados.
2. A partir de la información obtenida del puente, se evaluará su estado. La evaluación del puente sirve para cuantificar la solidez de los distintos elementos del puente y la escala de reparación, incluyendo costos.
3. Con el uso de la información y datos obtenidos de la evaluación de condiciones y se desarrollará el “Plan de reparación y mantenimiento del puente”.

### ***Bridge Management Sistema en Alemania***

El Sistema de Gestión de Puentes se basa en el software de base de datos SIB-Bauwerke. En sus normas se definen reglas de recogida de datos y cuatro tipos de inspecciones general, simple, especial y la inspección por una normativa especial, se puede determinar el impacto de los daños individuales en la capacidad, seguridad del tráfico y durabilidad. Las calificaciones van de 0 a 4 siendo 0 la mejor calificación, este índice se obtiene mediante una matriz que servirá para determinar una calificación preliminar que se usará para encontrar el estado general del puente. (Dullah et al., 2014)

### ***Guideline for Bridge Safety Management de Canadá***

Es un programa que facilita a gestión de todos los riesgos de seguridad asociados a los puentes, incluyendo la estructura corporativa ferroviaria, actividades de planificación, responsabilidades, prácticas, procedimientos, normativas, planos y personal necesario para desarrollar, implementar, lograr, revisar y mantener el programa. (Transports Canada, 2018)

### ***Bridge Management System en Francia***

En Francia existen 11 direcciones regionales interdepartamentales de carreteras cuya jurisdicción está la gestión de puentes del Interdepartmental Road Directorate, el programa incluye una inspección mayor, inspección para calificar la estructura del puente y las inspecciones periódicas detalladas. La estructura del puente se divide en tres partes y para la calificación de los elementos se adopta el índice más favorable de ciertos daños observados en los elementos y para la calificación del puente se adopta la calificación menos favorable de todos los elementos. El estado del puente se clasifica en función de la calificación del estado del puente. (Dullah et al., 2014)

### ***Sistema de Puentes de México***

Fue creado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con la finalidad de darle mantenimiento de puentes de la red carretera federal, que hasta entonces no contaban un programa de mantenimiento y está basado en el sistema danés DANBRO por lo que su funcionamiento es similar y jerarquiza las necesidades de los puentes y la ejecución de obras y optimiza los recursos económicos. Tienen una escala de calificaciones para determinar el estado en que se encuentran los puentes y con ello se toman acciones necesarias para su mantenimiento y rehabilitación, esta escala va del número 0 para estructuras en perfectas condiciones hasta el número 5 para estructuras que tienen un daño severo, el éxito de este sistema se podrá tener con los puentes que son relativamente nuevos, de esta manera se logrará conservar mejor con las técnicas de mantenimiento y rehabilitación. (Estrada Molina, 2013)

## **Capítulo III: Sistema de Gestión de Puentes**

### **3.1. Introducción**

Un Sistema de Gestión de Puentes es un conjunto de herramientas integradas a través de un proceso cuyo objetivo es ayudar a un organismo a cumplir sus objetivos estratégicos, satisfacer las necesidades como herramienta de planificación estratégica y proporciona información esencial para ayudar a las agencias de transporte mejorar la seguridad, realizar evaluaciones de riesgo y prolongar la vida útil de los puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Las diferentes estructuras que hacen parte de una red vial, como los puentes, ya sean nacionales, regionales o locales deben ser administradas por una entidad que posea una metodología o sistema fácil, eficiente y dinámico para la evaluación de las necesidades de mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción. Actualmente, en el transporte y comunicación garantizar la seguridad de los usuarios es el factor más importante en el desarrollo socioeconómico. Con el fin de garantizar la seguridad pública, la gestión de puentes de carretera en servicio requiere la recopilación de información precisa, actualizada y completa de cada puente; para evaluar atributos específicos como la socavación la vulnerabilidad a los fenómenos extremos y capacidad de carga.

El origen de muchas deficiencias de los puentes puede encontrarse por un mantenimiento inadecuado o inexistente y pueden ser causado por acumulación de residuos contaminados, sistemas de drenaje obstruidos, deterioro por factores externos como el climatología, geografía e hidrología, juntas con fugas y la pintura defectuosa pueden acelerar el deterioro. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### **3.2. Descripción General**

En este capítulo se presentará el Sistema de Gestión de Puentes (SGP), es importante recalcar que en el estado actual de Ecuador las estructuras impiden una planificación basada en la predicción de curvas de deterioro y estimar el ciclo de vida de las estructuras ya que los requerimientos de recursos superan los fondos disponibles y por la escasa información por parte de las entidades públicas, por lo tanto, el gobierno debe decidir en cual estructura deben enfocarse en cada año. Otro elemento importante para considerar es que el (SGP) se lo realiza con base en la inspección visual que dependen del juicio ingenieril, por esta razón el empleo de

una evaluación analítica con la guía AASHTO The Manual for Bridge Evaluation es una acción complementaria para determinar la Condición de Estado del Puente.

A continuación, se presenta los principales enfoques del SGP:

1. Inspección de puentes esta sección es complementaria a la posterior presenta una evaluación adecuada de los elementos de los puentes con base en el juicio ingenieril y permite determinar la Condición de Estado del Puente.
2. Evaluación analítica de puentes para determinar la Condición de Estado del Puente establece criterios y disposiciones específicas para el método de Clasificación del Factor de Carga y Resistencia (LRFD).
3. Estimación de acciones y estrategias de mantenimiento y conservación de puentes es el proceso que debe organizar la planificación, programar, realizar e informar todo lo concluido anteriormente por las secciones anteriores
4. La sección presupuestaria juega un papel muy importante ya que nos permitirá presentar la factibilidad de aplicación ya que depende de los recursos del Gobierno y optimizar costos globales de implementación del SGP.

### **3.3. Recopilación de Información**

#### ***Planos y diseños***

Los planos estructurales con especificaciones de materiales son esenciales para la aplicación del Sistema de Gestión de Puentes según los criterios de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Historial de mantenimiento y reparaciones***

De ser posible se debe incluir un registro cronológico que documente el mantenimiento y reparaciones del puente desde su reparación inicial. Incluyendo fechas significativas, descripción del proyecto, contratista, costo en caso de que la entidad pública pueda proporcionarlo y número de contrato. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Documentación adicional sobre estudios hidrológicos, geológicos y sísmicos de la zona***

Historial cronológico de los eventos hidráulicos, marcas de agua, actividad de socavación, perfiles de los canales, niveles medidos de aguas altas y acumulación de escombros. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Datos de tráfico***

Cuando la información esté disponible se debe incluir la frecuencia y tipo de vehículos que utilizan el puente y sus variaciones históricas en el archivo del puente, que podrían servir para determinar los factores de carga específicos del puente al perfeccionar los cálculos de la capacidad de carga del LRFR. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

## **3.4. Condición de Estado del Puente**

### ***3.4.1. Inspección de puentes***

**Inspección de puentes.** Es un proceso que sirve para determinar la salud y el nivel de seguridad de puentes, además, permite identificar problemas y establecer estrategias de mantenimiento para garantizar que sus condiciones sean óptimas.

**Objetivos de la inspección de puentes.** Garantizar la seguridad de los usuarios y detectar deficiencias para realizar correcciones.

**Tipos de Inspección.** Existen cuatro niveles de inspección y cada uno cuenta con características determinadas para evaluar un puente a lo largo de su vida útil.

- Nivel 1. Inspección Inicial: También denominada de inventario, es la primera inspección de un puente nuevo o existente, sirve para registrar datos de inventario de puentes, establecer condiciones de referencia y establecer una programación para los otros tipos de inspecciones. Esta inspección no es recurrente, por lo tanto, no tienen intervalos. Sin embargo, una vez finalizada la construcción del puente o rehabilitación de puentes importantes, para puentes de propiedad estatal el plazo máximo es de 90 días, para los demás puentes un plazo de 180 días y en caso de que no se tenga registros si se ha realizado en los plazos descritos anteriormente, es obligatorio realizarla para registrar los datos del puente.
- Nivel 2. Inspección Rutinaria: Son inspecciones que consiste en observar y determinar el estado físico, funcional del puente y todos los elementos del puente. Si existe un área que requiera una inspección más profunda para determinar el impacto en la seguridad o capacidad de carga, entonces es necesario que se realice y se documente como una inspección adicional. Esta inspección puede realizarse en periodos que no excedan 24 meses.
- Nivel 3. Inspección de Especial: Se trata de una investigación específica y detallada de la estructura del puente, cuyo alcance se desarrolla a una estructura individual o una clase de estructuras. Además, suele llevarse a cabo para mejorar los conocimientos

sobre el estado, capacidad de carga y el comportamiento de las inspecciones de nivel 1 y 2. Es necesario realizarla cada 10 años y se caracteriza por evaluar el estado estructural y el comportamiento de una estructura, identifica y cuantifica el deterioro actual y previsto, pruebas in situ o de laboratorio, estructuras complejas, por ejemplo, puentes colgantes, atirantados o estructuras patrimoniales, adicionalmente puede realizarse un análisis mediante software estructural tomando en cuenta las condiciones actuales del puente.

- Nivel 4. Inspección de Daños: Es una inspección no programada para evaluar daños estructurales provocados por eventos medioambientales como terremotos o inundaciones y por acciones humanas como impactos de camiones. El alcance de esta inspección varía en función del suceso y el alcance de daños, si los daños son importantes los inspectores deben evaluar los elementos fracturados, desalineación de elementos o comprobar la pérdida de apoyos de los cimientos y determinar restricciones de carga o cierre del puente para evaluar el nivel de esfuerzo necesario para reparación.

El Inspector es el elemento principal para la inspección de puentes, ya que es el que provee de información detallada sobre el estado de la estructura, documentar las condiciones y deficiencias, y de problemas que puedan provocar daños significantes en el futuro. Es importante que las inspecciones se realicen de manera organizada y planificada como parte de un programa establecido y contar documentación que contenga antecedentes detallados del puente para respaldar futuras evaluaciones y decisiones de mantenimiento.

**Proceso de Inspección.** Es importante que exista cooperación entre equipos e inspectores para garantizar la seguridad y durabilidad de estructuras. Los inspectores desempeñan un papel fundamental para identificar las necesidades de mantenimiento a través de las inspecciones descritas anteriormente y deben estar bien documentadas. A medida que se implemente Sistemas de Gestión de Puentes, se podrán generar necesidades de mantenimiento y presupuesto a corto y largo plazo.

**Frecuencia y programación de inspecciones.** La frecuencia de inspección es un proceso secuencial que implica observar, interpretar, comparar y evaluar indicaciones en un componente o sistema. En primer lugar, se realiza la observación de una indicación. Luego, esta indicación se interpreta para determinar su relevancia en relación con posibles discontinuidades o anomalías. La indicación relevante se compara con criterios establecidos en estándares, códigos o requisitos del cliente, y se decide si supera esos límites.

Programación de Inspecciones es esencial para garantizar que la inspección sea eficiente y completa. Se enfoca en considerar una serie de factores clave:

1. **Requisitos Normativos:** Identificar estándares, códigos, normativas o especificaciones locales e internacionales, esto asegura que la inspección cumpla con los criterios para garantizar la seguridad para los usuarios.
2. **Documentación:** Durante la aplicación de un Sistema de Gestión de Puentes es importante determinar cómo se documentará los resultados y cómo se mantendrá un registro para el cumplimiento de los Requisitos Normativos, además, de documentar los antecedentes, es decir, estudios, planos estructurales, etc.

3. Seguimiento y Control: Establecer un procedimiento para verificar los registros y resultados es esencial para garantizar la precisión y la integridad del proceso de inspección.
4. Conocimientos del Inspector: Es importante que el personal comprenda los materiales y procesos involucrados en los estándares y especificaciones.
5. Iluminación: Es importante considerar las condiciones visuales del entorno y el uso de herramientas de ayuda visual para determinar adecuadamente la condición física de los elementos del puente.
6. Acceso: Es necesario tomar en cuenta las limitaciones de acceso e implementar herramientas que ayuden a visualizar los elementos, es decir, el uso de escaleras o andamios puede ser necesario.
7. Equipo de Protección Personal: Toda actividad de Ingeniería requiere el uso de este equipo para garantizar la seguridad del inspector y en casos especiales del personal de apoyo.

**Organización del personal.** La organización del personal para la inspección de puentes, siguiendo directrices como las de la AASHTO y Austroads, se basa en la capacitación de ingenieros inspectores y equipos multidisciplinarios que incluyen ingenieros estructurales, técnicos especializados y personal de apoyo. En última instancia, la seguridad y la eficiencia en la inspección de puentes dependen de esta organización.

**Condiciones geográficas y de sitio.** Son esenciales para la toma de decisiones en todas las etapas del ciclo de vida de un puente. Desde la planificación inicial hasta la inspección y el

mantenimiento continuo, estas condiciones influyen en el diseño, la seguridad y la durabilidad de las estructuras de puentes.

1. Topografía: La topografía del área circundante al puente puede influir en el diseño y la ubicación de este.
2. Geología: La composición geológica del suelo y las condiciones sísmicas de la región son críticas.
3. Clima: Las condiciones climáticas afectan a lo largo del tiempo, pueden acelerar la degradación de los materiales y requerir estrategias de mantenimiento específicas.
4. Ecología y Medio Ambiente: La preservación del medio ambiente y la biodiversidad es importante en muchos lugares, es importante considerar y minimizar el impacto en ecosistemas locales.
5. Cargas y Uso Previsto: La capacidad de carga del puente debe ajustarse a las necesidades de tráfico previstas.
6. Historia y Patrimonio: En algunos casos, puentes históricos o de valor patrimonial deben preservarse o restaurarse según las regulaciones locales y estatales.

#### ***Aplicaciones, ventajas y limitaciones.***

A continuación, se presentan algunas de las aplicaciones comunes de la inspección visual de puentes según estas organizaciones, según American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018 y Austroads, 2018b:

1. Evaluación de la Condición de Puentes: La inspección visual es fundamental para evaluar la condición de los puentes, incluyendo la detección de patologías existentes según el tipo de estructuras del puente.

2. **Planificación de Mantenimiento:** Los resultados de la inspección visual ayudan a definir las prioridades y los programas de mantenimiento.
3. **Evaluación de la Seguridad:** La inspección visual identifica problemas de seguridad en los puentes.
4. **Identificación de Daños Estructurales:** Permite la identificación de daños estructurales visibles.

Las ventajas de la inspección visual de puentes según las directrices de (Austroads, 2018b) incluyen:

1. **Identificación Temprana de Problemas:** La inspección visual permite la detección temprana de problemas visibles en los puentes.
2. **Gestión de Activos:** La gestión de activos de puentes proporcionan datos sobre los datos de la condición de las estructuras, lo que facilita la planificación del mantenimiento y toma de decisiones sobre rehabilitación o reemplazo.
3. **Seguridad Vial:** Contribuye a garantizar la seguridad vial al identificar problemas.
4. **Documentación y Registro:** Proporciona pautas sobre cómo documentar y registrar los resultados de la inspección visual, lo que facilita la generación de informes y el seguimiento.
5. **Eficiencia de Costos:** La inspección visual es una técnica de evaluación relativamente económica si se realiza con las técnicas adecuadas.
6. **Monitoreo a Largo Plazo:** Es una medida de control de las condiciones de los puentes a lo largo del tiempo, lo que es esencial para evaluar tendencias y cambios de las estructuras.

Las limitaciones de la inspección visual de puentes, según las directrices de la (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018) incluyen:

1. **Detección Limitada de Daños Internos:** La inspección visual se centra en la superficie y no puede detectar daños internos o problemas estructurales no visibles a simple vista.
2. **Dependencia de las Condiciones Visuales:** La efectividad de la inspección visual puede verse afectada por condiciones climáticas adversas.
3. **Subjetividad:** La interpretación de los resultados de la inspección visual puede ser subjetiva y depende del juicio ingenieril del Inspector.
4. **Requiere Acceso Físico:** Para llevar a cabo una inspección visual completa, a menudo es necesario acceder físicamente a la estructura y dependiendo de la estructura puede llegar a complicarse.

Es importante destacar que la inspección visual es una técnica valiosa, pero debe complementarse con otras técnicas de evaluación, como pruebas no destructivas, análisis estructurales o evaluaciones siguiendo una metodología certificada y comprobada, para obtener una imagen completa de la salud de una estructura de puente. Las limitaciones mencionadas resaltan la importancia de un enfoque integral en la inspección y evaluación de puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Inspección por elementos.** Se refiere a una evaluación que se concentra en la evaluación y observación de los componentes y elementos de un puente, nos brinda una evaluación más detallada y específica de cada parte del puente para determinar su estado de deterioro, necesidades de mantenimiento y cualquier necesidad de rehabilitación o reemplazo. A continuación, se muestra los elementos en listados por materiales con su respectiva codificación

que nos servirá para realizar una inspección de Nivel 2 más detallada según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

**Tabla 2.** *Tableros y Losas de Hormigón Armado*

<b>Tableros y Losas</b>					
<b>Tipo</b>	Tableros de Hormigón Armado	<b>Código</b>	T01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Tableros de puentes de hormigón armado independientemente del desgaste o sistemas de protección.			
	<b>Cantidad</b>	Área de la cubierta borde a borde, incluido zonas intermedias y rampas presentes			
<b>Tipo</b>	Losas de hormigón armado	<b>Código</b>	L01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Losas de hormigón armado independientemente del desgaste o sistemas de protección.			
	<b>Cantidad</b>	Área de losa borde a borde, incluido zonas intermedias y rampas presentes			
<b>Tipo</b>	Brida superior de hormigón armado	<b>Código</b>	B01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Alas superiores de vigas de puentes de hormigón armado donde el tráfico circula directamente sobre el elemento estructural, independientemente de la superficie de rodamiento o sistemas de protección. Se incluye vigas T, vigas cajón y vigas que requieren que el tráfico circule por el ala superior.			
	<b>Cantidad</b>	Área de la brida superior borde a borde, incluido zonas intermedias y rampas. Se refiere únicamente al plano de rodamiento del ala superior. El ala y alma se evaluarán mediante el elemento de viga correspondiente.			

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–2.

**Tabla 3. Barandillas de Hormigón Armado**

<b>Barandillas</b>					
<b>Tipo</b>	Barandillas de puente de hormigón armado	<b>Código</b>	BA01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todo tipo y forma de barandillas de hormigón armado para puentes.				
<b>Cantidad</b>	Número de filas del carril del puente multiplicado por la longitud del puente.				

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–2.

**Tabla 4. Superestructura de Hormigón Armado**

<b>Superestructura</b>					
<b>Tipo</b>	Vigas cajón o alma cerrada de hormigón armado	<b>Código</b>	VC01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todas las vigas cajón o vigas de alma cerrada. Para todas las vigas cajón independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada sección de la viga cajón, puede determinarse contando las caras visibles del alma, dividiendo por dos y multiplicando por la longitud de la sección. Los elementos como vigas cajón adyacentes se consideran vigas individuales.				
<b>Tipo</b>	Vigas abiertas de hormigón armado	<b>Código</b>	VA01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Vigas de alma abierta de hormigón armado de acero dulce, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas longitudes de cada viga				

<b>Tipo</b>	Vigas de hormigón armado	<b>Código</b>	V01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Elementos de hormigón armado que soportan el tablero en un sistema de vigas de piso con largueros, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes				
<b>Tipo</b>	Arcos de hormigón armado	<b>Código</b>	A01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Arcos de hormigón armado, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada panel de arco medidas longitudinalmente a lo largo de la vía de circulación				
<b>Tipo</b>	Vigas de piso de hormigón armado	<b>Código</b>	VP01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Vigas de piso de hormigón armado que suelen soportar largueros, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada viga.				

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, pp. 3-2 y 3-3.

**Tabla 5.** *Subestructura de Hormigón Armado*

<b>Subestructura</b>					
<b>Tipo</b>	Columnas de hormigón armado	<b>Código</b>	C01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Todas las columnas de hormigón armado, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de la cantidad de columnas.				

<b>Tipo</b>	Muros de pilotes de hormigón armado	<b>Código</b>	MP01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Muros de pilotes de hormigón armado independientemente de los sistemas de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de pilotes de hormigón armado.				
<b>Tipo</b>	Estribos de hormigón armado	<b>Código</b>	E01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Estribos de hormigón armado, incluido elementos de contención del monolíticos y prolongaciones del estribo. Para todos los pilares de hormigón armado.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del ancho del estribo con muros de contención monolíticos y prolongaciones del estribo.				
<b>Tipo</b>	Encepado de pilotes de hormigón armado	<b>Código</b>	EP01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Encepados de pilotes visibles para inspección expuestos a erosión o socavación, la exposición puede ser causada por la erosión o socavación.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de la longitud de zapatas o encepados.				
<b>Tipo</b>	Pilotes de hormigón armado	<b>Código</b>	P01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Pilotes de hormigón armado visibles para inspección, incluidos los pilotes expuestos a erosión o socavación, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del número de pilotes visibles para la inspección.				
<b>Tipo</b>	Puntal de hormigón armado	<b>Código</b>	PT01	<b>Unidad</b>	M
<b>Descripción</b>	Son los puntales de los pilares que soportan las vigas y transfieren la carga a las columnas o pilotes, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de la longitud del puntal medido a lo largo del ángulo oblicuo.				

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–3.

**Tabla 6.** *Drenajes de Hormigón Armado*

<b>Drenajes</b>					
<b>Tipo</b>	Drenajes de hormigón armado	<b>Código</b>	D01	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Drenaje de hormigón armado, incluidos tipo cajón, arco, redondas o elípticas.			
	<b>Cantidad</b>	Longitud de la línea de flujo.			

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–4.

**Tabla 7.** *Losas de aproximación de Hormigón Armado*

<b>Losas de aproximación</b>					
<b>Tipo</b>	Losas de aproximación de hormigón armado	<b>Código</b>	LA01	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Estructuras entre el estribo y el pavimento que son de hormigón armado.			
	<b>Cantidad</b>	Superficie de la losa borde a borde incluido zonas de separación, accesos o rampas existentes.			

*Nota.* Section 3.1.1 – Reinforced Concrete, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–4.

**Tabla 8.** *Tableros y losas de Acero*

<b>Tableros y Losas</b>					
<b>Tipo</b>	Tablero de Acero con rejilla abierta	<b>Código</b>	TA01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Tableros de acero con rejilla abierta sin relleno			
	<b>Cantidad</b>	Superficie del tablero borde a borde incluido zonas intermedias y rampas presentes-			
<b>Tipo</b>	Tablero de Acero con rejilla rellena de hormigón	<b>Código</b>	TH01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Tableros de acero con relleno de hormigón en todas las aberturas o dentro de las vías.			
	<b>Cantidad</b>	Superficie del tablero borde a borde incluido zonas intermedias, salientes o rampas existentes.			
<b>Tipo</b>	Tablero de acero Corrugado / Ortotrópica	<b>Código</b>	TC01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Tableros construidos con acero corrugado relleno de cemento portland, asfalto y otras superficies de rodamiento e incluye tableros de acero ortótropo.			
	<b>Cantidad</b>	Superficie del tablero borde a borde incluido zonas intermedias, salientes y rampas.			

*Nota.* Section 3.1.3 – Steel, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–7.

**Tabla 9.** *Barandillas metálicas*

<b>Barandillas</b>					
<b>Tipo</b>	Barandillas metálicas	<b>Código</b>	BM01	<b>Unidad</b>	m

<b>Descripción</b>	Todo tipo y forma de barandillas de acero, aluminio, viga metálica, formas laminadas, etc., se incluyen postes de acero, madera, hormigón, bloques y bordillos.
<b>Cantidad</b>	Número de filas de barandillas multiplicado por la longitud del puente.

*Nota.* Section 3.1.3 – Steel, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3–7.

**Tabla 10.** *Superestructura de Acero*

<b>Superestructura</b>					
<b>Tipo</b>	Vigas cerradas de acero	<b>Código</b>	VC02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todas las vigas de acero cajón o vigas de alma cerrada, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada sección de la viga cajón, puede determinarse contando las caras visibles del alma, dividiendo por dos y multiplicando por la longitud de la sección.				
<b>Tipo</b>	Vigas abiertas de acero	<b>Código</b>	VA02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Vigas de alma abierta de acero, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas longitudes de cada viga.				
<b>Tipo</b>	Tirantes de acero	<b>Código</b>	TA01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Elementos de acero que soportan el tablero en un sistema de vigas de piso con largueros, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada tirante.				
<b>Tipo</b>	Arcos de acero	<b>Código</b>	A02	<b>Unidad</b>	m

<b>Descripción</b>	Arcos de acero, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada panel de arco medidas longitudinalmente a lo largo de la vía de circulación				
<b>Tipo</b>	Celosías de acero	<b>Código</b>	CA01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todos los elementos de acero de celosías incluidos elementos de tracción y compresión, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada panel de celosía medidos longitudinalmente a lo largo del recorrido				
<b>Tipo</b>	Vigas de Acero	<b>Código</b>	V02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Vigas de acero para piso que suelen soportar largueros, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada viga				
<b>Tipo</b>	Cables de acero principales	<b>Código</b>	CA02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todos los cables de acero o tirantes no empotrados en hormigón, para todos los grupos de cables independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de cada cable principal medidos longitudinalmente a lo largo de la vía de circulación.				
<b>Tipo</b>	Cables de acero secundarios.	<b>Código</b>	CA03	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todos los cables de acero no empotrados en hormigón, para todos los cables individuales independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de los cables individuales que transportan la carga desde la superestructura hasta los principales.				
<b>Tipo</b>	Conjunto de pasador de acero y pasador y colgador o ambos	<b>Código</b>	PA01	<b>Unidad</b>	m

<b>Descripción</b>	Pasadores de acero, conjuntos de pasador, colgador o ambos independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del número de pasadores, de conjuntos de pasador y colgador, o de ambos.				
<b>Tipo</b>	Placas de acero de refuerzo	<b>Código</b>	PR01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Las conexiones de las placas de refuerzo de acero que están en los paneles principales del arco, estas conexiones pueden construirse con una o más placas atornilladas, remachadas o soldadas, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del número de conjuntos de placas de refuerzo de carga primarios, en caso de conexiones de placas en un único punto, la cantidad será de una placa de refuerzo independientemente del número de placas individuales en el punto de conexión único.				

*Nota.* Section 3.1.3 – Steel, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, pp. 3–7 y 3-8.

**Tabla 11.** *Subestructura de Acero*

<b>Subestructura</b>					
<b>Tipo</b>	Columnas de acero	<b>Código</b>	C02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Todas las columnas de acero, independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de la cantidad de columnas.				
<b>Tipo</b>	Torres de acero	<b>Código</b>	TA01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Soportes para torres construidas en acero independientemente del sistema de protección.				
<b>Cantidad</b>	Suma de las alturas de los soportes de las torres construidas.				

<b>Tipo</b>	Estribos de acero	<b>Código</b>	E02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Estribos de acero incluido la placa de contención del terraplén, muros de contención monolíticos y prolongaciones de estribos, independientemente de los sistemas de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del ancho del estribo con muros de contención monolíticos y prolongaciones del estribo.				
<b>Tipo</b>	Puntas de pilares de acero	<b>Código</b>	PP01	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Son las puntas de los pilares de acero que soportan vigas y transfieren cargas a los pilotes, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria de la longitud de las puntas.				
<b>Tipo</b>	Pilotes de acero	<b>Código</b>	P0	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Pilotes de acero visibles para inspección, incluidos los pilotes expuestos a erosión o socavación, independientemente del sistema de protección				
<b>Cantidad</b>	Sumatoria del número de pilotes visibles para la inspección.				

*Nota.* Section 3.1.3 – Steel, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3-11.

**Tabla 12.** *Drenaje de acero*

<b>Drenaje de Acero</b>					
<b>Tipo</b>	Drenaje de acero	<b>Código</b>	D02	<b>Unidad</b>	m
<b>Descripción</b>	Sistema de drenaje de acero, incluido tubos arqueados, redondos o elípticos.				
<b>Cantidad</b>	Longitud de la línea de flujo.				

*Nota.* Section 3.1.3 – Steel, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3-11.

**Tabla 13.** *Apoyos*

<b>Apoyos</b>					
<b>Tipo</b>	Apoyo elastomérico	<b>Código</b>	A01	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos construidos con elastómeros con o sin refuerzo.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Apoyo móvil	<b>Código</b>	A02	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos que proporcionan rotación y movimiento longitudinal mediante rodillos.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Apoyo cerrado / oculto	<b>Código</b>	A03	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos que están cerrados y no están disponibles para una inspección detallada.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Apoyo fijo	<b>Código</b>	A04	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos que proporcionan únicamente rotación			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Apoyos confinados	<b>Código</b>	A05	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos de alta carga con elastómero confinado, puede estar fijo contra el movimiento horizontal guiado para permitir deslizamiento en una			

	dirección o flotante que permite deslizamiento en cualquier dirección.				
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Apoyos de disco	<b>Código</b>	A06	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Apoyos de alta carga con un disco plástico duro, este apoyo se puede fijar contra superficies horizontales para permitir movimiento en una dirección o flotante que permite deslizamiento en cualquier dirección.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			
<b>Tipo</b>	Otros apoyos	<b>Código</b>	A07	<b>Unidad</b>	u
	<b>Descripción</b>	Todos los apoyos construidos con materiales no cubiertos por otros, independientemente de traslación o rotación.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de cada apoyo de este tipo.			

*Nota.* Section 3.1.7 – Bearings, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, pp. 3-15 y 3-16.

**Tabla 14.** *Juntas*

<b>Juntas</b>					
<b>Tipo</b>	Junta de expansión Strip Seal	<b>Código</b>	J01	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Juntas de expansión que utilizan collarines impermeables de neopreno o con algún tipo de extrusión metálica u otro sistema para anclar el collarín.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Junta vertible	<b>Código</b>	J02	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Juntas rellenas con un sello vertible con o sin respaldo.			

	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Junta de compresión		<b>Código</b>	J03	<b>Unidad</b> m
	<b>Descripción</b>	Juntas rellenas con un sello de tipo compresión y puede tener o no un sistema de anclaje para confinar el sello.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Junta de montaje		<b>Código</b>	J04	<b>Unidad</b> m
	<b>Descripción</b>	Juntas con uniones que se llenan con un mecanismo de ensamblaje que tienen sello.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Junta de expansión abierta		<b>Código</b>	J05	<b>Unidad</b> m
	<b>Descripción</b>	Juntas que son abiertas y no selladas.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Junta sin sello		<b>Código</b>	J06	<b>Unidad</b> m
	<b>Descripción</b>	Juntas de montaje que son abiertas y no selladas, incluidas las juntas de dedo y de placa deslizante.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			
<b>Tipo</b>	Otras juntas		<b>Código</b>	J07	<b>Unidad</b> m
	<b>Descripción</b>	Juntas que nos están definidas por ningún tipo de unión.			
	<b>Cantidad</b>	Sumatoria de todas las longitudes de la junta.			

*Nota.* Section 3.1.8 – Joints, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p. 3-17.

**Tabla 15.** *Superficies de desgaste, sistemas de drenaje tipo tuberías, aceras, revestimientos protectores y sistemas de protección de acero para refuerzo de hormigón armado*

<b>Superficies de rodamiento, sistemas de drenaje tipo tubería, aceras, revestimientos protectores y sistemas de protección de acero para refuerzo de hormigón armado</b>					
<b>Tipo</b>	Superficies de rodamiento	<b>Código</b>	SR01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Todas las losas que tengan refuerzos con materiales flexibles (asfalto), semirrígidos (epoxi y material poliéster) y materiales rígidos (cemento portland) y tablonés de madera.			
	<b>Cantidad</b>	Área de la losa.			
<b>Tipo</b>	Sistemas de drenaje tipo tubería	<b>Código</b>	D03	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Tuberías de drenaje para recoger y transportar agua lejos del sitio, pueden ser de PVC, polietileno, polipropileno, cobre, etc., cualquier otro material se colocará en esta misma sección.			
	<b>Cantidad</b>	Longitud de la línea de flujo o cantidad de tuberías visibles			
<b>Tipo</b>	Aceras	<b>Código</b>	AC01	<b>Unidad</b>	m
	<b>Descripción</b>	Aceras sobre el tablero del puente, pueden ser de hormigón, asfalto, madera, etc., cualquier otro material se colocará en esta misma sección.			
	<b>Cantidad</b>	Superficie de aceras sobre el tablero del puente			
<b>Tipo</b>	Revestimiento protector	<b>Código</b>	RP01	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
	<b>Descripción</b>	Elementos de acero que tienen una capa de protectoras como pintura, galvanización, patina de acero resistente a la intemperie u otro inhibidor de corrosión			
	<b>Cantidad</b>	Superficie protegida del elemento de acero.			
<b>Tipo</b>	Sistema de protección de acero de refuerzo para hormigón armado.	<b>Código</b>	J03	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>

<b>Descripción</b>	Todo sistema de protección utilizado para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión,				
<b>Cantidad</b>	Superficie protegida del elemento de acero.				
<b>Tipo</b>	Revestimiento protector de hormigón	<b>Código</b>	J04	<b>Unidad</b>	m <sup>2</sup>
<b>Descripción</b>	Elementos de hormigón a lo que se ha aplicado una capa protectora, los recubrimientos incluye impermeabilizantes de silano/siloxano, selladores de grietas como metacrilato de alto peso molecular o cualquier capa de protección,				
<b>Cantidad</b>	Superficie protegida del elemento de hormigón.				

*Nota.* Section 3.1.9—Wearing Surfaces, Protective Coatings, and Concrete Reinforcing Steel Protective Systems, adaptado de Manual for Bridge Element Inspection por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019, p.3-17.

#### **3.4.2. Evaluación analítica utilizando *The Manual for Bridge Evaluation AASHTO 2018***

**Alcance.** En esta sección describe los criterios para la clasificación de carga y de puentes existentes de acero y hormigón armado, además, proporciona una selección de métodos de carga. A continuación, se describe las secciones divididas en el Capítulo 6 de *The Manual for Bridge Evaluation* según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Establece procedimientos para evaluar la calidad y seguridad de los puentes; este procedimiento se basa en la filosofía del factor de carga y resistencia y se aplican diferentes tipos de cargas, como las cargas de diseño LRFD, catas legales de AASHTO y cargas permitidas. Esta metodología se basa en principios de fiabilidad estructural para garantizar una resistencia mínima en situaciones límite y proporciona una orientación sobre los estados límite de servicio. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Estado de los elementos del puente.** El estado y grado de deterioro de los componentes estructurales deben ser considerados en el cálculo de los efectos de carga muerta y carga viva cuando se elige la tensión como enfoque de evaluación y en caso de que se escoja fuerza o momento para su uso en la ecuación básica de valoración. La clasificación de un puente antiguo para su capacidad de carga debe basarse en una investigación de campo reciente, todos los elementos que afecten a la integridad estructural deben ser registradas y planificar una inspección especial para que su efecto pueda ser evaluado adecuadamente en el análisis. Cuando el acero este muy corroído, hormigón o madera deteriorada, determine la pérdida del área de la sección transversal. Determine si existen grietas profundas, fisuras u otros defectos que puedan causar zonas de concentración de tensión en cualquier miembro, la reducción de la capacidad de carga por debajo de las permitidas o cualquier otra acción correctiva puede ser necesario si existen condiciones de deterioro extremas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### **Evaluación específica de un componente**

**Tableros.** Los tableros de hormigón y metálicos soportan satisfactoriamente el tráfico normal no necesitan ser evaluados rutinariamente en cuanto a su capacidad de carga. Los tableros deben ser inspeccionados regularmente para verificar el funcionamiento satisfactorio, los tableros de madera que presenten deformaciones excesivas o desviaciones bajo cargas de tráfico normales se consideran para su evaluación y controlar su calificación. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Subestructuras.** Los elementos de las subestructuras no necesitan una evaluación rutinaria de la capacidad de carga, se prestará especial atención a los elementos de la

subestructura que presenten indicios de deterioro o inestabilidad que puedan afectar a la capacidad de carga del puente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Evaluación de estructuras complejas.** El cálculo de capacidad de carga de estructuras complejas, como los puentes colgantes, atirantados y puentes de vigas curvas pueden requerir métodos y procedimientos de análisis especiales que afectan para determinar la capacidad de carga. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Estructuras no redundantes.** En una estructura pueden existir componentes críticos cuyo fallo podría provocar el colapso del puente y deben ser tomados en cuenta en el momento de evaluar el factor de carga de la estructura. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### ***Clasificación del Factor de Carga y Resistencia.***

Presentan procedimientos para la clasificación de puentes para la carga de diseño LRFD, cargas legales de la AASHTO y de estado, y las cargas permitidas. Los procedimientos siguen las especificaciones de diseño de puentes LRFD de la AASHTO y presenta un formato utilizando factores de carga y resistencia que han sido determinado con base en la fiabilidad estructural mínima y ofrece una orientación sobre los estados límites de servicio aplicables a la carga de los puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Evaluación del factor de carga y resistencia.** Las evaluaciones de los puentes se realizan con diversos fines utilizando diferentes modelos de carga viva y criterios de evaluación. En esta sección se presenta un enfoque sistemático para la evaluación de carga de un puente para

modelos de carga, utilizando la filosofía del factor de carga y resistencia. La metodología para la calificación del factor de carga se compone de tres procedimientos: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

- a) Calificación de carga de diseño: es una evaluación inicial que se basa en las normas de carga HL-93 y de diseño LRFD, se usa información actual sobre dimensiones y propiedades del puente para medir su desempeño, verifica si los puentes cumplen con los límites de resistencia, puede servir como proceso de selección para determinar qué puentes pasa a la evaluación de carga legal. Si un puente pasa la evaluación de carga de diseño con un factor de resistencia menor o igual a 1 en el nivel de inventario, se considera que la capacidad de carga para realizar una evaluación para cargas legales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)
- b) Calificación de cargas legales: proporciona una capacidad de carga para un tipo particular de camión, los factores de carga viva se eligen teniendo en cuenta las condiciones de tráfico de camiones del lugar, los resultados sirven como base para relacionarlas con la carga máxima permitida o si necesita reforzar los puentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)
- c) Calificación de carga permitida: verifica la seguridad y capacidad de servicio de los puentes al revisar solicitudes de permisos de vehículos que exceden el peso legalmente establecido, se aplica solo a puentes que tienen la capacidad de soportar las cargas legales y se usa factores de carga específicos calibrados para las condiciones de tráfico para evaluar los efectos de carga causada por vehículos pesados, además proporciona criterios de utilidad que deben cumplirse para futuras solicitudes de autorización. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Cargas para evaluación.** A continuación, se presentan las cargas para la evaluación de acuerdo con: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

- Cargas muertas: DC y DW
- Factores de Carga
- Cargas Vivas: LL
- Cargas Vivas para Peatones: PL
- Cargas de Viento: WL y WS
- Efectos de temperatura: TG y TU
- Efectos de terremoto: EQ
- Crecimiento y Contracción: CR y SH

**Procedimiento del Factor de Carga.** Se utilizará la siguiente expresión general para determinar la capacidad de carga de cada componente y conexión sometida a un solo efecto de fuerza (axial, flexión o corte), sección 6A.4.2.1-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018):

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) - (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (1)$$

Para los estados límites de fuerza, sección (6A.4.2.1-2):

$$C = \varphi_c \varphi_s \varphi R_n \quad (2)$$

Donde se aplicará el siguiente límite inferior, sección (6A.4.2.1-3):

$$\varphi_c \varphi_s \geq 0.85 \quad (3)$$

Para los estados límites de servicio, sección (6A.4.2.1-4):

$$C = f_R \quad (4)$$

Donde:

RF= Factor de calificación

C= Capacidad

$f_R$ = Esfuerzo permitido especificado en el Código LRFD

$R_n$ = Resistencia Nominal

DC= Efecto de carga muerta a los componentes estructurales y accesorios

DW= Efecto de carga muerta debido a la superficie de desgaste y servicios públicos

P= Cargas permanentes distintas de las cargas muertas

LL= Efectos de carga viva

IM= Carga dinámica permitida

$\gamma_{DC}$ = LRFD factor de carga para componentes estructurales y accesorios

$\gamma_{DW}$ = LRFD factor de carga debido a la superficie de desgaste y servicios públicos

$\gamma_P$ =LRFD factor de carga para cargas permanentes distintas de las cargas muertas =1

$\gamma_{LL}$ = Evaluación del factor de carga viva

$\Phi_C$ = Factor de Condición

$\Phi_S$ = Factor de Sistema

$\Phi$ = LRFD Factor de resistencia

La capacidad de carga se realizará en cada estado límite y efecto de carga, el valor más bajo y determinando el factor de calificación de control. Los componentes sometidos a efectos de carga combinados deberán ser calificados teniendo en cuenta los efectos de la carga. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Estados límite.** La resistencia es el principal estados límite para la clasificación de la carga, por otra parte, los estados límites de servicio y fatiga se aplican de acuerdo con las especificaciones de esta sección. Los estados límites aplicables se resumen en la Tabla 1. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Tabla 16.**

*Estados Límite y Factores de Carga para la Calificación de Carga*

Tipo de Puente	Estado Límite	Carga Muerta ( $\gamma_{DC}$ )	Carga Muerta ( $\gamma_{DW}$ )	Inventario ( $\gamma_{LL}$ )	Operativo ( $\gamma_{LL}$ )	Cargas Legales ( $\gamma_{LL}$ )	Cargas Permitidas ( $\gamma_{LL}$ )
Acero	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla 20 y Tabla 22	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 24
	Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatiga	0.00	0.00	0.80	-	-	-
Hormigón Armado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla 20 y Tabla 22	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 24
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Hormigón Pretensado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla 20 y Tabla 22	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 24
	Resistencia III	1.00	1.00	0.80	-	1.00	-
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Madera	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla 20 y Tabla 22	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 24

*Nota.* Table 6A.4.2.2-1—Limit States and Load Factors for Load Rating. Las celdas sombreadas de la table son comprobaciones opcionales; el servicio I se utiliza para comprobar el límite de

tensión de 0.9  $F_y$  en acero de armadura; el factor de carga DW en el estado límite de resistencia es 1.25 cuando el espesor se mide en el terreno., Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-18.

**Factor de Condición.** El factor de condición proporciona una reducción para tener en cuenta el aumento de la incertidumbre en la resistencia de miembros deteriorados y el probable aumento del deterioro futuro de los elementos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Tabla 17.**

*Factor de Condición  $\phi_c$ .*

Condición Estructural de Miembros	$\phi_c$
Buena o Satisfactoria	1.00
Normal	0.95
Pobre	0.85

*Nota.* Table 6A.4.2.3-1—Condition Factor:  $\phi_c$ , Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-18.

**Factor de Sistema.** Los factores de sistema son multiplicadores aplicados a la resistencia nominal para reflejar el nivel de redundancia del sistema completo de la superestructura. Los puentes que son menos redundantes tendrán sus capacidades de miembros factorizados y, en consecuencia, tendrán una capacidad nominal más baja. Los factores de sistema que corresponden a los modificadores del factor de carga en las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Tabla 18.**

*Factor de Sistema:  $\phi_s$  para Efectos de Cargas de Flexión y Axial*

Tipo de Superestructura	$\phi_s$
Elementos soldados en puentes de dos vigas/arco/arcos	0.85
Elementos remachados en puentes de dos vigas/arco/arcos	0.95
Múltiples barras en puentes de celosía	0.90
Puentes de tres vigas con separación de 1.83 m	0.85
Puentes de cuatros vigas con separación $\leq 1.22$ m	0.95
Todos los demás puentes de vigas y puentes tipo losa	1.00
Vigas de piso con separación $> 3.66$ m y Vigas no continuas	0.85
Subsistemas de vigas redundantes entre vigas de piso	1.00

*Nota.* Table 6A.4.2.4-1 System Factor:  $\phi_s$  for Flexural and Axial Effects, Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-19.

**Clasificación de Carga de Diseño.** La clasificación de la carga de diseño evalúa el comportamiento de puentes existentes utilizando la carga de diseño LRFD (HL-93) y las normas de diseño. Sirve como proceso de selección para identificar los puentes que deben ser clasificados para cargas legales, de acuerdo con los siguientes criterios: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

- Los puentes que pasen el examen HL-93 a nivel de inventario tendrán una capacidad adecuada para todas las cargas legales dentro de los límites de exclusión descritos en las especificaciones de diseño. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)
- Los puentes que pasen el control HL-93 solo a nivel operativo tendrán una capacidad adecuada de cargas legales, pero puede que no sean aptos ( $RD < 1$ ) para todas las cargas

legales del estado. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Los resultados de la clasificación de los estados límite de servicio y de fatiga pueden servir de guía para futuras inspecciones identificando los estados límites vulnerables.

**Cargas vivas y factores de carga.** Se utilizará la carga viva HL-93 de diseño LRFD y para los factores de carga viva de evaluación para el estado límite de Resistencia I se tomará como se indica en la siguiente tabla: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Tabla 19.**

*Factores de Carga para la carga de diseño  $\gamma_L$*

Nivel de Evaluación	Factor de Carga
Inventario	1.75
Operativo	1.35

*Nota.* Table 6A.4.3.2.2-1 Load Factors for Design Load:  $\gamma_L$ , Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p 6-21.

**Carga Dinámica Permitida.** El margen de carga dinámica especificado en el LRFD para el diseño de puentes nuevos (LRFD Design Artículo 3.6.2.) no es necesario aplicar la tolerancia de carga dinámica a los componentes de madera.

**Capacidad de Cargas Legales.** Los puentes que no cumplen con la capacidad de carga de diseño deben someterse a una prueba de carga legal para evaluar si es necesario reforzar o

reemplazar la estructura. La capacidad de carga se determina utilizando cargas legales, que incluyen las definidas por la AASHTO y las cargas legales estatales. Esta evaluación se basa en criterios de seguridad y utilidad. Se obtiene una capacidad de carga segura única para una configuración de carga legal específica, lo que significa que se evalúa la capacidad del puente para soportar un conjunto particular de cargas legales.

***Factores de carga y cargas vivas.*** Para las cargas vivas de tráfico comercial rutinario:

- Para evaluar la capacidad de carga de puentes en uso comercial legal rutinario, se utilizan vehículos legales según AASHTO y una carga tipo carril.
- Para determinar los efectos de carga crítica, se considera el mayor entre los vehículos legales de AASHTO (Tipo 3, Tipo 3S2, Tipo 3-3) o las cargas legales estatales.
- Para momentos negativos y reacciones internas en los soportes, se emplea una carga de carril de 0.2 klf junto con vehículos AASHTO Tipo 3-3 o cargas legales estatales, separados por 30 pies.
- Se aplica un margen de carga dinámica a los vehículos legales AASHTO y las cargas legales estatales, pero no a las cargas de carril.
- Si el Tráfico Diario Promedio Anual (TPDA) es inferior a 500, la carga de carril puede ser excluida y el factor de 0.75 puede cambiarse a 1.0, si es justificado según el criterio del ingeniero.

***Factores de carga viva generalizados.*** Los factores de carga viva generalizados para el estado límite de resistencia I se especifican en la Tabla 6 para tráfico comercial rutinario. Si, a juicio ingenieril se justifica un aumento de del factor de carga viva debido a condiciones que no se hayan que no se hayan determinado en The Manual for Bridge Evaluation para determinar la

carga legal se podrá aumentar los factores de la Tabla 6, sin exceder el valor del factor multiplicado por 1.3.

**Tabla 20.**

*Factores de carga viva  $\gamma_L$  generalizados para el tráfico comercial rutinario*

TPDA en una dirección	Factor de carga
Desconocido	1.45
TPDA $\leq$ 5000	1.45
TPDA $\geq$ 5000	1.30

*Nota.* Table 6A,4.4.2.3a-1 Generalized Live Load Factors  $\gamma_L$  for Routine Commercial Traffic. Se permite la interpolación lineal para valores de TPDA entre 5000 y 1000, adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-26.

**Factores de carga viva específicos del lugar.** Debe considerarse la posibilidad de usar cuando un puente de carretera de bajo volumen pueda soportar camiones o cargas industriales inusualmente pesadas debido a la proximidad del puente a un sector industrial. Cuando se disponga de datos sobre el peso de los camiones y el volumen de tráfico, se pueden derivar factores de carga específicos de acuerdo con esa información.

Para un caso de carga de dos o más de carriles, el factor de carga para el estado límite de resistencia I se tomará como indica la ecuación (5):

$$\gamma_L = 1.8 \cdot \frac{2W + t_{TPDA} \cdot 1.41 \cdot \sigma^*}{240} > 1.30 \quad (5)$$

Para el caso de carga de un solo carril el factor de carga viva para el estado límite de resistencia I se tomará como indica la ecuación (6):

$$\gamma_L = 1.8 \cdot \frac{W + t_{TPDA} \cdot \sigma^*}{120} > 1.80 \quad (6)$$

Donde:

W=Peso medio de los camiones 20% más alto de la muestra de pesos de los camiones (kips).

$\sigma^*$ =Desviación estándar del 20% superior de la muestra de peso de camiones (kips)

t(TPDA)= Valor de fractura apropiado para el evento de carga máxima esperado, dado a continuación en la Tabla 7.

**Tabla 21.**

*t(TPDA)*

TPDA	Dos o más carriles	Un Carril
5000	4.3	4.9
1000	3.3	4.5
100	1.5	3.9

*Nota.* Table C6A,4.4.2.3a-1 t(TPDA), Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-28.

Los parámetros medidas, W y  $\sigma^*$ , deben ser sustituidos en las ecuaciones de los factores de carga. Tanto en carriles sencillos como los de dos o más carriles se puede comprobar para determinar el factor de carga más bajo.

***Factores de carga viva generalizada para vehículos de transporte especializados.*** A continuación, en la Tabla 8 se indican los valores de carga viva generalizados para el estado límite de resistencia I para la carga nominal y cargas de desplazamiento. Si, a juicio ingenieril se

justifica un aumento de del factor de carga viva debido a condiciones que no se hayan que no se hayan determinado en The Manual for Bridge Evaluation para determinar la carga legal se podrá aumentar los factores de la Tabla 22, sin exceder el valor del factor multiplicado por 1.3.

**Tabla 22.**

*Factores de carga viva para vehículos de transporte especializados*

TPDA en una dirección	Factor de carga
Desconocido	1.45
TPDA $\geq$ 5000	1.45
TPDA=1000	1.30

*Nota.* Table 6A.4.4.2.3b-1 Generalized Live Load Factors, for Specialized Hauling Vehicles. Se permite usar la interpolación lineal para los valores de TPDA entre 1000 y 5000. Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-31.

**Carga Dinámica Permitida (IM).** El factor que debe aplicarse a los efectos de la carga estática se tomará como:  $(1+IM/100)$ . Los factores son aplicables a puentes de vanos simples y continuos. La respuesta dinámica de un puente a un vehículo que cruza es un problema complejo que se ve afectado por las condiciones y por las características dinámicas del puente y del vehículo. En la mayoría de las pruebas de carga de puentes las imperfecciones e irregularidades de la calzada resultaron ser un factor importante que influye en la respuesta del puente a las cargas del tráfico. El 33% de carga dinámica especificada refleja las condiciones que pueden prevalecer en tableros de aproximación y de tableros de puentes con baches, hundimientos u otras desviaciones y discontinuidades. En elementos longitudinales con luces mayores a 12.20 m con condiciones menos severas de la superficie de aproximación y del tablero menos severas, la carga dinámica admisible (IM) puede reducirse como se indica en la siguiente tabla:

**Tabla 23.***Cargas dinámicas permitidas (IM)*

Condiciones de la superficie	IM
Superficie de rodadura lisa en los accesos, tablero del puente y juntas de dilatación	10%
Pequeñas desviaciones o depresiones de la superficie	20%

*Nota.* Table C6A,4.4.3-1 Dynamic Load Allowance: IM, Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-31.

**Capacidad de Carga Legal.** Los puentes que no tienen suficiente capacidad bajo la carga de diseño deberán ser calificados para establecer la necesidad de un desplazamiento de carga o de refuerzo. La clasificación de cargas legales determina la capacidad de carga segura, el margen de las cargas dinámicas puede eliminarse con permiso de la tolerancia de carga dinámica. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Clasificación de Cargas del Permiso.** Establece los procedimientos para determinar los efectos de la carga incluida por el sobrepeso de las cargas permitidas con seguridad. La clasificación de cargas permitidas debe utilizarse solo si el puente tiene un factor de calificación superior a 1 cuando es evaluado para cargas legales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Rutinaria.** Los permisos rutinarios son válidos para un número ilimitado de viajes durante un periodo de tiempo que no excede un año. El permiso puede mezclarse en el flujo de tráfico y circular a velocidades normales sin ninguna restricción. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)



		(kip/ft)					
Anual o Rutinaria	Cruces ilimitados	Mezcla con el tráfico (otros vehículos pueden estar en el puente)	Dos o más carriles	>5000	1.4	1.35	1.30
				=1000	1.35	1.25	1.20
				<100	1.3	1.20	1.15
	Cruces ilimitados (Caja de Hormigón Armado)	Un carril	Todos los TPDA		1.40		
	Un solo sentido	Escoltado sin otros vehículos en el puente	Un carril	N/A		1.10	
Especial o cruces limitados	Un solo sentido	Mezcla con el tráfico (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un carril	Todos los TPDA		1.20	
	Múltiples sentidos	Mezcla con el tráfico (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un carril	Todos los TPDA		1.40	

*Nota.* Table 6A,4.5.4.2a-1 Permit Load Factors:  $\gamma_{LL}$ , DF=Factor de distribución LRFD, cuando se usa el factor de distribución de un carril y el factor de presencia múltiple debe dividirse hacia afuera; relación de peso del permiso =  $GVW/AL$ ,  $GVW$ = Peso bruto del vehículo,  $AL$ = Longitud del eje delantero al eje trasero, adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p 6-35.

**Vigas exteriores.** La distribución de carga viva en las vigas exteriores como se define en la LRFD con las siguientes modificaciones: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

- Para los permisos especiales, utilice una configuración de carga de un carril. Cuando se asuma la condición de carga de un carril, no es necesario aplicar el factor de presencia múltiple del LRFD. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

- Para los permisos rutinarios, se supondrá una condición de carga de varios carriles, Se supondrá que en cada carril hay camiones del mismo peso. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### **Estructuras de Hormigón Armado**

Las siguientes disposiciones se aplican a la evaluación de los elementos de puentes de hormigón reforzados con barras de acero o barras de pretensado. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Hormigón.** Cuando la resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c$  es desconocido y el hormigón se encuentra en condición satisfactoria, para los componentes de la superestructura puede tomarse como se muestra en la tabla: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

#### **Tabla 25.**

*Resistencia Mínima a la Compresión del Hormigón por año de construcción*

Año de Construcción	Esfuerzo de Compresión, $f'_c$ , $\frac{kg}{cm^2}$
Antes de 1959	175
1959 y después	210

*Nota.* Table 6A,5.2.1-1 Minimum Compressive Strength of Concrete by Year of Construction, Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-37.

**Acero de refuerzo.** Los límites elásticos de los aceros de refuerzo se especifican en la Tabla 26. Los límites elásticos de los aceros de refuerzo desconocido pueden estimarse teniendo

en cuenta la fecha de construcción. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Tabla 26.**

*Resistencia a la fluencia del Acero de Refuerzo*

Tipo de Acero de Refuerzo	Resistencia $f_y$ , $\frac{kg}{cm^2}$
Acero desconocido construido antes de 1954	2300
Grado estructural	2500
Grado intermedio, Grado 40 y acero desconocido construido durante o después de 1954	2800
Grado duro, Grado 50	3500
Grado 60	4200

*Nota.* Table 6A.5.2.2-1 - Yield Strength of Reinforcing Steel, Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-38.

**Factores de Resistencia.** Los factores de resistencia  $\phi$ , de los elementos de hormigón armado para el estado límite de resistencia se tomarán como se especifica en el LRFD artículo 5.5.4.2. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Clasificación de Cargas de Diseño: las combinaciones de carga de resistencia I se comprobarán para componentes de hormigón armado.

Cargas legales y calificación de carga permitida: los índices de carga para las cargas legales y permitidas se basan en el cumplimiento de los requisitos de los estados límites de resistencia y los estados límite de servicio.

**Refuerzo máximo.** La resistencia de secciones pretensadas y no pretensadas se limitará de acuerdo con el artículo 5.6.2.1 del LRFD.

**Refuerzo mínimo.** Los elementos de hormigón que no cumplen con las disposiciones de refuerzo mínimo de refuerzo a flexión del LRFD Design artículo 5.6.3.3 tendrán resistencia a la flexión reducida multiplicando por un factor de reducción, K, donde:(American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

$$K = \frac{M_r}{M_{min}} \leq 1.0 \quad (7)$$

Donde:

$$M_r = \phi M$$

$M_{min}$  = El Menor de  $M_{cr}$  o 1.33 de  $M_u$

$M_{cr}$  = Momento de fisuración (Diseño LRFD Ecuación 5.6.3.3-1)

**Evaluación por flexión y efectos de carga axial.** Los elementos como arcos y las vigas-columnas que están sometidos a una combinación de carga axial y de momento se deben evaluar considerando el efecto sobre la capacidad de carga de la interacción de los efectos de las cargas axiales y de flexión. Los factores de calificación deben obtenerse basándose en la capacidad del momento y capacidad axial. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Evaluación por corte.** La capacidad de corte de los puentes existentes de hormigón armado y pretensado existentes debe ser evaluada para las cargas permitidas. Los puentes de

hormigón en servicio que muestren signos de deterioro visible por cizallamiento deben ser revisado clasificando las cargas de diseño o cargas legales. Siempre que el plano de rotura por cizallamiento atraviese múltiples zonas de estribos, como se muestra en la siguiente figura, la capacidad debida al refuerzo de corte puede establecerse utilizando el área media de la armadura de corte por unidad de longitud ( $A_v/S$ ) existen dentro del plano de fallo por corte; como se muestra en la siguiente ecuación: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{avg} = \frac{\sum \left(\frac{A_{v_i}}{S_i}\right) a_i}{d_v \cot(\theta)} \quad (8)$$

Donde:

$A_v$ = área de acero de refuerzo

$S$ = espaciamiento de los estribos

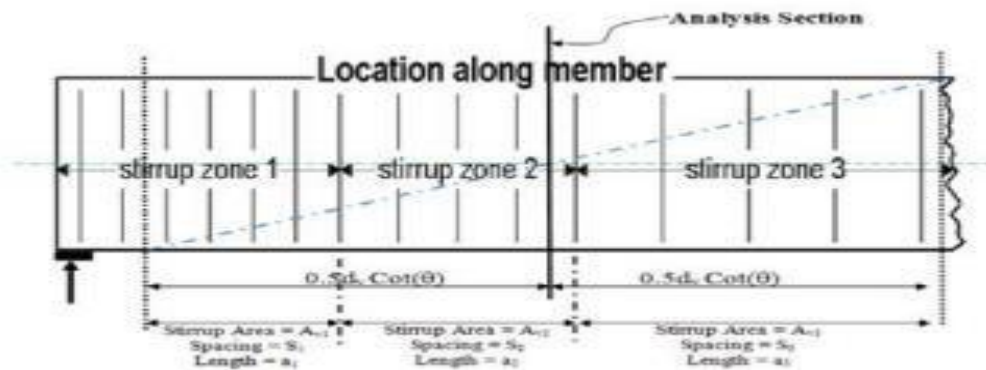
$a_v$ = distancia horizontal del plano de corte que atraviesa la zona del estribo

$d_v$ = profundidad efectiva de corte

$\theta$ = ángulo de inclinación del plano de rotura

**Figure 17.** *Plano de rotura por cizallamiento*

por cizallamiento



*Nota.* Location along member. Tomada de Figure 6A.5.8-1 del The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-42.

**Temperatura, fluencia y efectos de contracción.** Normalmente, no es necesario tener en cuenta los efectos de la temperatura, fluencia y efectos de contracción en el cálculo de la capacidad de carga de los componentes que han sido provistos de acero de refuerzo bien distribuido para controlar el agrietamiento. Estos efectos pueden tener que ser considerados en la evaluación de resistencia de los puentes de gran envergadura, tipo frame y en arco. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

**Estructuras de acero.** Las disposiciones de esta sección se aplicarán a la evaluación de los componentes de acero y hierro forjado de puentes, además, a los componentes de vigas en I rectos u horizontalmente curvados, componentes de vigas tipo cajón o vigas tubulares. Las propiedades mecánicas mínimas del acero estructural que se observan en la Tabla 27 pueden asumirse en función del año de construcción del puente cuando se desconozca las especificaciones y grado del acero.

**Tabla 27.***Propiedades mecánicas mínimas del Acero Estructural por año de Construcción*

Año de Construcción	Mínima resistencia a la fluencia $f_y$ , $kg/cm^2$	Mínima resistencia a la tensión $f_u$ , $kg/cm^2$
Antes de 1905	1800	3650
1905 – 1936	2100	4200
1936 – 1963	2300	4600
Después de 1963	2500	4600

*Nota.* Table 6A.6.2.1-1 Minimum Mechanical Properties of Structural Steel by Year of Construction, adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-55.

**Pernos.** Si se desconoce la designación del material de los pernos, el límite elástico puede seleccionarse con la Tabla 9 basándose en el año de construcción.

**Tabla 28.***Mínima resistencia a la fluencia de pernos por año de construcción*

Año de Construcción	Mínima resistencia a la fluencia $f_y$ , $kg/cm^2$
Antes de 1905	1800
1905 – 1935	2100
1936 – 1963	2300
Después de 1963	2500

*Nota.* Table 6A.6.2.2-1 Minimum Yield Point of Pins by Year of Construction, Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-56.

**Hierro forjado.** Cuando se desconoce la designación del material para el hierro forjado, la resistencia mínima a la tracción,  $F_u$ , debe tomarse como 48 ksi y el límite de elasticidad

mínimo  $F_y$ , debe tomarse como 26 ksi. Cuando se posible se realizarán ensayos para confirmar las propiedades mecánicas mínimas.

**Factores de resistencia.** Los factores de resistencia,  $\phi$ , para miembros de acero para el estado límite de resistencia se tomarán como las especificaciones del artículo 6.5.2.2 LRFD Design. Si el año de construcción es anterior a 1991, el factor de resistencia a la compresión axial para el acero,  $\phi_c$ , se tomará como 0.90, para los elementos construidos a compresión, a menos que se pueda determinar que el elemento no ha sido fabricado a partir de una placa de laminación universal se podrá tomar  $\phi_c$ , como 0.95. Para la capacidad de carga de las placas de refuerzo de los elementos principales de una celosía los factores de resistencia se tomarán como se indica:

- Compresión de la Placa de Refuerzo  $\phi_{cg} = 0.95$
- Empalmes del cordón de la placa de refuerzo  $\phi_{cs} = 0.85$
- Corte de la placa de refuerzo  $\phi_{vy} = 0.95$
- Rotura por cizallamiento de la placa de refuerzo  $\phi_{bs} = 1.00$
- Fractura por corte de la placa de refuerzo  $\phi_{vu} = 0.80$
- Tensión, fractura en sección neta  $\phi_u = 0.80$
- Tensión, corte en sección bruta  $\phi_y = 0.95$
- Pernos A325 y A490 por corte  $\phi_s = 0.80$
- Tornillos A307 en cizalladura  $\phi_s = 0.75$
- Tornillos que soportan el material  $\phi_{bb} = 0.80$

**Estados límite.** Los estados límite aplicables y sus combinaciones de carga para la evaluación de elementos estructurales de acero y hierro forjado se especifican en los distintos procedimientos de esta metodología.

Calificación de Cargas de Diseño: las combinaciones de carga de resistencia I y de servicio II se tomarán en la Tabla 24. En situaciones que exista fatiga de categoría C o inferior debe calcularse con un factor de calificación de vida infinita. Los elementos que no satisfagan la comprobación de vida infinita se deberá realizar una evaluación mediante un análisis más detallado mediante software estructural.

Calificación de Cargas Legales y Calificación de Cargas de Permisos: los componentes de acero deben tener la capacidad de carga par combinación de carga de resistencia I para cargas legales y para resistencia II para cargas de permisos, para la comprobación de cargas de servicio II y el control de estado límite de servicio de deflexión permanente de LRFD Artículo de Diseño 6.10.4.2 y 6.11.4 deberá aplicarse a elementos a flexión todos los tipos de la sección

**Efectos del Deterioro en los Factores de Carga.** Una estructura deteriorada puede comportarse de forma diferente a la que originalmente se diseñó, diferentes modos de fallo pueden regir en la capacidad de carga. La corrosión es la principal causa de deterioro en estructuras de acero e incluye pérdida de sección, movimientos y presiones, y a la reducción de la resistencia a la fatiga.

### ***Miembros de Tensión***

Conexiones y Colgantes: las siguientes disposiciones para la evaluación de elementos en tensión conectados por pernos que o sean barras de anclaje:

1. La sección neta a través del orificio del perno transversal al eje del elemento deberá ser un 40% mayor que la sección neta del miembro principal.
2. La sección neta a través del orificio de la barra paralela al eje del elemento no deberá ser inferior a la sección neta del elemento principal alejada del agujero del perno.
3. En caso de que la sección neta del perno no se identifique con el literal 1 y 2, la sección neta del elemento se reducirá proporcionalmente a efectos de puntuación para la clasificación.

***Barras con agujeros.*** Las siguientes disposiciones son para realizar las evaluaciones de las barras con agujeros:

1. La sección de la cabeza de la barra transversal al eje del elemento deberá ser un 35% mayor que la sección del miembro.
2. La sección de la cabeza más allá del orificio de la barra tomada como la dirección longitudinal no deberá ser inferior al 75% de la sección del cuerpo más allá del orificio de la barra.
3. En caso de que no se identifique con las anteriores disposiciones, la sección utilizada para la clasificación se reducirá proporcionalmente para que cumpla los límites.

**Miembros de Compresión no compuestos.** La resistencia nominal a la compresión de los pilares que satisfacen la relación ancho/espesor del artículo 6.9.4.2 del LRFD se evaluará de acuerdo con el artículo 6.9.4.1 del LRFD. Miembros que no satisfagan los requisitos de

ancho/espesor se clasificarán como elementos esbeltos como se indica en el AISC Steel Construction Manual, 13th Edición (2005).

**Tabla 29.**

*Factor de Ajuste para la relación L/r para la placa de anclaje*

Actual L/r	Espaciamiento de centro a centro de las placas de anclaje			
	Hasta 2d	Hasta 4d	Hasta 6d	Hasta 10d
40	1.3	2.0	2.8	4.5
80	1.1	1.3	1.7	2.3
120	1.0	1.2	1.3	1.8
160	1.0	1.1	1.2	1.5
200	1.0	1.0	1.1	1.3

*Nota.* Table 6A.6.7-1 Adjustment Factor for L/r for Batten Plate Compression Members. d= Profundidad de la barra perpendicular a los anclajes, adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-63.

Donde:

**Compresión, axial y flexiones combinadas.** La capacidad de carga de los elementos de acero sometidos compresión, axial y momentos concurrentes, tales como arcos y vigas-columnas, se determinará utilizando las ecuaciones especificadas en el artículo de diseño del LRFD 6.9.2.2.

**Secciones I en Flexión.** La resistencia a la flexión de la sección I rectas o curvadas en I en el estado límite de resistencia deberá determinarse como se especifica en el artículo de diseño del LRFD 6.10.6.2.

**Secciones Compuestas.** El cálculo de las tensiones elásticas en una sección deberá considerar la secuencia de carga como se especifica en el LRFD 6.10.1.1.1. Para la evaluación, se supondrá que la construcción no apuntalada, a menos que se indique lo contrario en los documentos del puente. Todas las cargas permanentes que no sean el peso propio, losa del tablero, anclajes del tablero y encofrados fijos pueden suponerse soportados por la sección mixta a largo plazo tal como se define en el artículo 6.10.1.1b del LRFD y no necesitan ser considerados durante la evaluación.

**Secciones No Compuestas.** Las bridas de compresión de las secciones en las que la cubierta no está conectada a la sección de acero por medio de conectores a cortante en flexión positiva pueden suponerse adecuadamente arriostrados por el hormigón, y los requisitos de arriostramiento de las bridas de compresión no es necesario comprobar los requisitos del ala de compresión cuando el ala superior de la viga está totalmente en contacto con el tablero y no hay signos de agrietamiento, oxidación o separación a lo largo de la interfaz acero-hormigón.

**Límites de la proporción de la sección transversal.** No es necesario tener en cuenta las disposiciones del artículo 6.10.2 del LRFD durante la evaluación

**Miembros remachados.** La capacidad de momento de las secciones remachadas y de secciones con agujeros en el ala de tracción debería limitarse a  $M_y$ .

**Diafragmas y marcos transversales.** Los miembros de los diafragmas y marcos transversales en puentes horizontales se considerarán elementos primarios y deberán especificados como tales. En ciertas condiciones, como se describe en el LRFD 6.7.5.1, los

elementos de arrostramiento lateral que se requieran para la condición final también deberían ser tratados como miembros primarios y considerarse en la evaluación.

***Evaluación por corte.*** La resistencia al corte en el estado límite de resistencia se especifica en las disposiciones de diseño de puentes AASHTO LRFD para sección en I, vigas cajón y elementos compuestos diversos.

***Secciones en cajón en flexión.*** La resistencia a la flexión de secciones rectos o curvadas horizontalmente o múltiples con un tablero de hormigón en el estado límite de resistencia se determinará como especificado en el artículo LRFD 6.11.2.1 y 6.11.2.2 relativas a los límites de la proporción de la sección transversal no es necesario ser considerados durante la evaluación. Los requisitos de fatiga para las almas especificados en el LRFD 6.10.5.3 no deben considerarse en la evaluación

Diafragmas y estructuras transversales: los miembros de los diafragmas y los marcos transversales en puentes curvados horizontalmente se considerarán como elementos primarios y deben tener una capacidad de carga acorde a las especificaciones.

***Evaluación de conexiones críticas.*** Las conexiones externas de los elementos no redundantes deberán evaluarse durante un análisis de capacidad de carga en situaciones cuando el evaluador tenga razones para creer que su capacidad puede regir la capacidad de carga de todo el puente. La evaluación de las conexiones críticas se realizará de acuerdo con las disposiciones de esta sección.

**Conexiones tipo rodamiento.** Las conexiones tipo rodamiento se evaluarán para el estado límite de resistencia, momento de flexión, cizallamiento o fuerza axial debido a las cargas factorizadas en el punto de conexión.

Conexiones con deslizamiento crítico. Las uniones atornilladas de alta resistencia diseñadas como conexiones con deslizamiento crítico se evaluarán. Las uniones se comprobarán para deslizamiento bajo la combinación de carga de Servicio II y para resistencia a la carga, corte y tensión en el estado límite de resistencia. Se aplicarán las disposiciones del artículo 6.13.2.2 del LRFD. El valor de  $K_s=0.33$  cuando se desconozca el estado de la superficie de apoyo.

Conexiones con pernos. Los pernos se evaluarán por la flexión y corte combinados como se especifica en el artículo LRFD 6.7.6.2.1 y para el soporte como se especifica en el artículo de diseño LRFD 6.7.6.2.2

Conexiones remachadas. Las uniones remachadas se evaluarán como uniones tipo rodamiento.

Remaches en corte. La resistencia factorizada de los remaches en corte se tomará como:

$$R_n = \psi_s F_{uv} = \phi_s \cdot F_u \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot R_3 \cdot m \cdot A_r \quad (9)$$

donde:

$\phi_s$  = Factor de resistencia para los remaches en el corte, tomado como 0.80

$F_u$  = Resistencia a la tracción del remache ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$R_1$  = Relación cizallamiento/tensión, tomada como 0,67

$R_2$  = Factor de longitud de la unión, tomado como  $1-(0,25L/50)$  para  $0 \leq L \leq 1.27$  m

1.81 para  $L > 1.27$  m.

$L$  = Longitud de conexión entre los elementos de fijación extremos en cada una de las partes especiadas medida en paralelo a la línea de fuerza axial; para los empalmes, la longitud de 1.27 m. debe medirse entre los tornillos extremos de pernos extremos de un solo lado de la conexión.

$m$  = Número de superficies de ensamblaje

$A_r$  = Superficie de la sección transversal del remache antes del hincado

Cuando los remaches que soportan cargas pasan a través de rellenos no desarrollados de 0.64 cm o más de espesor en conexiones con carga axial, su resistencia al corte se reducirá aún más por el factor de reducción de la placa de relleno no desarrollada,  $R_3$ , tomada según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018) como:

$$R_3 = \left[ \frac{1+\gamma}{1+2\gamma} \right] \quad (10)$$

En caso contrario,  $R_3$ , se tomará como 1.0, en el que:

$$\gamma = \frac{A_f}{A_p} \quad (11)$$

donde:

$A_f$  = Suma del área de los rellenos en la parte superior e inferior de la placa conectada (pulg.<sup>2</sup>)

$A_p$  = La menor de las áreas de la placa conectada o la suma de las áreas de la placa de empalme en la parte superior e inferior de la placa conectada (pulg.<sup>2</sup>)

Los valores de la Tabla 30 pueden utilizarse para  $\phi_s F_u R_1 R_2$  a menos que se conozca información más detallada sobre la resistencia a la tracción del remache.

**Tabla 30.***Factores de resistencia al corte de los remaches*

Tipo de remache por año de construcción	Fu,	$\phi_s F_u R_1$	Sí $L \leq 50"$ , $\phi_s F_u R_1 R_2$	Sí $L > 50"$ , $\phi_s F_u R_1 R_2$
Tipo de remache desconocido y origen	3500	1900	Varía	1400
Acero de carbono, ASTM A141, o ASTM A502 Grado I	4200	2250	Varía	1700
ASTM A502 Grado II	5600	3000	Varía	2250

*Nota.* Table 6A.6.12.5.1-1 Factored Shear Strength of Rivets. Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, las unidades se encuentran en  $kg/cm^2$  by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-69.

Remaches en corte y tensión. Los remaches que se requieren para desarrollar resistencia simultáneamente a las fuerzas de tensión y corte resultantes de cargas factorizadas deberán satisfacer la siguiente relación (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018):

$$V_u^2 + 0.56 T_u^2 \leq (\phi A T_u F_u)^2 \quad (12)$$

Donde:

$V_u$ = Corte debido a la carga factorizada

$T_u$ = Tensión debida a la carga factorizada

$\phi = 0.67$

$F_u$ = Resistencia a la tensión del remache

Para los remaches de origen desconocido,  $F_u$ , puede tomarse como  $3234 kg/cm^2$

**Placas de refuerzo.** Las placas de refuerzo de los principales elementos de la celosía deberán tener una capacidad de carga aplicables para el corte, compresión, tensión o alguna combinación que se produzcan de cada miembro conectado. Las disposiciones sobre la capacidad de carga especificadas aquí pueden utilizarse para la evaluación de las placas de refuerzo y sus conexiones para cargas de diseño, legales o permitidas, y deberán utilizar los factores de carga viva apropiados para la calificación de carga de miembros primarios. En situaciones en las que la capacidad de la placa de refuerzo esté controlada por pandeo, puede estar justificando un análisis más avanzado. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Reducción de la resistencia para el Ratio DL/LL. Si la relación entre la carga muerta y la carga viva; DL/LL, determinada por los esfuerzos de los elementos en la placa de refuerzo determinada por los esfuerzos de los miembros en la conexión es mayor que 1.0, las resistencias calculadas en los artículos posteriores para su aplicación en el análisis de la capacidad de carga en el estado límite de resistencia deberá disminuir linealmente de 1.00 a 0.60 a medida que DL/LL aumente de 1.0 a 6.0. La reducción de la resistencia no será inferior a 0.90 y no se aplicará en el análisis de la capacidad de carga en el estado límite de servicio. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

Resistencia al corte de los remaches. La resistencia al corte de los remaches,  $\phi_s F_{uv}$ , en el estado límite de resistencia se aplicará según el apartado de Remaches en corte y tensión. La resistencia al corte ponderado,  $R_n$ , de un tornillo de alta resistencia (ASTM A325 o ASTM A490) o de un tornillo ASTM A307 (Grado A o B) en el estado límite de resistencia en juntas cuya longitud entre pernos extremos, medida en paralelo a la línea de acción de la fuerza es

inferior a 50.0 pulg, se tomará como (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018):

Cuando las roscas estén incluidas del plano de corte:

$$\varphi R_n = \varphi_s \cdot 0.48 A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \cdot R \quad (13)$$

Cuando las roscas están incluidas en el plano de corte:

$$\varphi R_n = \varphi_s \cdot 0.38 A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \cdot R \quad (14)$$

Donde:

$\Phi_s$ = Factore de resistencia de los pernos en corte

$A_b$ = Área del tornillo correspondiente al diámetro nominal

$F_{ub}$ = Resistencia a la tracción mínima del perno especificada en la Tabla

$N_s$ = Número de planos de corte por perno

El factor de resistencia al corte de un tornillo de más de 127 cm de longitud se tomará como 0.80 veces el valor dado por la ecuación anterior. En el caso de los pernos A307, el cálculo del esfuerzo se basará en la Ecuación. Cuando la longitud de agarre de un tornillo ASTM A307 supera los 5 diámetro se reducirá 1% por cada 0.159 cm de agarre en que supere los 5 diámetros.

### **Tabla 31.**

*Resistencia mínima a la tracción de pernos*

Tipo de perno	$F_u \frac{kg}{cm^2}$
---------------	-----------------------

A307 Grado A o B	4200
A325 para diámetros superiores a 2.54 cm	7400
A325 para diámetros de 1.27 cm hasta 2.54 cm	8400
A490	10550

*Nota.* Table 6A.6.12.6.2-1 Specified Minimum Tensile Strength of Bolts. Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-72.

Cuando los pernos que soportan cargas pasan a través de rellenos desarrollados de 0.25 pulg o más de espesor en conexiones con carga axial, la resistencia del perno se de reducir con el siguiente factor:

$$R_3 = \left[ \frac{1+\gamma}{1+2\gamma} \right] \quad (15)$$

Resistencia al deslizamiento de pernos. La resistencia nominal al deslizamiento de un perno de alta resistencia en una conexión con deslizamiento crítico en el estado límite de servicio deberá tomarse como:

$$R_r = R_n = K_h K_s N_s P_t \quad (16)$$

Donde:

$K_h$ = factor de tamaño de agujero tomada como 1.0 para agujeros estándar, o como se especifica en LRFD Design Tabla 6.13.2.8-2 para agujeros sobredimensionados o ranurados.

$K_s$ = factor de estado superficial especificado en Tabla 33

$N_s$ = número de planos de deslizamiento por perno

Pt= tensión mínima requerida del tornillo especificada en Tabla 32.

**Tabla 32.**

*Tensión mínima requerida de los pernos*

Diámetro del perno, pulg	Tensión Requerida, Pt (tonf)	
	A325	A490
5/8	8.16	10.89
3/4	12.70	15.88
7/8	17.69	22.23
1	23.13	29.03
1 1/8	25.40	36.29
1 1/4	32.21	46.27
1 3/8	38.56	54.88
1 1/2	46.72	67.13

*Nota.* Table 6A.6.12.6.3-1 Minimum Required Bolt Tension. Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-73.

**Tabla 33.**

*Valor de Ks*

Clase de superficie	Valor de Ks
Clase A	0.33
Clase B	0.50
Clase C	0.33

*Nota.* Table 6A.6.12.6.3-2 Values of Ks. Adaptado de The Manual for Bridge Evaluation, by American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-73.

Las siguientes descripciones del estado de la superficie se aplicarán a la Tabla 33 según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

1. Superficie de Clase A: superficies limpias de cascarilla de laminación sin pintar y superficies limpiadas medianamente con revestimientos de clase A
2. Superficies de Clase B: superficies no pintadas y limpiadas con chorro de arena con revestimientos de clase B
3. Superficies de Clase C: superficies galvanizadas en caliente desbastadas con cepillo de alambre galvanizado

Resistencia al corte de la placa de refuerzo. La resistencia al corte,  $V_r$ , de las placas de refuerzo en el estado límite de resistencia se tomará como el valor más pequeño basado en la elasticidad en la rotura por corte, la resistencia por cizallamiento será representado como: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

$$V_r = \phi_{vy} \cdot 0.58 \cdot F_y \cdot A_{vg} \cdot \Omega \quad (17)$$

Donde:

$\Phi_{vy}$ = factor de resistencia al corte de la placa de cartela especificados

$F_y$ = límite elástico mínimo de la placa de cartela

$A_{vg}$ = área bruta del plano de corte

$\Omega$ = factor de reducción de esfuerzo cortante para placas de refuerzo tomado como 0.88

Para la rotura por corte, la resistencia al corte factorizado puede ser tomada como:

$$V_r = \phi_{vu} \cdot 0.58 \cdot F_u \cdot A_{vn} \quad (18)$$

$\Phi_{vu}$ = factor de resistencia al corte de la placa de cartela especificados

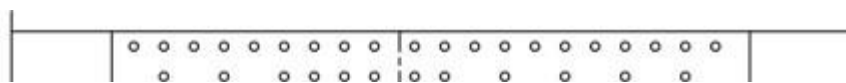
$F_y$ = resistencia a la tensión mínima de la placa de refuerzo (ksi)

$A_{vn}$ = área neta del plano de corte ( $\text{in}^2$ )

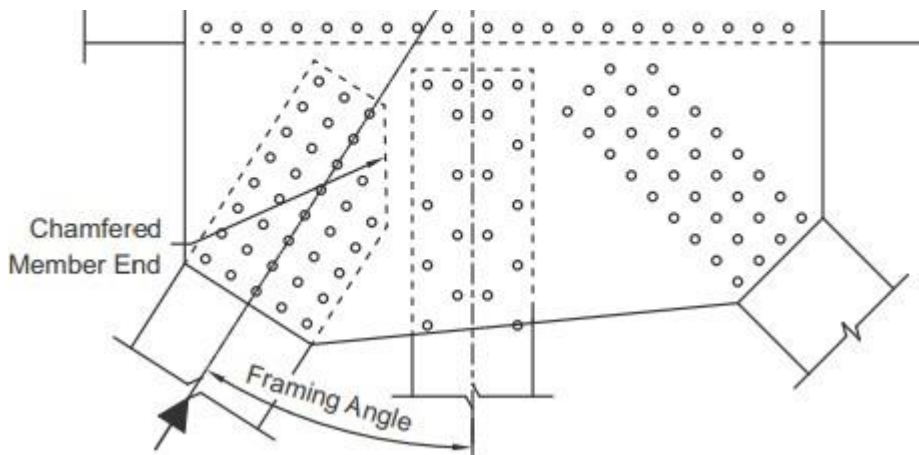
El corte se comprobará en los anchos del plano de rotura. Los planos cortante parciales solo alrededor de los elementos a compresión y la ecuación de la resistencia al corte de la placa de la cartela se aplicará a los planos cortantes parciales. La longitud del plano parcial se tomará a lo largo de las líneas de entre los bordes de la placa y líneas de sujeción. Los siguientes planos de cortante parcial, para determinar qué plano de corte controla son:

- El plano paralelo al extremo del elemento de compresión.
- El plano en lado del elemento de compresión que tiene el menor ángulo de entramado entre el miembro y los otros miembros adyacentes.
- El plano con menor área de corte transversal si el extremo del elemento y ángulo de entramado es igual en ambos lados de compresión.

Resistencia a la compresión de la placa de refuerzo. La resistencia a la compresión factorizada,  $P_r$ , de las placas de refuerzo en el estado límite de resistencia se tomará, según la



**Figure 18.** *Conexión extremo biselado típico de una barra y la armadura de la barra*



ecuación 19 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

*Nota:* Ejemplo de conexión extremo biselado típico de una barra y la armadura de la barra. Tomada de Figure C6A.6.12.6.7-1 del The Manual for Bridge Evaluation. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

$$P_r = \phi_{cg} \cdot P_n \quad (19)$$

En donde:

$P_n$  = Resistencia nominal a la compresión de una sección Whitmore, según corresponda

Si  $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$ , entonces:

$$P_n = [0.658^{\frac{P_e}{P_o}}] \cdot P_o \quad (20)$$

Si  $\frac{P_e}{P_o} \leq 0.44$ , entonces:

$$P_n = 0.877 P_e \quad (21)$$

En el que:

$$P_e = \frac{3.29 E_s}{\left( \frac{L_{mid}}{t_g} \right)^2} \cdot A_g \quad (22)$$

En donde:

$\Phi_{cg}$  = factor de resistencia a la compresión de la placa de refuerza

$P_o$  = límite elástico nominal equivalente =  $F_y A_g$  (kips)

$F_y$ = límite elástico mínimo (ksi)

$A_g$ = área bruta (in<sup>2</sup>), la sección no se reducirá si la sección interseca líneas de pernos de miembros adyacentes.

$E$ = módulo de elasticidad (ksi)

$L_{mid}$ = distancia desde el centro de la sección a la línea de fijación del elemento más próxima en dirección del elemento

$t_g$ = espesor placa de refuerzo (in)

Resistencia a la tensión de la placa de refuerzo. La resistencia a la tensión factorizada,  $P_r$ , de las placas de refuerzo en el estado límite de resistencia se tomará como la menor resistencia ponderada a tensión basada en la rotura por corte del bloque, la fluencia de la sección y fractura de la sección neta, la resistencia ponderada de la rotura por corte del bloque se tomará según la ecuación (6A.6.12.6.8-1) de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

$$P_r = \phi_{bs} \cdot R_p(0.58F_uA_{vn} + F_uA_{tn}) \leq \phi_{bs}R_p(0.58F_yA_{vg} + F_yA_{yn}) \quad (23)$$

Donde:

$\Phi_{bs}$ = factor de resistencia al cizallamiento del bloque de placas de refuerzo por rotura.

$R_p$ = factor de reducción para agujeros tomado igual a 0.90 para agujeros de pernos perforados a tamaño natural y 1 para agujeros de pernos perforados a tamaño natural o subperforados y ensamblados a tamaño natural.

$F_u$ = resistencia a la tensión mínima especificada del material conectado (ksi)

$F_y$ = límite elástico mínimo (ksi)

$A_{vn}$ = área neta a lo largo del plano que resiste el esfuerzo cortante ( $\text{in}^2$ )

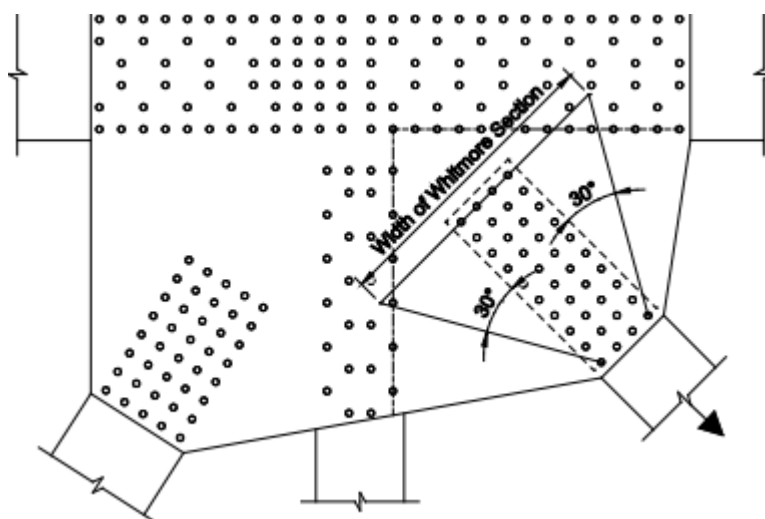
$A_{tn}$ = área neta a lo largo del plano que resiste el esfuerzo tensión ( $\text{in}^2$ )

$E$ = módulo de elasticidad (ksi)

$A_{vg}$ = área bruta a lo largo del plano que resiste el esfuerzo cortante ( $\text{in}^2$ )

Las resistencias para fluencia y fractura neta en la sección se determinarán a partir de las ecuaciones 6A.6.12.6.8-2 y 6A.6.12.6.8-3 según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018).

**Figure 19.** Conexión para una barra de tensión derivada de ángulos de dispersión de 30



*Nota.* Example Connection Showing the Whitmore Section for a Tension Member Derived from 30 Degree Dispersion Angles. Tomada de Figure C6A.6.12.6.7-1 del The Manual for Bridge Evaluation American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018, p. 6-79.

$$P_r = \phi_y F_y A_g \quad (24)$$

$$P_r = \phi_u F_u A_n R_p U \quad (25)$$

Donde:

$\Phi_y$ = factor de resistencia a la fluencia de los elementos sometidos a tensión.

$F_u$ = resistencia a la tensión mínima especificada del material conectado (ksi)

$F_y$ = límite elástico mínimo (ksi)

$A_g$ = área bruta de la sección transversal de la sección efectiva determinada en base a ángulos de dispersión de 30 grados, como se muestra en la Figura 18. (in<sup>2</sup>)

$\Phi_u$ = factor de resistencia a la rotura de los elementos sometidos a tensión.

$A_n$ = área transversal neta determinada en base a ángulos de 30 grados como se muestra en la Figura 18 (in<sup>2</sup>)

$R_p$ = factor de reducción para agujeros tomado igual a 0.90 para agujeros de pernos perforados a tamaño natural y 1 para agujeros de pernos perforados a tamaño natural o subperforados y ensamblados a tamaño natural.

$U$ = factor de reducción para tener en cuenta el retraso a cortante; se toma como 1 para placas de refuerzo.

### **3.5.Reportes o fichas de inspección**

#### ***Reportes***

Son documentos esenciales que registran los resultados de la inspección de campo y deben incluir una descripción detallada del estado del puente y de los componentes, es importante que se redacten de manera clara y precisa, asegurando que sean accesibles para todos los involucrados en el proceso de inspección, desde los ingenieros hasta el personal de mantenimiento, ya que pueden servir como documentos legales en posibles litigios. A

continuación, se presenta los componentes de los reportes de acuerdo con American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018.

**Información general.** Título del informe y número, fecha y hora de la inspección, ubicación y referencias geográficas del puente.

**Detalles de la inspección.** Nombre de los involucrados, descripción de condiciones meteorológicas e iluminación de la inspección y detalles del equipo utilizado, incluye tipo de puente, longitud, ancho, altura y materiales.

**Descripción general del Estado del Puente.** Se usa una inspección que incluya observaciones sobre la apariencia general y limpieza del puente.

**Componentes Inspeccionados.** Lista de todos los componentes inspeccionados.

**Resultados de la Inspección.** Es un informe detallado de los resultados de cada componente, incluyendo cualquier defecto y la clasificación de la Condición de Estado (CE).

**Fotografías y documentación adicional.** Fotografías que evidencien los defectos y proporcionen una referencia visual, además de documentos sobre planos y estudios.

### *Reporte de inspección visual*

A continuación, se muestran las fichas de inspección para todos los niveles de inspección.

**Figure 20.** *Reporte Inspección Nivel 1*

<b>REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL</b>					
<b>1. INFORMACIÓN GENERAL</b>					
REPORTE No		FECHA:		HORA:	
UBICACIÓN		REFERENCIAS			
<b>2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN</b>					
NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO:					
CONDICIONES METEOROLÓGICAS:					
CONDICIONES DE ILUMINACIÓN:					
TIPO DE PUENTE			CÓDIGO DEL PUENTE		
LONGITUD		ANCHO		ALTURA	
EQUIPOS:					
<b>3. COMPONENTES INSPECCIONADOS</b>					
ELEMENTOS INSPECCIONADOS					
<b>4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:</b>					
TIPO		CÓDIGO		UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD:				
	OBSERVACIONES:				
TIPO		CÓDIGO		UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD:				
	OBSERVACIONES:				
<b>5. FOTOGRAFÍAS Y DOCUMENTACIÓN ADICIONAL</b>					

*Nota.* Reportes de Inspección de Nivel 1.

**Figure 21.** *Reporte de Inspección de Nivel 2 o Superior*

<b>REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL</b>				
<b>1. INFORMACIÓN GENERAL</b>				
REPORTE No		FECHA:		HORA:
UBICACIÓN		REFEREN		
<b>2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN</b>				
NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO:				
CONDICIONES METEOROLÓGICAS:				
CONDICIONES DE ILUMINACIÓN:				
TIPO DE PUENTE:				
LONGITUD		ANCHO		ALTURA
EQUIPOS:				
<b>3. COMPONENTES INSPECCIONADOS</b>				
ELEMENTOS INSPECCIONADOS				
<b>4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:</b>				
TIPO		CÓDIGO		UNIDAD
	DESCRIPCIÓN:			
	CANTIDAD:			
	OBSERVACIONES:			
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)				
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA
<b>5. FOTOGRAFÍAS Y DOCUMENTACIÓN ADICIONAL</b>				

*Nota.* Reportes de Inspección de Nivel 2 o superior.

### 3.6. Mantenimiento de puentes

Se define como el trabajo realizado para mantener una instalación en su estado actual, sin embargo, su alcance es muy amplio ya que incluye varias actividades en la vida útil de una estructura, por lo tanto, algunas agencias incluyen adecuadamente el trabajo clasificado como rehabilitación de puentes dentro del contexto de mantenimiento del puente. Funcionalmente, los puentes solo son una porción especial de una red vial, pero son el eslabón crítico y se consideran por separado del mantenimiento vial. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Superficie de Rodamiento***

La capa de desgaste del material integrado en la plataforma estructural protege la plataforma del deterioro del tráfico, degradación ambiental por efectos climáticos y derrame de productos químicos y pueden clasificarse por el material de construcción: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Superficies de concreto.** Se puede colocar una losa estructural, es decir, una plataforma monolítica o una superficie de desgaste separada encima de una losa previamente moldeada. Normalmente, se debe identificar incrustaciones, desprendimientos y grietas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Incrustaciones.** La incrustación se produce cuando el mortero y el agregado se pierden sobre un área de la superficie de la plataforma, si la superficie se incrusta a una profundidad de 6mm, se considera como leve, entre 6 mm a 13 mm como intensa y una profundidad aproximada de 25 mm como severa. Normalmente, la incrustación severa es provocada por resultados inadecuados de construcción de concreto en lugar de un mantenimiento preventivo negligente, las incrustaciones leves se pueden corregir aplicando una membrana selladora de concreto u otro sellador de superficies. Para cualquier condición de incrustación que exceda la escala leve se debe aplicar reparaciones de concreto similares a las del pavimento y hay que tener cuidado de no dañar el acero de refuerzo. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Desprendimientos.** Los desprendimientos se ven como una depresión de un trozo de concreto y puede ser de forma circular u ovalada, que se desprende de la superficie de la plataforma de concreto. Si el desprendimiento tiene aproximadamente 25 mm o 15 cm de

diámetro, se considera como pequeño, si exceden este rango se considera como grande y su tamaño empieza a afectar a los usuarios. Debido a que el reconocimiento del tablero interfiere en el flujo de tránsito expone al personal de mantenimiento a peligros y podrían elevar los costos. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Agrietamiento. Una grieta es una fractura línea en la superficie de desgaste del concreto y pueden extenderse a lo largo de la plataforma y puede atravesar completamente al elemento estructural y los cinco tipos de grietas son: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

- Longitudinales son grietas rectas que corren paralelas a la línea central de la carretera, son causadas por contracción, asentamiento, deflexión diferencial de vigas, huecos en la losa o corrosión del acero de refuerzo.
- Transversales aparecen aproximadamente perpendiculares a la línea central de la carretera y son causadas por contracción, asentamiento, corrosión del acero de refuerzo o deflexión de la superestructura.
- Diagonales. Son similares a las longitudinales o transversales, pero tienden a correr en ángulo con respecto a la línea central de la carretera, un puente construido en ángulo oblicuo con respecto a la línea central presentará grietas diagonales.
- Patrón o mapa. Son una red interconectada de grietas se las clasifica como patrón o mapa de grietas y suelen ser el resultado de un curado inadecuado del concreto o de una debilidad en el diseño de la mezcla.
- Aleatorias. Son grietas serpenteantes, irregulares o diagonales.

**Superficies de asfalto.** Agrietamiento: las grietas en el asfalto pueden tomar diferentes formas e incluyen las siguientes de acuerdo con (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007):

Grietas cocodrilo o de mapa: se definen como grietas interconectadas que forman una serie de bloques que se asemejan a la piel de cocodrilo, normalmente es causado por el secado del material asfáltico y también podría ser causado por deflexión excesiva de la plataforma.

Grietas de borde: son grietas longitudinales cerca del borde de la plataforma, generalmente son causados por pérdida de soporte lateral debajo de la capa de rodadura, secado del asfalto o deterioro de la plataforma.

Grietas en las juntas de carril: pueden desarrollarse a lo largo de la junta entre dos carriles de pavimentación de manera longitudinal y suele ser causado por una junta débil entre dos tramos adyacentes.

Grietas de reflexión: son grietas que se produce cuando se coloca una capa nueva de asfalto sobre un pavimento viejo y las grietas se reflejan hacia arriba en la nueva capa. Sol asfálticas.

Grietas de contracción: son grietas conectadas que forman una serie de grandes bloques en la superficie y es complicado determinar si son causadas por cambios de volumen.

Grietas de deslizamiento: son grietas en forma de medialuna causadas por la falta de unión entre la superficie de asfalto, capa de revestimiento y la plataforma del concreto.

El mantenimiento preventivo de las grietas implica tener un proceso de inspección para detectar grietas y defectos menores de manera temprana y responder a fallas tempranas y reducir el deterioro. Las grietas cocodrilo y por deslizamiento se reparan eliminando la capa de asfalto desgastada hasta la superficie de la plataforma de concreto y en todas las direcciones hasta el material de la superficie desgastada, si toda la superficie está desgastada puede ser necesario fresar toda la capa y volver a aplicarla como una capa nueva, si al retirar la capa de asfalto el material de concreto debajo se encuentra deteriorado se debe reparar, se debe utilizar procedimientos regulares de pavimentación y parcheo del asfalto, si la superficie fue tratada con un sellador, selle también el área recién parchada. Las grietas por contracción se pueden reparar rellenándolas con lechada de emulsión asfáltica seguida de un tratamiento superficial o un sello de lechada sobre toda la superficie. Las grietas en las juntas de los carriles, grietas en los bordes y grietas por reflexión se reparan limpiándolas con una barredora y usando una lanza de aire comprimido y luego rellenándolas con una emulsión lechada o asfalto líquido mezclado con arena, una vez curada el área rellena se puede sellar con asfalto líquido y secar la superficie con aserrín, arena o papel absorbente para reducir el seguimiento de vehículos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Distorsión.*** Es cualquier cambio de la superficie con respecto a la forma original y pueden adoptar formas tipo canal, corrugaciones y depresiones. Pueden resultar de la consolidación del asfalto bajo la presión de cargas de las ruedas, por el movimiento lateral de las cargas de las ruedas o por la erosión de la superficie por neumáticos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Desintegración.*** Es un área que se desintegra presentan socavones y baches donde se desprenden fragmentos y trozos de agregado y asfalto. El desmoronamiento es síntoma de un diseño ineficiente de la mezcla y métodos de construcción defectuoso. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Plataformas estructurales***

Las plataformas de los puentes transportan el tráfico y proteger la estructura subyacente, pero requieren un mantenimiento intenso debido al desgaste mecánico y condiciones climáticas impredecibles, para reducir la necesidad de mantenimiento, es importante que en el diseño incluya una adecuada profundidad de recubrimiento sobre el acero de refuerzo, sistema de drenaje efectivo y losas estructurales robustas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Mantenimiento preventivo en plataformas de concreto.** Se enfoca en controlar la penetración de sal y humedad para prevenir o retardar la corrosión de acero de refuerzo y deterioro del agregado de cemento, es importante mantener la plataforma limpia, drenaje superficial y desagües de la cubierta, en caso de detectar mediante la inspección visual penetración de sal y humedad o corrosión del acero de refuerzo se debe sellar con silanos, siloxanos, silicona, epoxis y metacrilatos de metilo, y requiere de una plataforma limpia, seca y temperatura cálida. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Parche de plataformas de concreto.*** El deterioro de la plataforma causado por la corrosión del acero requiere parches efectivos, la gravedad de los baches en la plataforma determina si necesita un parche temporal o permanente y es importante determinarlos para garantizar la seguridad vial y reducir las cargas de impacto en el puente. Los materiales, equipos

y tipo de parches necesarios se determinan mediante la inspección visual. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Parcheo de concreto asfáltico.*** Es un material poroso que permitirá que la humedad llegue a la plataforma de concreto y al acero de refuerzo, a menos que se aplique una membrana impermeabilizante al concreto limpio y expuesto. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

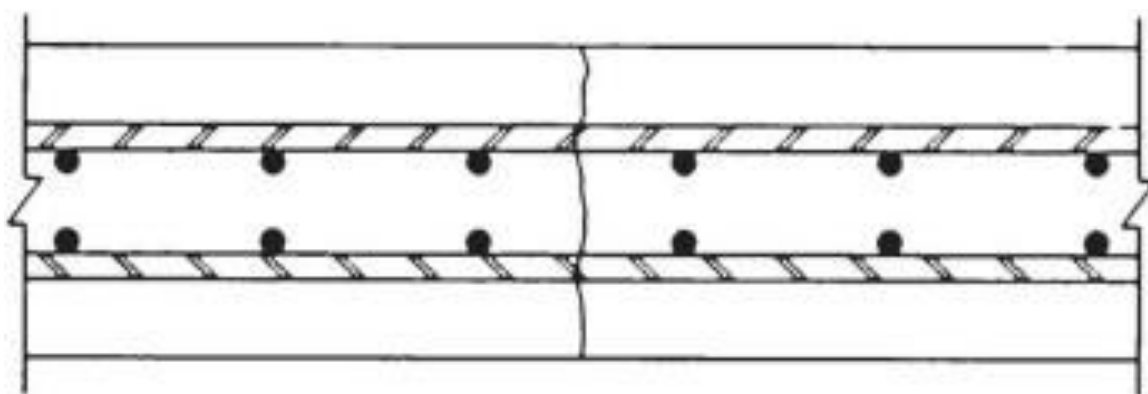
***Parches completos de emergencia.*** Si se presenta un agujero de profundidad en la plataforma del puente requiere una reparación de emergencia, el personal debe ser precavido y no permitir el tráfico en el puente a menos que está seguro de que no muestra debilidades estructurales que requieren el cierre del puente y una rehabilitación extensa. Puede usarse madera contrachapada o placas de acero para tapar el agujero temporalmente, sin embargo, deben ser reemplazado por soluciones permanentes lo antes posible. En casos especiales es necesario requerir un reemplazo por completo de la plataforma, pero debe determinar mediante los resultados de la inspección de nivel 3, es decir, inspección especial. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Mantenimiento en las juntas de la plataforma.** Las juntas pueden ser selladas, no selladas, reparar o reemplazar las juntas dañadas, ignorar juntas dañadas o sellos rotos aumenta el riesgo de dañar los elementos estructurales debajo de la plataforma debido a escombros y contaminantes de la superficie, aunque ninguna junta es perfecta si se instaló correctamente o se mantiene adecuadamente puede prolongar la vida útil del puente, lo ideal es que una junta hermética permita el movimiento de la plataforma y tenga una durabilidad a los materiales adyacentes y no requiera mantenimiento pero el personal debe estar preparado para casos que no

cumplan este criterio. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Juntas de construcción.** Son límites que separan secciones de la plataforma de concreto colocados en diferentes momentos, normalmente son herméticas y no requieren mantenimiento.

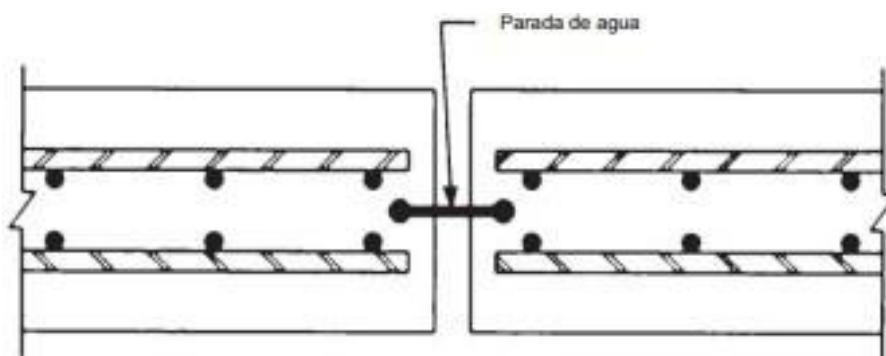
**Figure 22.** *Juntas de Construcción*



(American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

*Nota.* Figure 3-25. Construction Joint, adaptado de Maintenance Manual for Roadways and Bridges por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007, p. 145.

**Juntas de contracción.** Controlan el efecto de agrietamiento del concreto que se contrae a medida que cura, normalmente tienen una barrera de agua incorporada y se encuentran en paredes laterales y muros de contención donde es necesario controlar la filtración de agua.



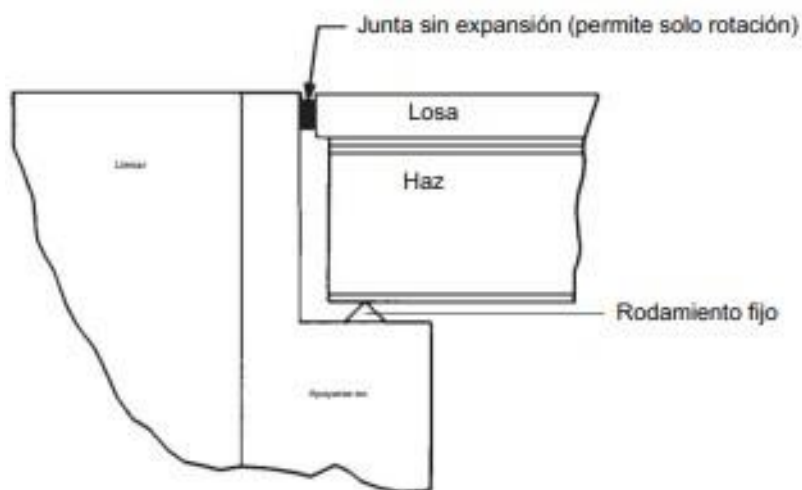
(American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Figure 23. Juntas de Contracción**

*Nota.* Figure 3-26. Contraction Joint, adaptado de Maintenance Manual for Roadways and Bridges por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007, p. 145.

**Juntas sin expansión.** Estas juntas permiten la rotación del extremo de una viga, pero no permiten la expansión y se usan en el pilar que soporta rodamiento fijo y son más pequeñas que las juntas de expansión.

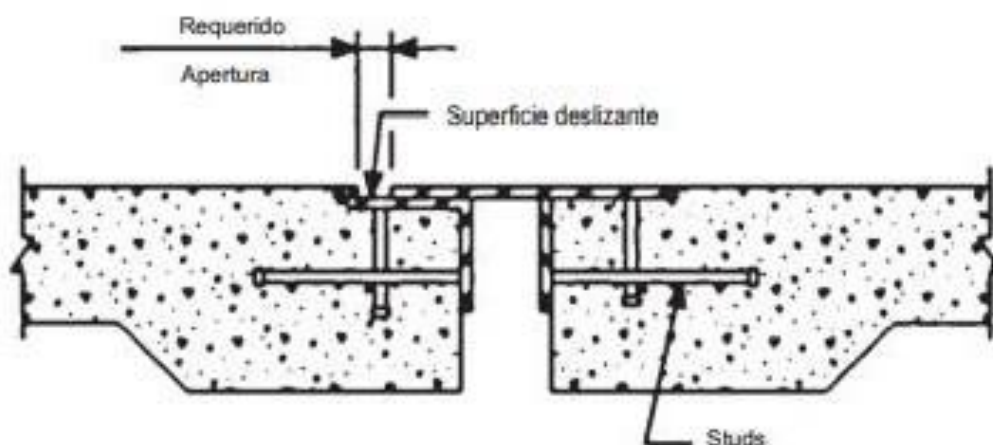
**Figure 24. Juntas sin Expansión**



*Nota.* Figure 3-27. Nonexpansion Joints, adaptado de Maintenance Manual for Roadways and Bridges por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007, p. 145.

**Juntas de expansión.** Se utilizan si es necesario permitir la rotación como la expansión, se usan en puentes con luces grandes. (American Association of State Highway and

**Figure 25.** Junta de expansión (tipo placa deslizante)



Transportation Officials, 2007)

*Nota.* Figure 3-28. Expansion Joint (Sliding Plate Type), adaptado de Maintenance Manual for Roadways and Bridges por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007, p. 145.

Las juntas de placa deslizante se usan cuando se espera un movimiento de 25 mm a 75 mm, estas juntas se usaban antes de que se desarrollen las de neopreno y sus uniones son difíciles de mantener, el personal de mantenimiento debe limpiarlas periódicamente para evitar cualquier acumulación de residuos y verificar el deterioro del concreto en las proximidades de la junta. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Juntas cerradas.** Están diseñadas para ser impermeables y son las siguientes de acuerdo con (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007):

Relleno a tope: es similar a la de tope abierta y están destinadas a aplicarse en las mismas condiciones de movimiento, se coloca material sellador en la junta en la superficie de la carretera, sellando la abertura y evitando que, entre agua en la junta, el mantenimiento incluye limpieza periódica de la punta, reemplazo del sellador, reemplazo del material de relleno cuando sea necesario y reparación de la superficie de la carretera, un sello vertido in situ funciona mejor cuando es inferior a 13 mm, en condiciones óptimas se puede esperar que el sello permanezca hermético durante dos años. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Sello de compresión: se pueden usar donde se espera un movimiento de la plataforma de hasta 65 mm, el funcionamiento exitoso requiere una instalación inicial que proporcione una abertura del tamaño adecuado para bajas temperaturas y tensiones no separen el sello de la cara de la plataforma, el mantenimiento incluye barrer o lavar la plataforma para evitar que se acumulen materiales finos e inspeccionar periódicamente el sello para detectar grietas y deterioro por efectos ambientales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Sello de membrana: es una lámina flexible de neopreno unida rígidamente a dos revestimientos metálicos en la unión, se pueden aplicar donde se espera un movimiento de aproximadamente 100 mm, las instalaciones a veces dejan grietas, el mantenimiento debe incluir eliminación periódica de residuos y reinsertión o sustitución de membranas defectuosas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Sello Amortiguador: estas juntas de sello elastomérico o almohadilla de neopreno reforzada está unida rígidamente a cada lado de la junta, se usan normalmente para abarcar juntas

con movimiento aproximado de 100 mm, es necesario inspecciones periódicas para garantizar que se encuentren firmemente anclado y su mantenimiento incluye limpieza periódica, dispositivos de anclaje y reemplazo cuando sea necesario. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Dique modular: estas juntas normalmente se fabrican para movimientos articulares superiores a 100 mm, su mantenimiento incluye inspecciones periódicas especialmente a temperaturas frías y cuando el tráfico es intenso. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Sistemas de drenaje***

El mantenimiento adecuado de los sistemas de drenaje garantiza que el flujo de agua se dirija fuera de la plataforma y lejos de la estructura, si el drenaje no es eficiente y efectivo, la suciedad y los escombros pueden acumularse en la plataforma y las juntas y genera mayores requisitos de mantenimiento para los otros elementos del puente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Bordillos, aceras y barandillas***

Los bordillos pueden construirse de metal, piedra, asfalto o madera como una barrera elevada paralela al movimiento del tráfico, generalmente el bordillo será del mismo material de la plataforma, si el drenaje de la superficie se realiza a través de entradas y bajantes canalizan el flujo de agua en el borde la plataforma y están destinados a proteger a los peatones en una acera sobre la plataforma y su mantenimiento se enfoca dependiendo del material del que están contruidos. Las aceras tienen la función de facilitar el movimiento de los peatones es necesario que no encuentren peligros en la superficie, si son de concreto se debe sellar las juntas, rellenar

baches, se deben mantener limpias para minimizar tropiezos y el drenaje superficial debe evitar la acumulación de agua en la superficie. Barandillas incluye cualquier barrea paralela al tráfico a ambos lados del puente, en el mantenimiento se debe verificar que cumpla con los estándares en caso contrario se debe considerar la rehabilitación y reparar daños por colisión. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Reparación de armaduras.***

Los puentes suelen estar hechos de acero, aunque existan armaduras antiguas elaboradas con hierro forjado, la reparación consiste en reemplazar un miembro dañado o fortalecer un miembro debilitado agregándole placas de acero y se recomienda evitar la soldadura para reparar armaduras antiguas ya que el acero contiene altos niveles de carbono, el Ingeniero debe verificar el proceso de reparación apropiado. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Mantenimiento y reparación de Cerchas de Acero.** Para este tipo de armaduras es importante realizar mantenimiento y reparación de estructuras debido a daños por óxido, corrosión y colisiones, los miembros principales no deben perder cantidades significativas de la sección transversal. El mantenimiento incluye la limpieza y pintura para prevenir la corrosión, además de limpiar las uniones conectadas por pasadores para garantizar la transferencia de cargas y los procedimientos de reparación son para abordar las deficiencias estructurales. Los daños causados por colisión se pueden reducir mejorando la barandilla del puente para brindar protección estructural a la armadura. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Superestructura***

Transmiten la carga de los tableros a la subestructura, estos elementos incluyen vigas, cerchas, arcos, sistemas de suelo, cables y placas de refuerzo. No incluyen elementos de arrojamiento como diafragmas, arrojamientos transversales o arrojamientos de pórtico. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

La rehabilitación de puentes y reparación de superestructuras requieren gatos para proporcionar la transferencia de carga y soporte mientras se realizan reparaciones, sin embargo, para determinar que se deba realizar este tipo de reparaciones se debe realizar una inspección de Nivel 3 que el Ingeniero de verificar ya que los costos de implementación pueden ser elevados. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Reparación de vigas.** Las vigas debajo de las juntas de la plataforma, debajo de desagües y a lo largo de cualquier imposta del puente que estén expuestas a elementos corrosivos, las vigas de puentes elevados pueden estar sujetas a colisiones y se debe verificar de inmediato, cuando las vigas han sido dañadas por este tipo es importante inspeccionar los daños colaterales hacia los demás elementos estructurales. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Mantenimiento y reparación de los apoyos.** Los apoyos son importantes para transmitir las cargas de la superestructura hacia la subestructura mientras se permita el movimiento dentro de los límites de tensión. Un conjunto de apoyos debidos a congelación, desplazamiento, daños u otros problemas pueden resultar en tensiones excesivas en el puente causando daños estructurales que requieren reparaciones. Los problemas de apoyo se originan en juntas de tablero, movimiento de la subestructura o presión del puente sobre la superestructura, es fundamental que

en las inspecciones se registren la posición de los apoyos y temperatura para evaluar su correcto funcionamiento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Mantenimiento de apoyos de placa deslizante.*** Son placas de metal similares o diferentes que se deslizan entre sí. La corrosión que aumenta la fricción es el problema más común, si el movimiento del puente excede lo previsto, también surge problemas en el soporte de la placa deslizante, su mantenimiento requiere levantar la estructura con un gato, excepto para limpiar el área del apoyo, eliminar y lubricar apoyos que tienen engrasador. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Mantenimiento de apoyos tipo rodillos.*** Son dispositivos que incorporan un rodillo horizontal para permitir el movimiento longitudinal y van desde rodillos simples hasta variaciones de rodillos segmentados y balancines con pasadores. Su mantenimiento rutinario consiste en mantener limpia y pintada la zona de rodamiento y lubricación en eslabones de retención y mecanismos que requieren desmontaje. Si los rodillos dejan de funcionar se deben retirar y reacondicionarse. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Mantenimiento de apoyos tipo balancín.*** Son componentes críticos que sostienen un pasador en pedestales con fondos circulares y son importantes para transmitir el peso del puente, los daños más comunes son desgaste o corrosión del pasador, acumulación de escombros, suciedad en la superficie y si el puente se desplace más allá del rango de diseño el balancín se vuelve inestable y puede fallar. Su mantenimiento implica tener el apoyo limpio, lubricado y pintado, eliminando residuo y suciedad lo que requiera usar un gato, se puede instalar una

cubierta para evitar la acumulación de residuos, suciedad y mantener el funcionamiento óptimo del sistema. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Subestructura***

Los recubrimientos de la subestructura en estribos y pilares, que sirven como base en donde se apoyan los sistemas de soporte de la superestructura, estos puentes tienen juntas abiertas en los estribos y pilares, además, pueden estar equipados con canales de drenaje debajo de esas juntas abiertas para captar agua y los residuos caen en las juntas de expansión de la plataforma. Estos canales dirigen los residuos lejos de la subestructura hacia debajo del puente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Problemas asociados a los recubrimientos de la subestructura.** La congelación producida por la corrosión causa tensiones adicionales en el recubrimiento de la subestructura y daña la capa de rodamiento, lo que provoca un efecto negativo en la estructura del puente, por otro lado, la presencia de escombros en el recubrimiento puede generar corrosión, ya que retienen agua y productos químicos y la penetración de estos puede corroer el acero de refuerzo y dañar el recubrimiento del hormigón. Un mantenimiento incluye limpieza de la capa de rodamiento y juntas de expansión que son esenciales para garantizar la seguridad y funcionalidad del puente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Mantenimiento preventivo.*** En selladores para reducir la porosidad y estabilizar la capa superficial se puede usar silano, silicato, siloxano y metacrilato de alto peso molecular, para los recubrimientos que se adhieren a la superficie del concreto se cierra las pequeñas grietas y brindan resistencia a productos químicos descongelantes y se usa resina epoxi, uretanos duros y metacrilato y, por último, las membranas pueden cerrar grietas y proporcionar protección a la superficie del concreto contra químicos y se puede utilizar uretano elastomérico, vinil éster y poliéster. En algunos casos se coloca una capa protectora en sistemas de soporte de vigas y en

recubrimiento de la subestructura, este método se puede usar si el recubrimiento es compatible con la pintura de la capa de rodamiento, en los pilares la extensión del revestimiento puede depender de la apariencia y mantener las condiciones estéticas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Reparación de subestructuras sobre el agua.*** Las reparaciones bajo el agua implican el uso de materiales y procesos básicos, entre los problemas más comunes incluyen deterioro en línea de agua, grietas con asentamientos, daños por impacto debajo del puente y daños por corte por presión del tráfico y movimiento. Las reparaciones se enfocan en el hormigón cuando están expuestas al agua salada lo que causa corrosión del acero de refuerzo y descascaramientos del hormigón, por otro lado, los costos por reparación suelen ser costosos por la necesidad de extensos temporales, por lo que la eliminación de desechos y lavados a presión de la superficie suele ser una solución económicamente más rentable. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Reparaciones de muros de alas rotas o deterioradas.*** La pérdida de partes del muro de ala puede provocar erosión y daños mayores al acceso del puente y se debe determinar la causa de falla del muro de ala para poder corregirla, puede ser necesario realizar excavaciones para obtener un suficiente acceso de trabajo y normalmente los materiales y equipos que se puede usar son retroexcavadora, taladro neumático, tirante o pernos equivalentes, barras de refuerzo, material de relleno granular, herramientas manuales, equipos de remoción de concreto, perno y

anclaje, encofrado de madera contrachapada, agentes adhesivo epoxi, lechada sin contracción y herrajes diversos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Reparación de caras de pilares.*** El hormigón puede sufrir daños por el agua, productos químicos o impacto de escombros lo que produce fracturas en las partes del pilar, es esencial realizar reparaciones para evitar que los daños continúen, es fundamental prevenir la corrosión del acero de refuerzo por la humedad, para realizar las reparaciones es necesario usar equipo y materiales como compresor de aire, equipo de perforación de concreto, mallas de alambre de acero, material de encofrado, acero de refuerzo, agente adhesivo epoxi y grava. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Reparación de zapatas corridas.*** El deterioro de una zapata corrida puede incluir rotura en las salientes y descascaramientos de los laterales, el deterioro grave puede darse por colisión de escombros contra la parte superior de la zapata, la penetración de agua provoca la corrosión del acero de refuerzo o la construcción con materiales deficiente, una alternativa para trabajar en un entorno seco es instalar protecciones, drenaje y bombeo. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Grietas en la subestructura.*** Una zapata puede agrietarse por el asentamiento del estribo y suele estar acompañada por una grieta que continúa hacia arriba a través del estribo, se recomienda sellar la grieta para evitar las filtraciones de agua y escombros, si la grieta se mueve se debe rellenar con un material flexible, ya que, se abrirá nuevamente. El mejor método de reparación es la inyección de epoxi para conseguir una penetración de relleno eficiente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Deterioro superficial de Estribos y Pilares.*** La reparación de cualquier concreto deteriorado es importante eliminar todo el concreto en mal estado y debe quedar expuesto el concreto en buen estado para que se adhiera el concreto nuevo. El uso de herramientas neumáticas es el más eficaz para eliminar el hormigón deteriorado, se puede usar lechada de base de cemento puto como agente adhesivo o se puede usar un material epoxi a la superficie del hormigón. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Deterioro de la línea de agua.*** Es un problema común en estructuras ubicadas en entornos acuáticos, la formación de cavidades compromete la integridad de la estructura y afecta la funcionalidad, la necesidad de mantener la zona de trabajo seca resalta la complejidad de este problema, la prevención y mantenimiento adecuado son importantes para prolongar la vida útil y evitar costos elevados e intervenciones complejas en el futuro. Ya que su mantenimiento es muy complicado es importante que el Ingeniero que realice la evaluación para determinar el trabajo que debe ser realizado cuente con experiencia en el área. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Reparación de pilotes y taludes***

La mayoría de los pilotes no requieren un mantenimiento significativo ya que, el material en el que están instalados los protege porque el deterioro es poco común en su entorno, sin embargo, si se cuenta con pilotes expuestos por diseño o por problemas de socavación emergen problemas potenciales. Puede ser descascaramientos o corrosión si el material es de acero, pandeo como preocupación cuando la longitud del pilote sin soporte se vuelve excesiva. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Mantenimiento preventivo.** Es importante proteger a pilotes expuesto en diversas condiciones y materiales de construcción ya que son elementos críticos de la superestructura para garantizar su longevidad y funcionamiento. Por ejemplo, la aplicación y recubrimiento de hormigón para pilotes de acero y protección con una malla de zinc en pilotes de hormigón armado que tienen contacto con agua salada. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Revestimientos para protección y reparación de pilotes.*** Los revestimientos son un tipo común de protección y reparación de pilotes y se usan para todo tipo de material, protege contra daños de abrasión, reparar la sección transversal perdida, el revestimiento puede ser de fibra de vidrio premoldeada o puede ser de acero o tela. La principal función del revestimiento compensa la pérdida de sección transversal y fortalecer al pilote y el uso de epoxi para proteger el acero de refuerzo para proteger de la corrosión. Para la colocación del revestimiento en pilotes de cualquier material es importante eliminar todo tipo de residuos y la corrosión en caso de ser acero. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Sistemas de protección.***

#### **Protección de la subestructura.**

***Deterioro de la Línea de Agua.*** Es importante considerar los mecanismos de deterioro de la línea de agua y es necesario comprender que el material transportado por el agua puede causar abrasión que provoca daños en la línea de agua, por esta razón es esencial realizar una planificación y mantenimiento adecuado en entornos acuáticos para proteger la integridad de las estructuras. Se puede usar revestimientos protectores y de fibra de vidrio para proteger la línea de agua. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Asentamiento.*** cuando exista asentamientos importantes se requiere consultar a un Ingeniero Estructural y un Ingeniero de Suelos para reparar daños a cualquier estribo. Ya que el estribo está sometido a movimientos es importante estabilizarlo antes de realizar cualquier reparación como relleno de grietas o renivelar los asentamientos, un sistema de pilotes puede requerir que se agregue más para estabilizar la estructura. Las juntas de expansión y sellos en la plataforma deben revisarse y ajustarse después de una reparación importante. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Daños por impacto.*** Se puede instalar barandillas o disipadores de energía para proteger contra daños causados por el tráfico de la carretera, cualquier placa instalada debe tener el espesor suficiente para soportar las fuerzas esperadas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Daños por sal.*** Los recubrimientos son efectivos para acero u hormigón por los daños provocados por agua salada si se aplican a tiempo para mantener la integridad estructural. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Presión de la losa de aproximación.*** El daño provocado por esta presión se puede minimizar instalando juntas de alivio antes del estribo del puente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

***Pintura puntual para proteger la superestructura.*** Para aplicar pintura es importante limpiar la superficie, eliminar la corrosión y reemplazar el sistema de pintura en áreas seleccionadas, el mejor enfoque de mantenimiento preventivo es repintar antes de que la

condición del sistema de pintura se deteriore. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Sistemas de pintura.** los pigmentos típicos son minio, óxido de titanio, cromato de zinc y silicatos, algunos de ellos pueden brindar beneficios a la estructura, el uso de pinturas a base de plomo se ha ido restringiendo debido al impacto ambiental y a las afecciones al personal, el objetivo principal de este método de protección es evitar la corrosión. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

#### ***Mantenimiento de cables metálicos.***

Los cables metálicos pueden deteriorarse por negligencia y abuso, un ejemplo mal mantenido puede reducir la vida útil del cable, como mantenimiento se debe aplicar lubricantes a la superficie para reducir la corrosión causada por soluciones ácidas y alcalinas, gases, humos, salmuera, aire salado, azufre, compuesto y combinación de alta humedad con alta temperatura. Para las inspecciones es importante que realicen periódicamente. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Lubricación.** Los cables metálicos se lubrican cuando se fabrica, pero no es suficiente para que dure toda la vida útil del cable, por lo tanto, se debe aplicar una buena cantidad de aceite o grasa, este mantenimiento previene la corrosión de cables y deterioro el núcleo de la fibra. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Abrasión y fatiga.** La abrasión desgasta gradualmente la superficie del cable por fricción y roce, especialmente cuando el cable entra en contacto con otros objetos. En cuanto a la fatiga se produce cuando los cables se someten a cargas repetidas o cíclicas como tensiones y

vibraciones, la fatiga es acumulativa por lo que cada sobreesfuerzo acerca al cable al punto de falla. Para el mantenimiento es necesario realizar inspecciones periódicas para identificar desgaste, roturas, deformaciones o cualquier tipo de daño, reemplazo o reparación oportuna esta medida es necesaria cuando se encuentre fatiga excesiva, rotura de alambres o desgaste excesivo, lubricación para reducir la fricción y abrasión de cables, control de carga y velocidad para minimizar la tensión y esfuerzos de los cables y por último, limpieza de suciedad en los cables, corrosión, otros contaminantes y abrasión. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Aspectos ambientales***

Es importante brindar a los ingenieros y gerentes de mantenimiento capacitación y educación sobre las regulaciones ambientales y contar con un Ingeniero Ambiental y con un plan de reducción de Riesgos Laborales para brindar seguridad en el trabajo, las actividades que se realizan para reducir el impacto ambiental son: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Quitar la pintura a base de plomo y contención de sus residuos, eliminación de residuos sólidos, conservar el medio ambiente evitando actividades que perturben el ecosistema, eliminación de desechos como gasolina, aceite y efluentes, el transporte y acarreo de escombros, control de ruido en reparaciones de construcción y mantenimiento y requerir de permisos para realizar estas actividades, se debe prestar atención al almacenamiento de materiales peligrosos, tóxicos y corrosivos, como el ácido sulfúrico, herbicidas e insecticidas y epoxi, un aspecto muy importante es garantizar la seguridad del personal con el uso de equipo de protección personal y mitigar los riesgos laborales ya que en algunos casos por el tipo de actividades es muy peligroso

por su proximidad al tráfico. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Control de Tráfico en la Zona de Trabajos de Mantenimiento***

**Control de Zonas de Trabajo.** Son medidas y procedimiento para gestionar y garantizar la seguridad donde se realizan trabajos de mantenimiento, reparación o cualquier actividad que afecte la seguridad vial en carreteras y tiene los siguientes objetivos: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Protección de la seguridad:** garantiza la seguridad de los trabajadores, conductores y peatones e implica reducir riesgos de accidentes y lesiones. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Flujo de tráfico:** mantener un flujo seguro y eficiente en las áreas afectadas, minimizando interrupciones y congestiones innecesarias. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Comunicación:** implica comunicación efectiva de condiciones cambiantes a través de señalización, dispositivos de control de tráfico como, conos, vallas, luces y señales; para que los usuarios sigan las instrucciones de manera adecuada. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Organización:** designar tareas para cada área de trabajo para minimizar riesgos y facilite la realización de tareas. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Cumplimiento de normativas: cumplir con normativas, regulaciones locales, provinciales o nacionales relacionadas con la seguridad vial y operaciones de mantenimiento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

**Estructuras temporales.** Estas estructuras son esenciales para mantener la seguridad vial y minimizar las interrupciones en el flujo de tráfico y algunas opciones comunes son: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Barreras de tráfico temporales: se utilizan para separar las áreas de trabajo de las vías y cumplen la función de proteger a los usuarios de peligros en zonas de trabajo manteniendo una separación segura entre vehículos y los trabajadores y las más usadas son barreras de concreto, de metal y de plástico. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Desvíos y carriles temporales: carriles temporales y señalización para guiar a los conductores de manera segura, se puede incluir carriles adicionales en sentido opuesto o en el mismo sentido. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Caminos peatonales: en zonas urbanas o puentes peatonales se puede usar caminos peatonales temporales para garantizar la seguridad y no interferir en el tráfico. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

Semáforos, señalización e iluminación temporal: se puede usar semáforos temporales para controlar el flujo de tráfico en zonas de trabajo, para la señalización se usa barreras luminosas y otros dispositivos que muestren a los usuarios las condiciones de la carretera, como cambios de carril, reducción de velocidad y desvíos y, por último, la iluminación son dispositivos

de ayuda visual para trabajos nocturnos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)

### ***Defectos del Hormigón Armado.***

A continuación, en la siguiente tabla se muestra los defectos de elementos de hormigón armado para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

#### **Delaminación/desprendimientos/área parchada**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Delaminado. Desprendimientos de 2.5cm o menos de profundidad, o 15 cm o menos de diámetro.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Desprendimiento de más de 2.5 cm, área parchada que no es sólida o con problemas, no requiere revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

#### **Acero expuesto**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Presente sin pérdida de sección medible.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Presente con pérdida de sección, pero no justifica una revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Óxido**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Superficie blanca sin acumulación o lixiviación sin manchas de óxido.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Gran acumulación con manchas de óxido.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Grietas**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Grietas insignificantes o grietas de ancho moderada que han sido selladas.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Grietas de ancho moderada o fisuras no selladas con patrón moderado.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Grietas anchas o mapa de grietas.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Abrasión/desgaste**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Sin abrasión ni desgaste

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Abrasión o desgaste ha expuesto el agregado grueso, pero permanece firme en el hormigón.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El agregado grueso está suelto o no permanece firme en el hormigón.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Asentamientos**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Existe dentro de límites tolerables sin problemas estructurales visibles.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Excede los límites, pero no justifica una revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Socavación**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Existe dentro de límites tolerables sin problemas estructurales visibles.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Excede los límites tolerables, pero es inferior los límites críticos por socavación.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### ***Defectos del Acero***

A continuación, en la siguiente tabla se muestra los defectos de elementos de acero para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

#### **Corrosión**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Óxido con manchas, corrosión del acero inicial

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Pérdida de sección visible con capas de óxido, pero no justifica revisión estructural,

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

#### **Grietas**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Grietas con agujeros de detención.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Grietas que no se han detenido, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Conexión**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Conexión en su sitio y funcionar correctamente.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sujetadores sueltos u oxidación sin distorsión, pero funciona correctamente y está en su lugar.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Faltan pernos, remaches, soldaduras rotas u oxidación con distorsión, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Distorsión**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Distorsión que no requiere corrección.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Distorsión que requiere corrección, pero no justifica una revisión estructural

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Asentamiento**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Existe dentro de los límites tolerables y no justifica una revisión estructural.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Excede los límites tolerables, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Socavación**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Existe dentro de los límites tolerables o ha sido detenido con medidas eficaces.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Supera los límites tolerables, pero es inferior a los límites críticos y no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### ***Defectos de los apoyos***

A continuación, se muestra los defectos de los apoyos para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

### **Corrosión**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Óxido con manchas, corrosión del acero inicial

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Pérdida de sección visible con capas de óxido, pero no justifica revisión estructural,

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Movimiento**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Libre de movimiento

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Restricción menor

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Restringido, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Conexión**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Conexión en su sitio y funcionar correctamente.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sujetadores sueltos u oxidación sin distorsión, pero funciona correctamente y está en su lugar.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Faltan pernos, remaches, soldaduras rotas u oxidación con distorsión, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Alineación**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Alineación vertical es la esperada.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Alineación lateral o vertical incoherente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Aproximación a los límites de alineación vertical o lateral, pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Abultamiento, rotura o desgarro**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Abultamiento inferior al 15% del espesor.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Abultamiento igual o superior al 15% del espesor, rotura o desgarro, la superficie de rodamiento no es paralelas y no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Pérdida de sección de los apoyos**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Menor al 10%.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: 10% o más pero no justifica revisión estructural.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: La condición justifica una revisión estructural para determinar el efecto sobre resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente; O se ha realizado y los defectos afectan a la resistencia o capacidad de servicio del elemento o puente.

### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### ***Defectos en las juntas***

A continuación, se muestra los defectos en las juntas para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

**Fugas**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Mínimas, menor goteo a través de la junta.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Moderado, más goteo y menos flujo libre de agua.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Flujo libre de agua a través de la junta.

**Adherencia de la junta**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Totalmente adherida.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Adherida en más del 50% de la altura de la junta.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Adherido 50% o menos de la altura de la junta, pero todavía algo adherida.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Pérdida total de adherencia.

**Daños en la junta**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Abrasión de la junta sin perforaciones.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Perforado, desgastado o parcialmente desgastado.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Perforado completamente a través, desgastado o falta.

**Grieta en el sello**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Grieta superficial.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Grieta que penetra en la junta.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Grieta que penetra el sello.

**Impactación de escombros**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ausencia de escombros cubierta de residuos sueltos puede ser evidente pero no afecta al rendimiento de la junta.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Relleno parcial con material de relleno duro pero que sigue permitiendo movimiento.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Completamente rellena e impacta en las articulaciones.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Completamente rellena y evita impide las articulaciones.

**Cubierta o plataforma adyacente**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Sonido. Sin desprendimientos, delaminación o parche dañado.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Delaminación del borde o desprendimiento de 2.5 cm o menos de profundidad o 15 cm o menos de diámetro. Sin expuesta zona parchada sólida.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Desprendimiento mayor de 2.5 cm de profundidad o mayor de diámetro. Barras de refuerzo expuestas. Delaminación o zona parchada que hace que la junta suelta.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Desprendimiento, delaminación, zona parchada insegura zona parchada o junta suelta anclaje que impida que la junta funcionamiento previsto.

### **Deterioro o daño.**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguno.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Óxido con manchas; el metal no presenta grietas ni daños por impacto. La conexión puede estar suelta, pero funciona funcionamiento previsto.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Pérdida de secciones, falta o elementos de fijación rotos, agrietamiento del metal, o daños por impacto, pero la junta sigue funcionando.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Agrietamiento del metal, pérdida de sección, daños o conexión fallo que impide que la junta funcione como previsto

### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

**Defectos de superficies de rodamiento.** A continuación, se muestra los defectos en la superficie de rodamiento para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

**Delaminación/desprendimientos/zona parchada/bacheada (superficies de rodamiento)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Delaminado. Desprendimiento de menos de 2.5 cm de profundidad o menos de 15 cm de diámetro, área de parchado sana y baches de profundidad parcial.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Desprendimiento de 2.5 cm de profundidad o mayor, o 15 cm de diámetro o más, área parchada en mal estado y profundidad total del bache.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Superficie de desgaste no efectiva.

**Cubierta o plataforma adyacente**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ancho inferior a 0.03 cm o espaciado mayor que 91.44 cm.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Ancho de 0.03 a 0.127 cm o separación de 2.54 a 91.44 cm.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Ancho superior a 0.127 cm o espaciado inferior a 30.44 cm.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Superficie de desgaste no efectiva.

**Eficacia (superficie de desgaste)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Totalmente eficaz. No evidencia de fugas o mayor deterioro del elemento protegido.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sustancialmente eficaz. El deterioro del elemento protegido se ha ralentizado.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Eficacia limitada. El deterioro del elemento protegido ha progresado.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Superficie de desgaste no efectiva.

**Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### ***Defectos revestimiento protector de acero***

A continuación, se muestra los defectos de elementos de revestimiento protector de acero para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

#### **Capa (recubrimiento protector de acero)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Decoloración de la superficie.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Pérdida de pigmento,

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: No aplicable.

#### **Descascarado, formación de burbujas y agrietamiento (recubrimiento protector de acero)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguna

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Solo capas de revestimiento.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Revestimiento de capas.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Exposición de metal.

**Degradación de la capa de óxido, adherencia color/textura (recubrimiento protector de acero)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Presenta color amarillo, anaranjado o marrón claro, marrón chocolate a púrpura, estrechamente adherido, capaz de soportar cepillado.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Textura granular.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Escamas pequeñas, menos de 1.27 cm de diámetro.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Color negro oscuro, grandes escamas mayor a 1.27 cm de diámetro o placas laminares o nódulos.

**Eficacia (recubrimiento protector de acero)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Totalmente eficaz.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sustancialmente eficaz.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Eficacia limitada.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Falla; sin protección.

**Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

***Defectos revestimiento protector de hormigón***

A continuación, se muestra los defectos de elementos de revestimiento protector de hormigón para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

**Desgaste (Revestimiento protector de hormigón)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Ninguno.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Hormigón subyacente no expuesto; revestimiento muestra desgaste por UV; falta capa de fricción.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El hormigón subyacente no está expuesto; espesor del recubrimiento es reducido.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Hormigón subyacente expuesto. Revestimiento protector de protección ineficaz.

### **Eficacia (recubrimiento protector de hormigón)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Totalmente eficaz.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sustancialmente eficaz.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Eficacia limitada.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Subyacente hormigón expuesto. Revestimiento protector de protección ineficaz.

### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### ***Defectos del sistema de protección del acero de refuerzo del hormigón***

A continuación, se muestra los defectos del sistema de protección del acero de refuerzo del hormigón para cada Condición de Estado (CE) y se determinará cada condición mediante inspección visual de la estructura según (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019):

#### **Eficacia (sistema de protección del acero de refuerzo del hormigón)**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: Totalmente eficaz.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: Sustancialmente eficaz.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: Eficacia limitada.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: Subyacente hormigón expuesto. Revestimiento protector de protección ineficaz.

#### **Daños**

Condición de estado 1 (CE 1) /Buena: No aplicable.

Condición de estado 2 (CE 2) /Normal: El elemento tiene daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 3 (CE 3) /Pobre: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 2 bajo el material apropiado correspondiente.

Condición de estado 4 (CE 4) /Severa: El elemento presenta daño por impacto, ha sido registrado en CE 4 bajo el material apropiado correspondiente.

### 3.7. Presupuesto para mantenimiento

El presupuesto para mantenimiento de puentes contiene varios elementos para garantizar una ejecución y planificación efectiva y son los que se muestran a continuación, de acuerdo con (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018):

*Descripción del puente.* En esta sección se describirá datos importantes del puente, como: Nombre, ubicación e identificación del tipo de puente con datos relevantes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

*Descripción del trabajo de mantenimiento o implementación de estrategias de mantenimiento.* Se presenta la programación y una lista detallada de mantenimiento con base a los resultados de la inspección visual y de la evaluación analítica de la estructura, puede incluir inspecciones, limpieza, reparación, pintura, reemplazo de componente y trabajo en el pavimento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

*Estimación de costos.* Es importante realizar una estimación de costos según el mantenimiento y debe incluir, el costo de materiales, mano de obra y como mínimo la supervisión de un Ingeniero Civil, sin embargo, puede requerir el uso de varias disciplinas dependiendo de la condición de la estructura. Por último, un presupuesto para un ciclo de 10 años acompañada de un desglose de costos anuales, para cada tipo de inspección y tipo de mantenimiento para ayudar en la gestión de recursos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

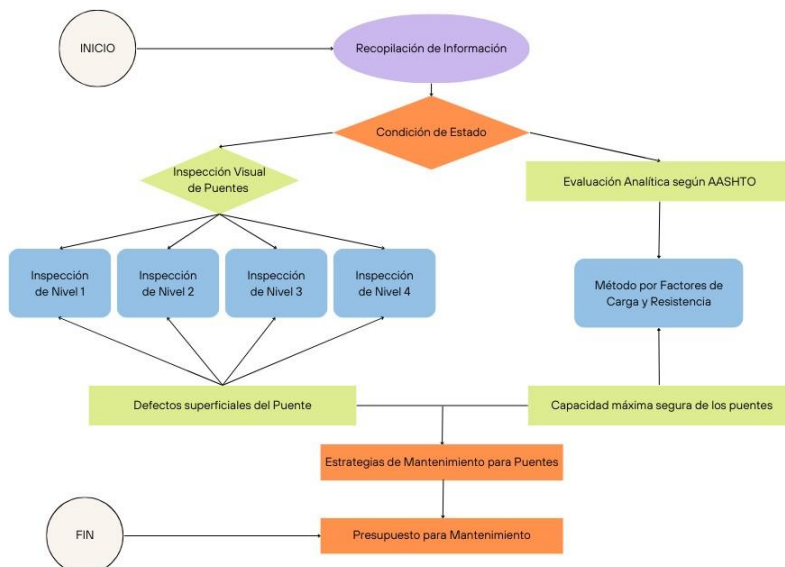
***Plan de ejecución.*** Presenta un cronograma detallado que indica las actividades de mantenimiento en un periodo de un año, incluye a los responsables de planificación y ejecución de cada actividad. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

***Seguimiento y Control.*** Describe el seguimiento de trabajo y control presupuestario y puede incluir informes periódicos y reuniones de seguimiento. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2018)

### **3.8. Procedimiento del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes**

El Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes tiene 4 elementos principales; el primero que se encarga de recopilar información sobre la estructura, por ejemplo, planos estructurales, resultados de inspecciones anteriores, estudios que se realizaron para construir el puente, volumen de tráfico, etc., el segundo que es determinar la Condición de Estado que se clasifica en Inspección Visual y en una Evaluación Analítica según los criterios de la AASHTO y estos tienen criterios específicos para su desarrollo, el tercer elemento es la implementación de estrategias de mantenimiento de puentes según los resultados del anterior elemento, por último el presupuesto para mantenimiento que se clasifica en varios componentes y nos ayuda a gestionar los recursos. A continuación, se muestra un diagrama de flujo que muestra el procedimiento del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes:

**Figure 26.** *Procedimiento del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes*



*Nota.* Cada uno de los elementos del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes se clasifica y contiene criterios específicos que deben seguirse obligatoriamente.

## Capítulo IV: Aplicación del Sistema de Gestión para Mantenimiento de Puentes

### 4.1. Recopilación de información

#### *Puente sobre el Río Chorlaví*

**Descripción general.** Sobre el cauce del río Chorlaví existe un puente con una luz de 58 m que con base a los estudios geotécnicos e hidráulicos se tuvo que construir cimentaciones aisladas por el suelo con capacidad portante de 30 ton/m<sup>2</sup> y hormigón de 280 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia y acero de refuerzo de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, para las vigas longitudinales se construyó con acero estructural A-588 por su gran capacidad para la soldadura y resistencia a la corrosión.

## **Recopilación de Información**

*Topografía.* Se realizó una topografía detallada de las zonas de cruce del puente para garantizar la precisión, este procedimiento implicó la colaboración entre especialistas en ingeniería vial, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica, y presenta un corte abrupto a un costado del puente y se tomó en cuenta eso para la ubicación y longitud de las cimentaciones del puente.

*Mecánica de suelos.* Se realizó dos perforaciones una en cada sitio de la cimentación que permitió clasificar las condiciones del subsuelo, el perfil estratigráfico y determinación de la capacidad admisible del suelo a nivel de cimentación. Con los análisis realizados se decidió realizar una cimentación directa, plintos aislados con una capacidad de carga mayor a 30 ton/m<sup>2</sup>.

*Hidrología e hidráulica.* La cuenca es pequeña y los caudales esperados hasta 100 años se quedan por debajo de la rasante de la vía. La socavación tiene una posibilidad de ocurrencia de 2.24 m, que se producirá al centro del cauce y será mucho menor en los bordes.

## **Determinación de la Condición de Estado**

### Resumen de resultados de reportes de inspección visual

Figure 27. Resumen de resultados de reportes de inspección visual del Puente Río Chorlaví

Puente sobre el Río Chorlaví																						
Ubicación	Anillo Vial Tramo Norte			Referencias						Río Chorlaví												
Integrantes del Equipo de Trabajo			Rogger Chamorro y 2 ayudantes																			
Equipos			Cinta de 30 m, cámara, nivel, estacas, flexómetro y equipo de protección personal																			
Resultados de Inspección de Nivel 1			Resultados de Inspección de Nivel 2																			
Defectos	Inventario																					
		Delaminación	Acero Expuesto	Óxido / Corrosión	Grietas / Grietas en el sello	Abrasión	Asentamiento	Socavación	Conexión	Distorsión	Fugas	Adherencia en la junta	Daños en la junta	Impactación por escombros	Plataforma adyacente	Deterioro	Eficacia	Movimiento	Alineación	Abultamiento	Pérdida de sección	Daños
Tablero de hormigón armado	1	1	2	1	1	1	1															1
Acera de hormigón	1	1	2	1	1	1	1															1
Barandillas de Acero			2	1		1	1	1														1
Vigas de acero A588			3	1		1	1	1	2													1
Estribos de hormigón	1	1	3	1	1	1	1															1
Junta de expansión Strip Seal				2						2	2	1	1	1	2							1
Junta de expansión Strip Seal				2						2	2	1	1	1	2							1
Superficie de rodamiento	1													2		1						1
Sistema de drenaje de hormigón	1	1	2	1	1	1	1															1

### Resumen de Evaluación analítica de acuerdo con The Manual for Bridge Evaluation

Figure 28. Tabla de Resumen de Evaluación Analítica del Puente sobre el Río Chorlaví

Puente sobre el Río Chorlaví			
Ubicación	Anillo Vial Tramo Norte	Referencias	Río Chorlaví
Equipos	Normativas AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2017; LRFD Bridge Design Specifications, 2017; Mathcad Prime 7.00		
Elemento del Puente	Resultados del Factor de Clasificación		
Tablero de hormigón armado	RF= 1.07		
Vigas de acero A588	RF= 1.75		



**Resumen de Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Seca las Flores**

**Figure 30.** Resumen de la Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Seca las Flores

<b>Puente sobre la Quebrada Seca las Flores</b>			
<b>Ubicación</b>	Anillo Vial Tramo Sur	<b>Referencias</b>	Quebrada Seca las Flores
<b>Equipos</b>	Normativas AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2017; LRFD Bridge Design Specifications, 2017; Mathcad Prime 7.00		
<b>Elemento del Puente</b>	<b>Resultados del Factor de Clasificación</b>		
Tablero de hormigón armado	RF= 1.54		
Vigas de acero A588	RF= 2.98		

Según los resultados de los reportes de inspección y de la evaluación analítica con el camión de diseño HL-93, podemos decir que el puente tiene una condición normal.

***Puente sobre la Quebrada Santo Domingo***

**Descripción general.** Puente de 23 metros sobre el cauce de la Quebrada Santo Domingo con cimentaciones aisladas con un suelo de capacidad portante de 25 ton/m<sup>2</sup>, hormigón con resistencia de 280 kg/cm<sup>2</sup>, acero de refuerzo de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y acero estructural de alta trabajabilidad en soldadura y capacidad de resistencia a la corrosión para diez vigas longitudinales con cinco en cada mitad.

**Condición de Estado**

***Resumen de resultados de reportes de inspección visual del puente sobre la Quebrada Santo Domingo***

**Figure 31.** Resumen de resultados de reportes de inspección visual del puente sobre la Quebrada Santo Domingo

Puente sobre la Quebrada Santo Domingo																								
Ubicación	Anillo Vial Tramo Sur		Referencias										Quebrada Santo Domingo											
Integrantes del Equipo de Trabajo			Roger Chamorro y 2 ayudantes																					
Equipos			Cinta de 30 m, cámara, nivel, estacas, flexómetro y equipo de protección personal																					
Resultados de Inspección de Nivel 1			Resultados de Inspección de Nivel 2																					
Defectos	Inventario		Delaminación	Acero Expuesto	Óxido / Corrosión	Grietas / Grietas en el sello	Abrasión	Asentamiento	Socavación	Conexión	Distorsión	Fugas	Adherencia en la junta	Daños en la junta	Impactación por escombros	Plataforma adyacente	Deterioro	Eficacia	Movimiento	Alineación	Abultamiento	Pérdida de sección	Daños	
			Tablero de hormigón armado	3	1	3	2	1	2	2														
Acera de hormigón y asfalto	1	1	2	1	1	1	1																	1
Barandillas de Acero			2	1		2	2	2	2															1
Vigas de acero A588			3	1		2	2	2	2															1
Estribos de hormigón	2	1	3	2	1	2	2																	1
Junta de compresión					2						2	2	2	2	2	2	2							1
Junta de expansión Strip Seal transflex					2						2	2	2	2	2	3	2							1
Superficie de rodamiento	2															2		2						1
Sistema de drenaje de hormigón	2	1	2	1	1	2	2																	1
Apoyos elastoméricos de neopreno			2						2										2	2	2	2	2	1

**Resumen de Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Santo Domingo**

**Figure 32.** Resumen de la Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Santo Domingo

Puente sobre la Quebrada Santo Domingo			
Ubicación	Anillo Vial Tramo Sur	Referencias	Quebrada Santo Domingo
Equipos	Normativas AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2017; LRFD Bridge Design Specifications, 2017; Mathcad Prime 7.00		
Elemento del Puente	Resultados del Factor de Clasificación		
Tablero de hormigón armado	RF= 1.53		
Vigas de acero A588	RF= 6.57		

Según los resultados de los reportes de inspección y de la evaluación analítica con el camión de diseño HL-93, podemos decir que el puente tiene una condición normal.

#### **4.2. Presupuesto**

El presupuesto referencial que se mostrará a continuación es una herramienta en la que proporciona una estimación del costo de implementación de un sistema de gestión de puentes y mostrará las actividades o estrategias de mantenimiento que se debe hacer para los puentes de los casos de estudio de esta investigación y no debe valorarse como una cifra final si no que puede incrementar o disminuir según las necesidades de la estructura. Y tendrá una duración para ciclos de 10 años ya que no se puede estimar o determinar la vida útil de la estructura por la limitada recopilación de información que tienen las entidades públicas de Ecuador. Sin embargo, para la optimización de recursos se tendrá que proponer ciclos de trabajo de inspecciones de nivel 1, para los siguientes tipos de inspecciones se estimará de acuerdo con las especificaciones según los ciclos que nos muestran las normativas Austroads y The Manual for Bridge Evaluation, AASHTO 2018, el objetivo de realizar esta sección con esta metodología es presentar varias opciones para el mantenimiento de puentes y seleccionar la más barata y que cumpla con garantizar la seguridad para los usuarios y nos servirá como estrategia de optimización de recursos.

#### ***Estrategias de mantenimiento según los resultados de la inspección visual y evaluación analítica según The Manual for Bridge Evaluation***

##### **Para vigas de acero longitudinal A588 y barandas de acero**

Limpieza y preparación de superficie, tratamiento anticorrosivo con recubrimientos protectores, inspecciones periódicas y programación de mantenimiento preventivo.

### **Para hormigón armado en el tablero y estribos**

Limpieza y preparación de superficie, tratamiento anticorrosivo con recubrimientos protectores, reparación de grietas y desprendimientos, pintura de mantenimiento, programación de inspecciones periódicas, control de la contaminación del medio ambiente, limpieza de sistemas de drenaje y programación de mantenimiento preventivo.

### **Para juntas de expansión de neopreno**

Programación de inspección visual periódica, limpieza y remoción de material granular, reparación de corrosión leves en láminas de acero de la junta, sello de fugas, pruebas de adherencia y programación de mantenimiento preventivo.

### **Consideraciones para inspecciones**

#### ***Equipo de trabajo mínimo y equipos necesarios***

Mínimo un Ingeniero Civil que verifique los daños en las estructuras y el propondrá el número de ayudantes y equipos necesarios.

***Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada tres meses, inspecciones rutinarias cada año e inspecciones especiales cada diez años.***

#### **Inspección (costo cada 3 meses)**

##### ***Personal de Inspección***

- 1 ingeniero Estructural: 3500 dólares/mes.
- 2 inspectores de campo: 2000 dólares/mes
- Cuadrilla de peones y un oficial: 2500 dólares/mes

***Equipos de Inspección***

- Cámaras 3000 dólares
- Linternas y herramientas de inspección 1500 dólares
- Dispositivos de medición 1000 dólares

***Transporte y alojamiento***

- Vehículos 500 dólares/mes
- Combustible y mantenimiento vehicular: 300 dólares/mes
- Alojamiento para inspecciones fuera de casa: 1500 dólares/mes

**Inspección Rutinaria (Anual)**

- Inspección visual detallada por elemento (equipo adicional de 1 mes): 5000 dólares/anual

**Inspección Especial con ensayos no destructivos (Cada 10 años)**

- Equipos y ensayos no destructivos adicionales: 20000 dólares/cada 10 años

**Seguros y licencias (Anual)**

- Seguros y licencias: 2000 dólares/anuales
- Licencias y permisos: 500 dólares/anuales

**Materiales de oficina y comunicación**

- Computadores y softwares: 2500 dólares
- Comunicación (teléfono Internet): 100 dólares/mes

- Material de oficina: 50 dólares/mes

### **Capacitación del personal**

- Capacitación del personal de inspección: 1500 por persona/anuales

### **Gastos generales (anuales)**

- Otros gastos y contingencia: 2000 dólares/anuales

**Estimación del total del costo anual:** 108650 dólares/anuales

**Costo total para un ciclo de diez años:** 1086500 dólares

*Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada cuatro meses, inspecciones rutinarias cada año y medio e inspecciones especiales cada diez años.*

### **Inspección (costo cada 4 meses)**

#### ***Personal de Inspección***

- 1 ingeniero Estructural: 3500 dólares/mes.
- 2 inspectores de campo: 2000 dólares/mes
- Cuadrilla de peones y un oficial: 2500 dólares/mes

#### ***Equipos de Inspección***

- Cámaras 3000 dólares
- Linternas y herramientas de inspección 1500 dólares
- Dispositivos de medición 1000 dólares

***Transporte y alojamiento***

- Vehículos 500 dólares/mes
- Combustible y mantenimiento vehicular: 300 dólares/mes
- Alojamiento para inspecciones fuera de casa: 1500 dólares/mes

**Inspección Rutinaria (Año y medio)**

- Inspección visual detallada por elemento (equipo adicional de 1 mes): 5000 dólares/1.5 años

**Inspección Especial con ensayos no destructivos (Cada 10 años)**

- Equipos y ensayos no destructivos adicionales: 20000 dólares/cada 10 años

**Seguros y licencias (Anual)**

- Seguros y licencias: 2000 dólares/anuales
- Licencias y permisos: 500 dólares/anuales

**Materiales de oficina y comunicación**

- Computadores y softwares: 2500 dólares
- Comunicación (teléfono Internet): 100 dólares/mes
- Material de oficina: 50 dólares/mes

**Capacitación del personal**

- Capacitación del personal de inspección: 1500 por persona/anuales

### **Gastos generales (anuales)**

- Otros gastos y contingencia: 2000 dólares/anuales

**Estimación del total del costo anual:** 82200 dólares/anuales

**Costo total para un ciclo de diez años:** 822000 dólares

*Estimación del presupuesto para un ciclo de diez años, con inspecciones de nivel 1 cada seis meses, inspecciones rutinarias cada dos años e inspecciones especiales cada diez años.*

### **Inspección de nivel 1 (costo cada 6 meses)**

#### *Personal de Inspección*

- 1 ingeniero Estructural: 3500 dólares/mes.
- 2 inspectores de campo: 2000 dólares/mes
- Cuadrilla de peones y un oficial: 2500 dólares/mes

#### *Equipos de Inspección*

- Cámaras 3000 dólares
- Linternas y herramientas de inspección 1500 dólares
- Dispositivos de medición 1000 dólares

#### *Transporte y alojamiento*

- Vehículos 500 dólares/mes
- Combustible y mantenimiento vehicular: 300 dólares/mes
- Alojamiento para inspecciones fuera de casa: 1500 dólares/mes

**Inspección Rutinaria (dos años)**

- Inspección visual detallada por elemento (equipo adicional de 1 mes): 5000 dólares/2 años

**Inspección Especial con ensayos no destructivos (Cada 10 años)**

- Equipos y ensayos no destructivos adicionales: 20000 dólares/cada 10 años

**Seguros y licencias (Anual)**

- Seguros y licencias: 2000 dólares/anuales
- Licencias y permisos: 500 dólares/anuales

**Materiales de oficina y comunicación**

- Computadores y softwares: 2500 dólares
- Comunicación (teléfono Internet): 100 dólares/mes
- Material de oficina: 50 dólares/mes

**Capacitación del personal**

- Capacitación del personal de inspección: 1500 por persona/anuales

**Gastos generales (anuales)**

- Otros gastos y contingencia: 2000 dólares/anuales

**Estimación del total del costo anual:** 90600 dólares/anuales

**Costo total para un ciclo de diez años:** 906000 dólares

## **Capítulo V: Análisis de Resultados, Conclusiones y Recomendaciones**

### **5.1. Análisis del trabajo de campo y valoración cualitativa de los puentes**

Las inspecciones de los puentes ubicados en el Corredor Periférico Norte y Sur se realizaron entre la primera y la tercera semana de octubre. En el caso del puente sobre el Río Chorlaví se presentó desafíos para el acceso debido a su gran altura, por lo que limita las rutas de acceso. Sin embargo, se pudo ingresar al sitio gracias al permiso otorgado por los propietarios de

los terrenos. Por otro lado, el acceso a los otros puentes es sencillo y no se presentó problemas significativos.

Un síntoma común para las estructuras de hormigón y de acero fue la presencia de corrosión. En algunos casos, se observó leves desprendimientos en el hormigón y en las vigas longitudinales las manchas por corrosión son muy grandes, pero no comprometen su integridad estructural y estos se encuentran dentro de los límites establecidos por la normativa AASHTO The Bridge Element Inspection, 2019. Además, en todos los puentes la presencia de basura en los sistemas de drenaje es importantes y acelera el proceso de corrosión ya que se estanca el agua y pierden su funcionalidad.

En los sistemas de protección tipo pasamanos de acero en los laterales y ciclovías de acero no cumple los diseños que recomienda la AAHTO LRFD Bridge Design Specifications, esto compromete la salud de los usuarios en caso de accidentes.

Según los criterios establecidos por la normativa AASHTO The Bridge Element Inspection, 2019, la mayoría de los elementos tienen una condición buena o normal, indica que se encuentran en buenas condiciones y no generan daños estructurales graves, sin embargo, las manchas por corrosión se extienden en la mayoría de los elementos es un defecto importante que en algunos casos se las clasifica como pobre en los que si no se toma medidas para prevenir y controlar pueden evolucionar y afectar la integridad de la estructura del puente.

El principal defecto que se encontró es la presencia de basura, material granular y piedras en la parte inferior de los puentes, es decir, cerca del cauce y debajo del puente, esto implica que puede aumentar la carga y afectar a la capacidad de los elementos, adicionalmente producen un

impacto ambiental negativo que puede incluir contaminación en el Río Cholaví y Quebradas Seca las Flores y la Quebrada Santo Domingo, por otra parte, la vegetación excesiva en elementos de uso público como aceras, no solo interfieren con su funcionalidad si no que obstaculizan por completo el uso.

## **5.2. Análisis de la evaluación analítica o valoración cuantitativa de los puentes**

Según la normativa *The Manual for Bridge Evaluation*, nos muestra tres niveles de evaluación, la primera de calificación de carga con camión HL-93 y LRFD, si el factor de calificación RF pasa la evaluación con un valor menor o igual a 1 se procede a realizar un análisis de segundo nivel, la segunda es la calificación de cargas legales, que se usa para analizar las cargas de un tipo particular de camión y sus datos permite determinar la carga máxima permitida y si es necesario reforzar los puentes; y la tercera que es la calificación de carga permitida que verificar la seguridad y capacidad de servicio de los puentes al analizar vehículos que exceden el peso legalmente establecido y usa factores específicos para las condiciones de tráfico.

Como resultado la calificación del factor RF de los elementos del puente del Río Chorlaví en el tablero de hormigón presenta un valor de 1.07, esto implica que pasa el valor mínimo para la calificación por el camión de diseño HL-93 que es de 1, sin embargo, en un futuro puede requerir un análisis de nivel 2, es decir, calificación para cargas legales. Y las vigas de acero A588 arrojaron un factor de calificación RF igual a 1.75, pasa la calificación de cargas por camión de diseño HL-93 y no presentan inconvenientes.

Para el puente sobre la Quebrada Seca las Flores nos muestra que el tablero de hormigón pasa el factor de calificación con un valor de 1.54, es un valor aceptable y no requiere ninguna

intervención o reparación importante, por otro lado, en las vigas de acero A588 pasan el factor de calificación con un valor de 2.98 que es un valor muy bueno, pero se debe a que el sistema de vigas longitudinales se diseñó con las mismas dimensiones y propiedades para todos los puentes y al ser un valor elevado es un elemento que no requiere intervención. Para el puente sobre la Quebrada Santo Domingo tenemos el mismo caso, pero difiere en gran magnitud el valor del factor de calificación para las vigas de acero A588 igual a 6.57 y para el hormigón armado tiene un factor de calificación de 1.53. Son valores aceptables y nos indican que no requieren intervención.

### **5.3. Análisis de resultados del presupuesto referencial**

La estrategia para optimizar recursos que se uso es proponer 3 tipos de presupuestos referenciales que permite que las organizaciones tomen una decisión que se adapte a sus necesidades, de acuerdo con esta investigación la opción más favorable para las entidades públicas es la más barata, pero con el mismo resultado para garantizar la seguridad de los usuarios y cumple con alinear su uso a lo largo de la vida útil de las estructuras. Al presentarse opciones con el mismo ciclo de uso es más sencillo usar la opción 2 que es la más barata y daría mayor facilidad de adaptación para una entidad pública.

### **5.4. Conclusiones**

- Se realizó una revisión de los puentes seleccionados para los casos de estudios siguiendo con los criterios establecidos en la AAHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017 y se identificó los elementos de la superestructura, subestructura y accesorios en el puente con el objetivo de comprender el diseño y funcionamiento. En los elementos de superestructura se logró identificar las vigas longitudinales de acero A588, tablero de

hormigón armado, sistemas de drenaje de hormigón y tuberías de PVC, juntas de expansión de neopreno tipo shore 60 con láminas de acero y la junta tipo transflex en la parte central de la estructura, sistemas de protección tipo barandas para pasamanos y barandas para ciclovía. Para la subestructura se logró identificar estribos con muros de contención y muros de ala, las cimentaciones no se pudieron observar, pero siguiendo los criterios de la normativa se pudo percibir en donde están ubicadas, para el puente de la quebrada Santo Domingo se pudo observar los apoyos de neopreno.

- Para la inspección visual de los puentes observados se pudo llevar a cabo observaciones exhaustivas y se registró las condiciones físicas de los elementos visibles, este procedimiento se realizó para valorar cualitativamente las condiciones siguiendo las especificaciones de Manual for Bridge Element Inspection, 2019. Para los elementos de la superestructura de hormigón armado en el tablero y en las vigas longitudinales de acero A588 se observó manchas significativas por corrosión que no comprometían la integridad estructural en el futuro pueden llegar a tener pérdidas de sección en los elementos. Las barandas de pasamanos de los puentes de la quebrada Santo Domingo y Seca las Flores presentaron corrosión leve e inicios pero no presentan daños en su estructura, además el exceso de vegetación obstaculiza totalmente el uso de estos sistemas de protección, en estos puentes las aceras son de asfalto si bien son una buena solución para aligerar el peso de la estructura tiene basura y vegetación dañan su funcionalidad, por otra parte en el puente sobre el río Chorlaví no presenta corrosión y pero tiene basura en las barandas que complican su uso pero no presenta daños importantes ni requiere una revisión estructural detallada y sus aceras están limpias y no presentan daños importantes visibles. Por otro lado, en las subestructuras en los estribos se observa grandes manchas por corrosión que

no dañan la estructura, pero pueden llegar a magnificarse si no se controlan, además se ve presencia de escombros, material granular, piedras que podrían llegar a provocar contaminación en el medio ambiente y aumentar la carga a los estribos y cimentaciones.

- Se llevó un análisis detallado de acuerdo con The Manual for Bridge Evaluation, AASHTO 2018 apoyada mediante el software Mathcad y tiene como objetivo principal valorar cuantitativamente la integridad estructural y funcional del puente. En el análisis de la superestructura del puente sobre el río Chorlaví se encontró un factor de calificación para el tablero de hormigón igual 1.07 y para las vigas de acero A588 un valor de 1.75 que significa que pasan la evaluación pero en el tablero se requiere una inspección rutinaria ya que pasa con el mínimo y para las vigas de acero en complementación de la corrosión encontrada en la inspección visual de los elementos es importante realizar un mantenimiento preventivo colocando un revestimiento protector a las vigas y prolongar su vida útil. Para la subestructura no aplica esta metodología de evaluación, pero con los datos arrojados de la inspección visual se complementan y que necesitan un revestimiento protector en los estribos y que eviten que se propague la corrosión. Para los puentes sobre la quebrada Santo Domingo y la quebrada Seca las Flores presentan valores similares en el factor de calificación FR para el primero en el tablero de hormigón nos dio un resultado de 1.53 que nos muestra que no necesita intervención a pesar de que tiene signos de corrosión que necesita controlarse para que no se magnifique y comprometa la integridad estructural y para las vigas de acero A588 con las mismas propiedades del puente del río Chorlaví nos dio un factor de calificación de 6.57 es un valor muy elevado que se justifica porque se usó los mismo materiales en los puentes de esta red vial, sin embargo es mejor usar vigas de dimensiones diferentes para minimizar costos de diseño. De la misma manera en el

puente de la quebrada Seca las Flores dio un factor de calificación FR para el tablero de hormigón de 1.54 y para las vigas longitudinales un valor de 2.98, no requiere una revisión estructural detallada, pero en complemento de la inspección visual la corrosión en estos elementos debe controlarse. Los elementos de estribos no aplican para esta metodología de evaluación, sin embargo, la corrosión debe controlarse con un revestimiento protector.

- Para definir las acciones y estrategias de mantenimiento y conservación de acuerdo con Maintenance Manual for Roadways and Bridges 2007, AASTHO se estableció varias recomendaciones para tratar los defectos en el puente, principalmente se necesita usar revestimientos para evitar corrosión y la presencia de escombros, material granular, piedras y vegetación en varios elementos de la estructura que obstaculizan la visibilidad, aumento de cargas y funcionamiento en el caso de las aceras por este motivo es necesario quitar estos obstáculos, es importante realizar actividades de limpieza ya que pueden obstaculizar los sistemas de drenaje y promover la corrosión en elementos. Para las juntas es necesario retirar todo el material granular estancado sobre ellas y eliminar signos de corrosión en las láminas de acero, es necesario realizar estas estrategias durante todo el ciclo de vida de la estructura acompañada de inspecciones que se describen según las necesidades del puente.
- Para el presupuesto referencial se presentó tres alternativas a las que tuvieron base en las estrategias de mantenimiento presentadas y según el resultado presentado se propone que la segunda alternativa es la más adecuada ya que tiene un costo menor en un ciclo de diez años se impone mayor énfasis en la corrosión que según los resultados de la condición de estado expuesta en las inspecciones visuales y evaluación analítica es el defecto más

crítico en la estructura del puente ya que se presenta en varios elementos y en algunos casos son de gran magnitud.

### **5.5. Recomendaciones**

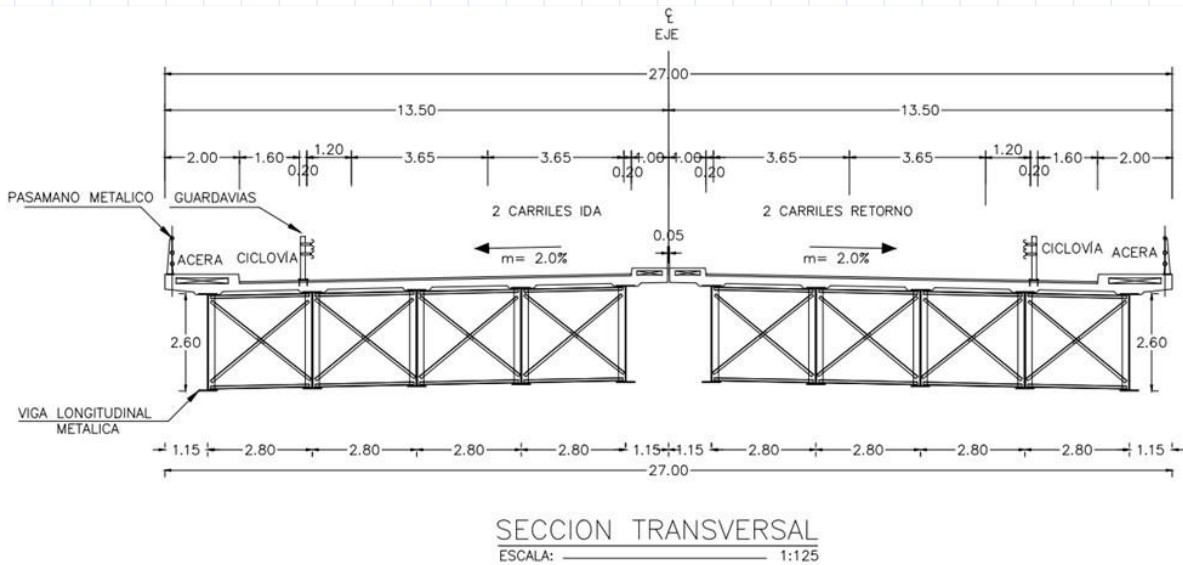
- Es importante realizar una revisión exhaustiva de los elementos de la superestructura y subestructura de los puentes analizados, además se recomienda que se continúe el proceso de inspección y documentación de manera regular y establecer un programa de inspección continua con métodos de control y seguimiento acerca de los cambios propuestos. Además, se debe contar con una frecuencia de inspecciones tomando en cuenta factores ambientales y condiciones climáticas que deberían ser incluidas en un plan de mantenimiento siguiendo normativas internacionales ya que en Ecuador no se tiene una normativa local que establezca criterios según las estructuras locales.
- Según los resultados de la inspección visual presenta manchas significativas por corrosión en varios elementos y se recomienda implementar de un programa de mantenimiento específico para controlar las áreas afectadas y este programa debería contar con limpieza y mantenimiento de barandas, control de la vegetación, limpieza de aceras, control de contaminación y seguimiento y control continuo de las inspecciones periódicas.
- De acuerdo con los resultados de la evaluación analítica con The Manual for Bridge Evaluation se recomienda la programación de inspección rutinaria en el tablero y vigas de acero A588, estribos de hormigón, sistemas de drenaje y aceras en el que se tome medidas preventivas para evitar la corrosión, además se necesita que en el proceso de diseño se considere que cada puente se trate como un proyecto diferente para minimizar

costos y priorizar los recursos e implementar procesos de seguimiento por parte de las entidades públicas que pueden ser tomadas por los departamentos de fiscalización.

- Se recomienda realizar actividades de limpieza periódicas para eliminar escombros, material granular, piedras y vegetación que obstruyen los sistemas de drenaje y la funcionalidad de elementos para uso público, además de capacitar al personal para que los encargados de mantenimiento tengan mejores prácticas y técnicas de mantenimiento, con una planificación de mantenimiento a largo plazo.
- Se recomienda contar con el apoyo total del estado para la implementación de estas políticas públicas y se recomienda usar la segunda alternativa del presupuesto referencial, sin embargo, se debe contar con una planificación a largo plazo, explorar soluciones más efectivas y rentables, capacitación y recursos para el personal y una gestión de costos asociados a la segunda alternativa.

**Capítulo VI Anexos: Procedimiento para la determinación de la resistencia nominal,  
evaluación del refuerzo transversal de estructuras de hormigón, reportes de inspección y  
evaluación analítica según The Manual for Bridge Evaluation, AASHTO 2018**

## Evaluación Analítica del Puente sobre el Río Chorlaví del Corredor Periférico Norte de la ciudad de Ibarra



### Evaluación de Losa de Hormigón Armado Propiedades del tablero

Recubrimiento superior	$R_{sup} := 5 \text{ cm}$
Recubrimiento inferior	$R_{inf} := 5 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero de refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del hormigón	$\gamma_h := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Peso específico de la capa de rodadura	$\gamma_{cr} := 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

### Dimensiones

Espaciamiento entre vigas	$S := 2.8 \text{ m}$
Número de vigas	$n_v := 10$
Ancho del tablero	$a_{ta} := 27 \text{ m}$
Espesor del tablero	$e_{ta} := 30 \text{ cm}$
Ancho de la acera exterior	$a_{ace} := 2 \text{ m}$
Altura de la acera exterior	$h_{ace} := 25 \text{ cm}$
Número de carriles	$n_{carr} := 4$
Ancho de la calzada	$a_v := 7.30 \text{ m}$
Espesor capa de rodadura	$e_{cr} := 5 \text{ cm}$
Longitud del volado	$L_{vo} := 1.15 \text{ m}$

Ancho de la viga	$b_f := 50 \text{ cm}$
Altura de la viga	$h_{vi} := 2.60 \text{ m}$
Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia última a la tensión Acero A36	$f_{u36} := 4100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A36	$f_{y36} := 2550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del Acero A36	$\gamma_{A36} := 7800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Diámetro Tubo Baranda Intermedia e Inferior	$\phi_1 := 100 \text{ mm}$
Espesor Tubo Baranda Intermedia e Inferior	$e_1 := 4 \text{ mm}$
Diámetro Tubo Baranda Superior	$\phi_2 := 100 \text{ mm}$
Espesor Tubo Baranda Superior	$e_2 := 4 \text{ mm}$
Poste T Alma	$PL_1 := 970 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} = 1164 \text{ cm}^2$
Poste T Ala	$PL_2 := 720 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm} = 648 \text{ cm}^2$
Ancho del bloque para alivianamiento para acera exterior	$a_{bloe} := 40 \text{ cm}$
Altura del bloque para alivianamiento para acera exterior	$h_{bloe} := 15 \text{ cm}$
Peso del bloque exterior por unidad de longitud	$w_{bloe} := 52 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Peso del bloque interior por unidad de longitud	$w_{bloi} := 35 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Número de acera de los extremos	$n_{ae} := 2$
Número de acera intermedias	$n_{ai} := 2$
Longitud del puente	$L := 58 \text{ m}$

## Cálculo de pesos

Los factores de mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads:

$$\text{Factor para carga muerta DC} \quad \gamma_{DCmax} := 1.25$$

$$\text{Factor para carga muerta DW} \quad \gamma_{DWmax} := 1.50$$

$$\text{Factor para carga viva LL} \quad \gamma_{LL} := 1.75$$

Carga Muerta,  $W_{DC}$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{losa} := \gamma_h \cdot e_{ta} \cdot 1 \text{ m} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la barrera

$$w_{ba} := 2 \cdot (\phi_1 \cdot e_1 \cdot \gamma_{A36} + \phi_2 \cdot e_2 \cdot \gamma_{A36}) = 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta  $W_{DC}$

$$W_{DC} := w_{losa} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Muerta,  $W_{DW}$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} := \gamma_{cr} \cdot e_{cr} \cdot 1 \text{ m} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la acera

$$w_{ac} := (a_{ace} \cdot h_{ace} - a_{bloe} \cdot h_{bloe}) \cdot \gamma_h \cdot n_{ae} + w_{bloe} = 2164 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta  $W_{DW}$

$$W_{DW} := w_{cr} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Combinación por Resistencia I

$$W_D := \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} + \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW} = 1.069 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2- Load Factors for Permanent Loads  $\gamma_P$

## Momento por Carga Muerta

Cálculos de momentos por carga muerta positivo y negativo

$$M_D := \frac{W_D \cdot S^2}{10 \cdot 1 \text{ m}} = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Positivo  $M_{(+)}=M_1$

$$M_{PDL} := M_D = 0.838 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento Negativo  $M_{(-)}=M_2$

$$M_{NDL} := M_D = 0.838 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

### Momento por Carga Viva

$$S = 2.8 \text{ m}$$

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{(+)}=M_{(PLL)}$

ID	S'	$\left( \begin{array}{c} M'_{PLL} \\ \text{tonnef} \cdot \frac{m}{m} \end{array} \right)$
0	2.743	2.8395
1	2.819	2.9211
2	2.896	2.9892
3	2.972	3.0572
4	3.048	3.1253
5	3.124	3.1888

Nota. Se cambió las unidades metros (m) y tonelada por metro sobre metro (tonnef m/m), adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table A4-1-Maximum Live Load Moments per Unit Width.

$$ID_1 := 0$$

$$S_1 := S'_{ID_1} = 2.743 \text{ m} \quad M_{PLL1} := M'_{PLL ID_1} = 2.84 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$ID_2 := 1$$

$$S_2 := S'_{ID_2} = 2.819 \text{ m} \quad M_{PLL2} := M'_{PLL ID_2} = 2.921 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según el espaciamiento entre vigas.

Interpolación Lineal del Momento Positivo por Carga Viva

$$M'_{PLL} := M_{PLL1} + \frac{(M_{PLL2} - M_{PLL1}) \cdot (S - S_1)}{(S_2 - S_1)} = 2.901 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Estado Límite de Combinación de Carga

$$\gamma_P := 1.75$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2-Load Factors and Load Factors

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{PLL}$

$$M_{PLL} := \gamma_P \cdot M'_{PLL} = 5.076 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

## Momento Negativo por Carga Viva $M_{(-)}=M_{(NLL)}$

$$a_{vi} := 50 \text{ cm}$$

$$CL := \frac{a_{vi}}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$ID \quad CL' \quad \left( \begin{array}{c} M'_{NLL} \\ \text{tonnef} \cdot \frac{m}{m} \end{array} \right)$$

ID	CL'	$M'_{NLL}$
0	0	3.865
1	75	3.465
2	150	3.071
3	230	2.672
4	305	2.277
5	460	2.032
6	610	1.882

$$ID_1 := 3$$

$$CL_1 := CL'_{ID_1} = 230 \text{ mm} \quad M_{NLL1} := M'_{NLL ID_1} = 2.672 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$ID_2 := 4$$

$$CL_2 := CL'_{ID_2} = 305 \text{ mm} \quad M_{NLL2} := M'_{NLL ID_2} = 2.277 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Interpolación Lineal del Momento Negativo por Carga Viva

$$M_{NLL} := M_{NLL1} + \left( \frac{M_{NLL2} - M_{NLL1}}{CL_2 - CL_1} \right) (CL - CL_1) = 2.567 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

## Momentos Totales

Momentos Totales Positivos  $M_{(+)}=M_P$

$$M_P := M_{PLL} + M_{PDL} = 5.914 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momentos Totales Negativos  $M_{(-)}=M_N$

$$M_N := M_{NLL} + M_{NDL} = 3.405 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

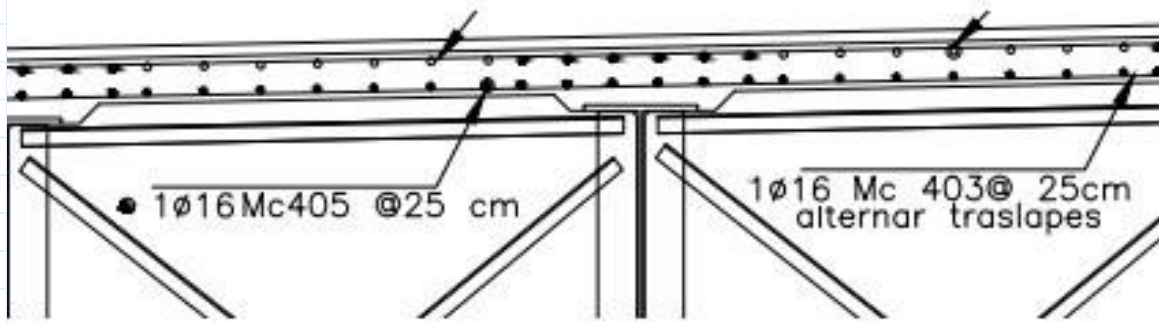
$$M_P + M_N = 9.319 \text{ tonnef}$$

Table A4-1—Maximum Live Load Moments per Unit Width, kip-ft/ft

S	Positive Moment	Negative Moment							
		Distance from CL of Girder to Design Section for Negative Moment							
		0.0 in.	3 in.	6 in.	9 in.	12 in.	18 in.	24 in.	
4 ft	-0 in.	4.68	2.68	2.07	1.74	1.60	1.50	1.34	1.25
4 ft	-3 in.	4.66	2.73	2.25	1.95	1.74	1.57	1.33	1.20
4 ft	-6 in.	4.63	3.00	2.58	2.19	1.90	1.65	1.32	1.18
4 ft	-9 in.	4.64	3.38	2.90	2.43	2.07	1.74	1.29	1.20
5 ft	-0 in.	4.65	3.74	3.20	2.66	2.24	1.83	1.26	1.12
5 ft	-3 in.	4.67	4.06	3.47	2.89	2.41	1.95	1.28	0.98
5 ft	-6 in.	4.71	4.36	3.73	3.11	2.58	2.07	1.30	0.99
5 ft	-9 in.	4.77	4.63	3.97	3.31	2.73	2.19	1.32	1.02
6 ft	-0 in.	4.83	4.88	4.19	3.50	2.88	2.31	1.39	1.07
6 ft	-3 in.	4.91	5.10	4.39	3.68	3.02	2.42	1.45	1.13
6 ft	-6 in.	5.00	5.31	4.57	3.84	3.15	2.53	1.50	1.20
6 ft	-9 in.	5.10	5.50	4.74	3.99	3.27	2.64	1.58	1.28
7 ft	-0 in.	5.21	5.98	5.17	4.36	3.56	2.84	1.63	1.37
7 ft	-3 in.	5.32	6.13	5.31	4.49	3.68	2.96	1.65	1.51
7 ft	-6 in.	5.44	6.26	5.43	4.61	3.78	3.15	1.88	1.72
7 ft	-9 in.	5.56	6.38	5.54	4.71	3.88	3.30	2.21	1.94
8 ft	-0 in.	5.69	6.48	5.65	4.81	3.98	3.43	2.49	2.16
8 ft	-3 in.	5.83	6.58	5.74	4.90	4.06	3.53	2.74	2.37
8 ft	-6 in.	5.99	6.66	5.82	4.98	4.14	3.61	2.96	2.58
8 ft	-9 in.	6.14	6.74	5.90	5.06	4.22	3.67	3.15	2.79
9 ft	-0 in.	6.29	6.81	5.97	5.13	4.28	3.71	3.31	3.00
9 ft	-3 in.	6.44	6.87	6.03	5.19	4.40	3.82	3.47	3.20
9 ft	-6 in.	6.59	7.15	6.31	5.46	4.66	4.04	3.68	3.39
9 ft	-9 in.	6.74	7.51	6.65	5.80	4.94	4.21	3.89	3.58
10 ft	-0 in.	6.89	7.85	6.99	6.13	5.26	4.41	4.09	3.77
10 ft	-3 in.	7.03	8.19	7.32	6.45	5.58	4.71	4.29	3.96
10 ft	-6 in.	7.17	8.52	7.64	6.77	5.89	5.02	4.48	4.15
10 ft	-9 in.	7.32	8.83	7.95	7.08	6.20	5.32	4.68	4.34
11 ft	-0 in.	7.46	9.14	8.26	7.38	6.50	5.62	4.86	4.52
11 ft	-3 in.	7.60	9.44	8.55	7.67	6.79	5.91	5.04	4.70
11 ft	-6 in.	7.74	9.72	8.84	7.96	7.07	6.19	5.22	4.87
11 ft	-9 in.	7.88	10.01	9.12	8.24	7.36	6.47	5.40	5.05
12 ft	-0 in.	8.01	10.28	9.40	8.51	7.63	6.74	5.56	5.21
12 ft	-3 in.	8.15	10.55	9.67	8.78	7.90	7.02	5.75	5.38
12 ft	-6 in.	8.28	10.81	9.93	9.04	8.16	7.28	5.97	5.54
12 ft	-9 in.	8.41	11.06	10.18	9.30	8.42	7.54	6.18	5.70
13 ft	-0 in.	8.54	11.31	10.43	9.55	8.67	7.79	6.38	5.86
13 ft	-3 in.	8.66	11.55	10.67	9.80	8.92	8.04	6.59	6.01
13 ft	-6 in.	8.78	11.79	10.91	10.03	9.16	8.28	6.79	6.16
13 ft	-9 in.	8.90	12.02	11.14	10.27	9.40	8.52	6.99	6.30
14 ft	-0 in.	9.02	12.24	11.37	10.50	9.63	8.76	7.18	6.45
14 ft	-3 in.	9.14	12.46	11.59	10.72	9.85	8.99	7.38	6.58
14 ft	-6 in.	9.25	12.67	11.81	10.94	10.08	9.21	7.57	6.72
14 ft	-9 in.	9.36	12.88	12.02	11.16	10.30	9.44	7.76	6.86
15 ft	-0 in.	9.47	13.09	12.23	11.37	10.51	9.65	7.94	7.02

Nota. En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según CL que es la mitad del ancho de viga.

## Evaluación del Refuerzo Transversal Positivo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} := 16 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$e_{\text{ta}} = 0.3 \text{ m}$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

*Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction*

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{nlosap}} := \frac{M_P}{\phi \cdot d^2} = 11.221 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{nlosap}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0027377$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 6.625 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 303.478 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Diseño o Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 8.445 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.017 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } \frac{c}{d} \leq \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{cl}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 29000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 1.972 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Cálculo de $f_s$

Momento Positivo no mayorado

$$M_{PM} := \frac{M_{PDL}}{1.25} + \frac{M_{PLL}}{1.75} = 3.571 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

*Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking*

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.01387$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 155.425 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.351$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 84.954 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{t} \left( \frac{k \cdot d^3}{3} + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 \right) = 363061.279 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 157.046 \text{ mm}$$

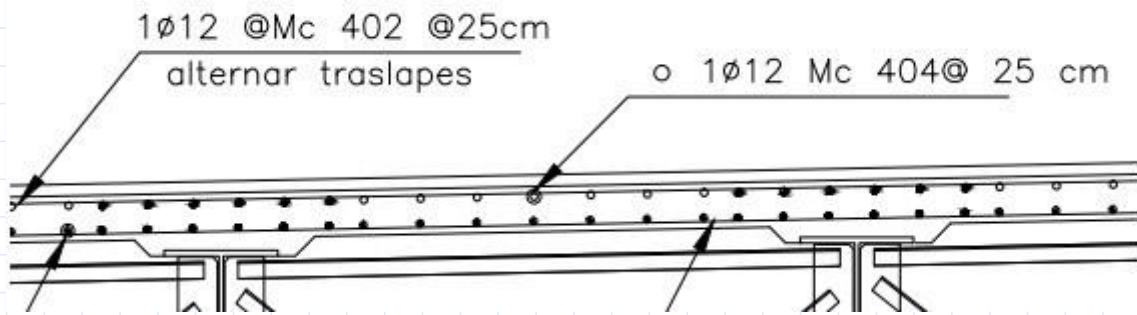
$$f_s := \frac{n \cdot M_{PM} \cdot y}{I_t} = 1235.745 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} & \end{cases}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal positivo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

**1  $\phi$  16 @ 25 cm**

## Evaluación del Refuerzo Transversal Negativo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} = 12 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{hlosan}} := \frac{M_N}{\phi \cdot d^2} = 6.354 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_N = 3.405 \text{ tonnef}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{hlosan}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0015336$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 3.742 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 302.242 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{else} \end{cases}$$

|| Evaluación ← "Evaluación Satisfactoria" ||

|| Evaluación ← "No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla" ||

Evaluación = "Evaluación Satisfactoria"

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 4.75 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.008 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.009 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } c \leq 0.003 \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 56 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 28000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 2.019 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Cálculo de $f_s$

Momento Negativo no mayorado

$$M_{NM} := \frac{M_{NDL}}{1.25} + \frac{M_{NLL}}{1.75} = 2.137 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.00808$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 276.311 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.262$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 64.002 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{3} k \cdot d^3 + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 = 204647.139 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 179.998 \text{ mm}$$

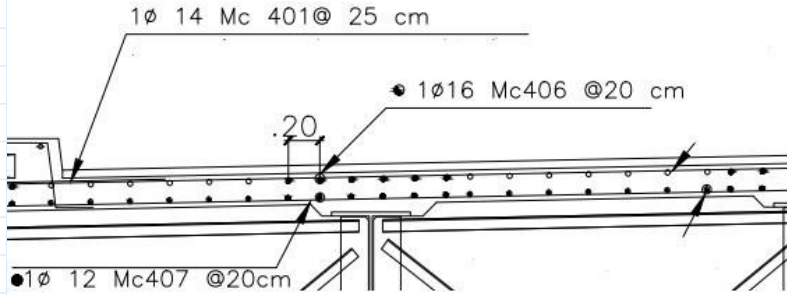
$$f_s := \frac{n \cdot M_{NM} \cdot y}{I_t} = 1503.672 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$$

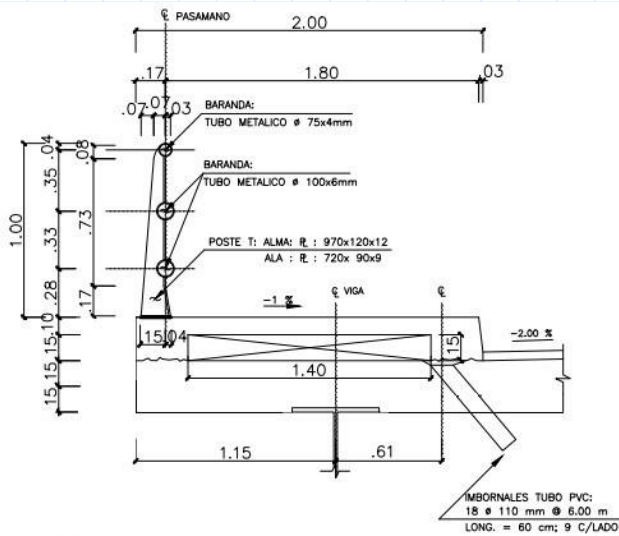
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal negativo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 25 cm

## Evaluación del acero de refuerzo transversal del volado exterior de la losa



### Análisis de barreras



Tipo de barrera de tráfico: TL-4

Table A13.2-1—Design Forces for Traffic Railings

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
$F_t$ Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
$F_L$ Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
$F_v$ Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
$L_t$ and $L_L$ (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
$L_v$ (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
$H_e$ (min) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum $H$ Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

Fuerza transversal

$$F_t := 24.5 \text{ tonnef}$$

Fuerza longitudinal

$$F_L := 8.15 \text{ tonnef}$$

Fuerza vertical hacia abajo

$$F_v := 8.15 \text{ tonnef}$$

Altura mínima de la baranda

$$H_e := 81 \text{ cm}$$

Altura de hormigón en la barrera desde la losa

$$H_h := 81 \text{ cm}$$

Altura de la barrera desde la losa al centro del tubo

$$H_T := 125 \text{ cm}$$

$$L_t := 107 \text{ cm}$$

$$L_L := L_t = 107 \text{ cm}$$

$$L_V := 548.5 \text{ cm}$$

Datos y propiedades del tubo inferior

Diámetro

$$\phi_{tubo} := 10 \text{ cm}$$

Espesor

$$e_{tubo} := 6 \text{ mm}$$

Distancia de la barrera al centro del tubo

$$h_{tubo} := 28 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre postes

$$S_{poste} := 1.96 \text{ m}$$

Resistencia de perfiles de acero

$$f_{y36} = 2550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{u36} = 4100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Espesor de la losa

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } e_{ta} > 7 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"Satisfactoria"} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"No cumple los requisitos"} \end{cases}$$

Nota: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 9.7.1.1 Minimum Depth and Cover

$$\text{Evaluación} = \text{"Satisfactoria"} \quad 8 \text{ in} = 0.203 \text{ m}$$

Espesor del volado

$$e_{vo} := e_{ta} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } e_{vo} \geq 8 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"Satisfactoria"} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"No cumple los requisitos"} \end{cases}$$

Nota: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 13.7.3.1.2 New Systems Railing Design

$$\text{Evaluación} = \text{"Satisfactoria"}$$

Módulo plástico de la sección

$$w_{tubo} := \left( \frac{\left( \frac{\phi_{tubo} + e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} - \frac{\left( \frac{\phi_{tubo} - e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} \right) = 30009 \text{ mm}^3$$

Momento resistente a la fluencia del tubo

$$M_P := f_{y36} \cdot w_{tubo} = 0.765 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A13.3.2-3

## Datos y propiedades del poste

Módulo Plástico de la sección

$$w_{alma} := 970 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 1396800 \text{ mm}^3$$

Fuerza resistente a colisiones del poste de acero A36 de la barrera

$$P_P := \frac{w_{alma} \cdot f_{y36}}{h_{tubo}} = 127.209 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema de poste y tubo

$$R_R := \frac{2 \cdot M_P + 2 \cdot P_P \cdot S_{poste} \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot S_{poste} - L_t} = 175.505 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema poste y tubo en una región interna de la barrera

$$R'_R := \frac{16 \cdot M_P}{2 \cdot 1 \cdot S_{poste} - L_t} = 4.296 \text{ tonnef}$$

El sistema de barrera de protección no cumple con las especificaciones de diseño de la normativa AASHTO LRFD 2017 porque no está adherido a una sección hormigón, sin embargo, se podría analizar con los momentos resistentes de la acera de hormigón, pero tomando en cuenta el ancho efectivo no el ancho total de la acera.

Cálculo del momento resistente de la acera

Área del refuerzo transversal de la acera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 30 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$s := 30 \text{ cm}$$

$$A_{rt} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{A_{rt} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot s} = 0.665 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rt} := h_{ace} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 19.4 \text{ cm}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera con respecto al eje longitudinal

$$M_c := A_{rt} \cdot f_y \cdot \left( d_{rt} - \frac{a}{2} \right) \cdot \frac{1}{s} = 3.019 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Área del refuerzo longitudinal en la acera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 25 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$A_{rl} := \left| \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) \right| = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{4 \cdot A_{rl} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot s} = 2.661 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rl} := h_{ace} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} - \phi = 18.2 \text{ cm}$$

Momento resistente (por) unidad de longitud de la barrera con respecto al eje vertical

$$M_w := 4 \cdot A_{rl} \cdot f_y \cdot \left( d_{rl} - \frac{a}{2} \right) = 3.433 \text{ tonnef} \cdot m$$

Capacidad para colisiones de la región interior de la barrera de hormigón

Longitud de la línea de fluencia para una región interior

$$L_{ci} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 \cdot H_h \cdot M_w}{M_c}} = 3.302 \text{ m}$$

Resistencia interior

$$R_{wi} := \frac{2}{2 \cdot L_{ci} - L_t} \cdot \left( 8 \cdot M_w + \frac{M_c \cdot L_{ci}^2}{H_h} \right) = 24.613 \text{ tonnef}$$

Capacidad para colisiones de la región cerca de las juntas

Longitud de la línea de fluencia para una región exterior

$$L_{ce} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H_h \cdot M_w}{M_c}} = 1.634 \text{ m}$$

Resistencia exterior

$$R_{we} := \frac{2}{2 \cdot L_{ce} - L_t} \cdot \left( M_w + \frac{M_c \cdot L_{ce}^2}{H_h} \right) = 12.179 \text{ tonnef}$$

Evaluación del sistema de acera de hormigón y barrera de acero

Resultante de impacto en una región interior

$$R_{TI} := R'_R + R_{wi} = 28.909 \text{ tonnef}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } R_{TI} > F_t \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$$

Evaluación = “Satisfactoria”

Altura de la resultante del sistema de acera de hormigón y barrera de acero, interior

$$Y_{TI} := \frac{R'_R \cdot H_T + R_{wi} \cdot H_h}{R_{TI}} = 87.539 \text{ cm}$$

$$Evaluación := \begin{cases} \text{if } Y_{TI} > H_e & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \begin{cases} \text{V} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} \end{cases}$$

Resultante de impacto en una región exterior cerca de las juntas

$$R_{TE} := R_R + R_{we} = 187.684 \text{ tonnef}$$

$$R_{TE} := 28.054 \text{ tonnef}$$

$$Evaluación := \begin{cases} \text{if } R_{TE} > F_t & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \begin{cases} \text{V} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} \end{cases}$$

Altura de la resultante del sistema de hormigón y barandas de acero, exterior

$$Y_{TE} := \frac{R_R \cdot H_T + R_{we} \cdot H_h}{R_{TE}} = 817.159 \text{ cm}$$

$$Evaluación := \begin{cases} \text{if } Y_{TE} > H_e & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \begin{cases} \text{V} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} \end{cases}$$

Impacto en el poste cerca de las juntas

$$R'_w := \frac{R_{we} \cdot H_h - P_P \cdot H_T}{H_h} = -184.13 \text{ tonnef}$$

$$R_{TP} := R_R + P_P + R'_w = 118.583 \text{ tonnef}$$

$$R_{TP} := 24.855 \text{ tonnef}$$

$$Evaluación := \begin{cases} \text{if } R_{TP} > F_t & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \begin{cases} \text{V} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} \end{cases}$$

$$Y_{TP} := \frac{P_P \cdot H_T + R_R \cdot H_T + R'_w \cdot H_h}{R_{TP}} = 922.333 \text{ cm}$$

$$Evaluación := \begin{cases} \text{if } Y_{TP} > H_e & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \begin{cases} \text{V} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} \end{cases}$$

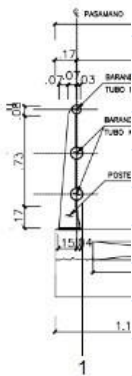
Ancho de la barrera

$$a_{ba} := 20 \text{ cm}$$

Altura de la barrera

$$h_{ba} := 1 \text{ m}$$
$$T := \max \left( \begin{matrix} R_{wi} & R_{we} \\ L_{ci} + 2 \cdot h_{ba} & L_{ce} + 2 \cdot h_{ba} \end{matrix} \right) = 4.642 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Evaluación del volado en la cara interna de la barrera sección 1



$$x_1 := a_{ba} = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{varilla}} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Factor de resistencia para Evento Extremo

$$\phi_{\text{ext}} := 1$$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{\text{losa}} := \gamma_h \cdot e_{ta} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera respecto a un eje longitudinal

$$M_c = 3.019 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{\text{losa}} \cdot x_1^2}{2} = 0.018 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado de la sección 1 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{ba} \cdot x_1}{2} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado total en la sección 1

$$M_{\text{total}} := M_c + M_{DClosa} + M_{DCba} = 3.038 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{\text{sup}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 1.3.2 Limit State y Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{total}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 51.032 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.001228$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 2.997 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_\phi}{A_s} = 37.735 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

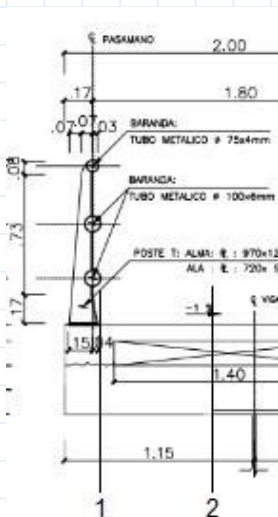
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

Evaluación en la cara externa de la viga, sección 2



$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Distancia de la sección 2

$$x_2 := a_{vi} = 25 \text{ cm}$$

$$A_\phi := \frac{2}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 = 2.011 \text{ cm}^2$$

Tensión axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grado a cada lado de la barrera hasta la sección 2

$$l_{ad} := 2 \cdot \left( L_{vo} - \frac{x_2 - x_1}{2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg} = 0.953 \text{ m}$$

$$T := \max \left( \left( L_{ci} + 2 \cdot \frac{R_{wi}}{h_{ba}} + l_{ad}, L_{ce} + 2 \cdot \frac{R_{we}}{h_{ba} + l_{ad}} \right) \right) = 3.935 \text{ tonnef} \cdot m$$

Longitud de la línea de influencia para una región interior, dato del análisis de barreras

$$L_{ci} = 3.302 \text{ m}$$

Momento resistente de la barrera por colisión

$$M_{c2} := \left( L_{ci} + \sqrt{2 \cdot \left( \frac{M_c \cdot L_{ci}}{L_{vo} - x_1 - x_2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg}} \right) = 2.425 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \frac{L_{vo}^2}{2} = 0.595 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \left( w_{ba} \cdot \frac{x_1}{2} \right) = 0.00117 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la acera

$$M_{DWac} := \gamma_{DWmax} \cdot w_{ac} \cdot \left( L_{vo} - \frac{x_2}{2} \right) = 3.327 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento total mayorado en la sección 2

$$M_{utot2} := M_{c2} + M_{DClosa} + M_{DCba} + M_{DWac} = 6.349 \text{ tonnef} \cdot m$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot2}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 108.407 \text{ tonnef} \cdot m^2$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.002643$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 6.395 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_\phi}{A_s} = 31.438 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

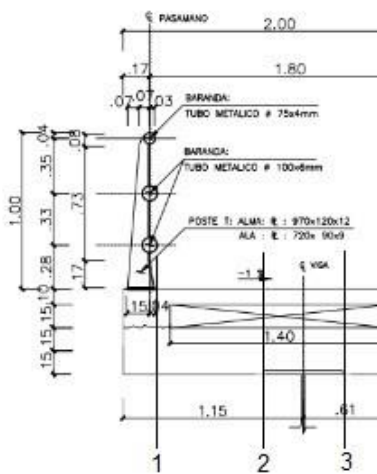
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 2 cumple con los requisitos

$$1 \phi 12 @ 20 \text{ cm}$$

$$1 \phi 16 @ 20 \text{ cm}$$

Evaluación en la cara interna de la viga sección 3

La longitud de colisión  $L_c$  aumenta 30 grados a cada lado de la barrera y que el momento transmitido a la viga interior es igual al 25% de la viga exterior



$$M_c = 3.019 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{cint} := 0.25 \cdot M_c = 0.755 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento  $M_c$  transmitido a la cara interna de la viga exterior

$$M'_{c3} := \left( M_c + M_{cint} \right) \cdot \frac{a_{vi} - x_1}{a_{vi}} - M_{cint} = 1.51 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Relación entre el momento de la sección 3 y el momento en el volado

$$rel := \frac{M'_{c3}}{M_c} = 0.5$$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3

$$M_{c3} := \left( L_{ci} + \left( 2 \cdot \left( L_{vo} - x_1 + x_2 \right) \cdot \tan 30 \text{ deg} \right) \right) \cdot M'_{c3} = 1.063 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \left( \frac{L_{vo} + a_{vi}}{2} \right)^2 = 0.613 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{ba} \cdot x_l = 5.85 \cdot 10^{-4} \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la acera

$$M_{DWac} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{ac} \cdot \frac{L_{vo} + a_{vi}}{2} = 1.116 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento negativo por peso muerto en la sección 3

$$M_{uncm} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot \frac{W_D \cdot a_{vi}^2}{10} = 0.017 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento total mayorado en la sección 3

$$M_{utot3} := M_{c3} + M_{DClosa} + M_{DCba} + M_{DWac} + M_{uncm} = 2.809 \text{ tonnef} \cdot m$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot3}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 47.181 \text{ tonnef} \cdot m^2$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0.001135$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 2.769 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_s}{\phi} = 72.619 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

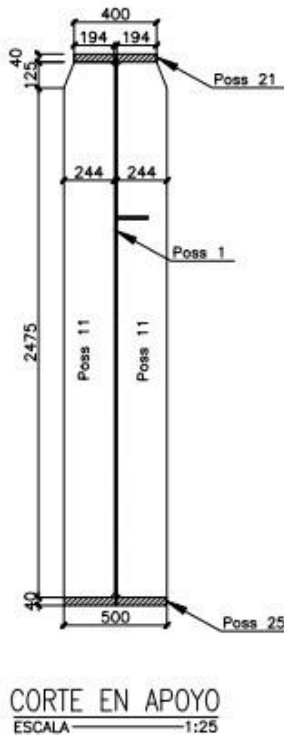
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 3 cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

## Evaluación de las Vigas Longitudinales de Acero A588 del Puente sobre el Río Chorlaví



### Dimensiones de las Vigas de Acero A588

Altura del alma	$h_{alma} := 2600 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_w := 12 \text{ mm}$
Ancho ala superior	$b_{fsup} := 400 \text{ mm}$
Espesor ala superior	$t_{fsup} := 40 \text{ mm}$
Ancho ala inferior	$b_{finf} := 500 \text{ mm}$
Espesor ala inferior	$t_{finf} := 40 \text{ mm}$

### Propiedades de las Vigas de Acero A588

Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

De acuerdo con la norma AASHTO LRFD en la sección 6.10.2 debemos verificar los límites de las proporciones de las vigas longitudinales

Revisión de esbeltez del alma de acuerdo con la sección 6.10.2.1.1, AASHTO LRFD, 2017

$$D := h_{alma} = 2.6 \text{ m} \quad t_w = 0.012 \text{ m} \quad h_v := h_{alma} + t_{finf} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$$

```

Evaluación := || if  $D \leq 150$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “No requiere rigidizadores longitudinales”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “Requiere rigidizadores longitudinales”
    
```

Evaluación = “Requiere rigidizadores longitudinales”

Podemos concluir que el uso de rigidizadores longitudinales es el adecuado en el diseño y corresponde a las especificaciones de los planos y debemos verificar los límites de la sección 6.10.2.1.2

```

Evaluación := || if  $D \leq 300$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “Satisfactoria”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “No cumple con los requisitos de las proporciones”
    
```

Evaluación = “Satisfactoria”

## Revisión de las proporciones del ala de las Vigas

Relación entre ancho y espesor del ala

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{fsup}}{2 \cdot t_{fsup}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
|| else
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{finf}}{2 \cdot t_{finf}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
|| else
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Relación entre el ancho del ala y altura del alma

```
Evaluación := || if  $b_{fsup} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
|| else
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "No cumple con los requisitos de las proporciones"

```
Evaluación := || if  $b_{finf} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
|| else
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Revisión que las alas proporciones resistencia al pandeo por corte

```
Evaluación := || if  $t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
|| else
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Revisión para no utilizar secciones extremadamente monosimétricas

Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y

$$I_{yc} := t_{fsup} \cdot \frac{b_{fsup}^3}{12} = 21333.333 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia del ala en tensión con respecto al eje y

$$I_{yt} := t_{finf} \cdot \frac{b_{finf}^3}{12} = 41666.667 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } 0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Cálculo de factores de distribución

Cálculo de Kg

En base a la sección transversal se debe hacer es calcular el centroide y el momento de inercia de la sección

Cálculo del centroide con respecto al eje inferior

$$\begin{aligned}
 A_1 &:= b_{finf} \cdot t_{finf} = 200 \text{ cm}^2 & x_1 &:= \frac{b_{finf}}{2} = 25 \text{ cm} & y_1 &:= \frac{t_{finf}}{2} = 2 \text{ cm} \\
 A_2 &:= h_{alma} \cdot t_w = 312 \text{ cm}^2 & x_2 &:= 244 \text{ mm} + \frac{t_w}{2} = 25 \text{ cm} & y_2 &:= t_{finf} + \frac{h_{alma}}{2} = 134 \text{ cm} \\
 A_3 &:= b_{fsup} \cdot t_{fsup} = 160 \text{ cm}^2 & x_3 &:= 50 \text{ mm} + \frac{b_{fsup}}{2} = 25 \text{ cm} & y_3 &:= t_{finf} + h_{alma} + \frac{t_{fsup}}{2} = 266 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Coordenada en X

$$X_{cg} := \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$X_{cg} = 250 \text{ mm}$$

Coordenada en Y

$$Y_{cg} := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$Y_{cg} = 1261.429 \text{ mm}$$

### Cálculo del momento de inercia

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y^2	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

$$I_{cg} := 0.087732873 \text{ m}^4 = 8773287.3 \text{ cm}^4$$

$$A := A_1 + A_2 + A_3 = 672 \text{ cm}^2$$

Razón entre módulos de acero y hormigón

$$n := 8$$

Distancia entre centros de gravedad entre el tablero y viga de acero

$$e_g := h_v - Y_{cg} + \frac{e_{ta}}{2} = 156.857 \text{ cm}$$

$$K_g := n \cdot (I_{cg} + e_g^2 \cdot A) = 2.025 \text{ m}^4$$

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas interiores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded:	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$
		Two or More Design Lanes Loaded:	$10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule			$N_b = 3$

Factor de distribución para Momento,  $g_{mint}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2.2b-1

Donde:

S= Separación entre vigas, mm

L= Longitud del tramo de la viga, mm<sup>4</sup>

ts= altura de la losa de hormigón armado, mm

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

Un carril cargado

$$g_{mint1} := 0.06 + \left( \frac{S}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.408$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mint2} := 0.075 + \left( \frac{S}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.483$$

$$g_{mint} := \max(g_{mint1}, g_{mint2}) = 0.483$$

Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2b-1, AASHTO LRFD, 2017.

```
Evaluación1 := || if 3.5 ft ≤ S ≤ 16 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>1</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación2 := || if 4.5 in ≤ ts ≤ 12 in
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>2</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación3 := || if 20 ft ≤ L ≤ 240 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>3</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación4 := || if nv ≥ 4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>4</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación5 := || if 10000 in4 ≤ Kg ≤ 7000000 in4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>5</sub> = "Satisfactoria"

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas exteriores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			$e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Factor de distribución para Momento,  $g_{mext}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2d-1

Donde:

S= Separación entre vigas,  $mm$

L= Longitud del tramo de la viga,  $mm^4$

$t_s$ = altura de la losa de hormigón armado,  $mm$

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

La distancia  $d_e$ , se tomará como positiva si el alma exterior está dentro de la carga interior de la barrera de tráfico y negativa si está fuera de la barrera de tráfico.

En nuestro caso se encuentra dentro de la barrera de tráfico, por lo tanto, el valor de  $d_e$  será positivo. Además, según The Manual for Bridge Evaluation, 2018 se evita el uso de factores multipresencia en la Evaluación de Puentes existentes.

$$d_e := L_{vo} - \frac{b_{fnf}}{2} = 900 \text{ mm}$$

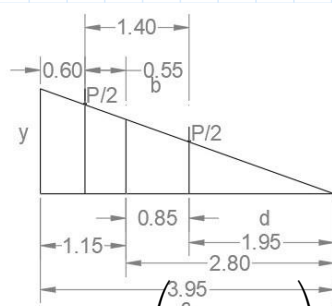
Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2d-1, AASHTO LRFD, 2017.

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } -305 \text{ mm} \leq d_e \leq 1676 \text{ mm} \\ \text{e} \\ \text{se} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"Satisfactoria"} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"} \end{cases}$$

**Evaluación = "Satisfactoria"**

$$e := 0.77 + \frac{d_e}{2774 \text{ mm}} = 1.094$$

Un carril cargado (Regla de la Palanca)



**Nota.** No aplica el uso de factores multipresencia y la determinación de factores de distribución de corte no aplica ya que las vigas longitudinales no presentan daños importantes inducidos por corte, AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

$$g_{mext1} := 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 0.5}{3.95} \right) + 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 1.9}{3.95} \right) = 0.446$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mext2} := e \cdot g_{mint} = 0.528$$

$$g_{mext} := \max(g_{mext1}, g_{mext2}) = 0.528$$

## Cálculo de pesos

La carga muerta que resistirán las vigas de acero longitudinal se analizan como una sección compuesta y se asumirá que las cargas de barrera, aceras y capa de rodadura se distribuyen de manera igual a todas las vigas longitudinales.

Peso de la barrera de acero en las vigas longitudinales de una sección

$$w_{ba} = 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$w_{bavi} := \frac{w_{ba}}{n_v} = 1.872 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la acera

$$w_{ac} = \left( 2.164 \cdot 10^3 \right) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

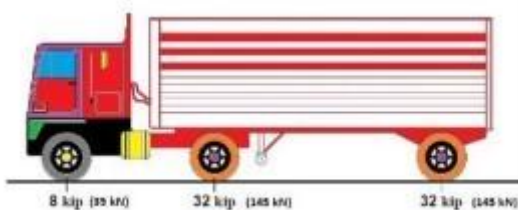
Peso total de la acera y capa de rodadura a lo largo de las vigas longitudinales

$$w_{accr} := \frac{w_{ac}}{n_v} \cdot 2 + \frac{w_{cr}}{n_v} = 888.1 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

## Cálculo de momentos, cortante y esfuerzos

Se realizará la estimación del momento máximo producido por el camión de carga HL-93 y se utilizará el teorema de Barre y Líneas de influencia

Momento máximo 1 línea de carga HL-93 en sentido longitudinal



Carga distribuida para vehículos livianos

$$q := 0.95 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$x := 4.30 \text{ m}$$

$$R := 8 \text{ kip} + 2 \cdot 32 \text{ kip} \cdot 1.33 = 43.436 \text{ tonnef}$$

$$x_1 := \frac{32 \text{ kip} \cdot x \cdot 1.33}{R} = 1.911 \text{ m}$$

$$x_2 := \frac{32 \text{ kip} \cdot 2 \cdot x \cdot 1.33}{R} = 3.822 \text{ m}$$

$$x_T := x_1 + x_2 = 5.733 \text{ m}$$

$$C_k := x_T - 4.27 \text{ m} = 1.463 \text{ m}$$

$$a_k := \left( \frac{R}{L} \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L \right)^2 = 28.552 \text{ m}$$

$$M_{k,max} := \left( \frac{R}{L} \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L \right)^2 - 8 \text{ kip} \cdot 1.33 \cdot x = 977.009 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Cálculo de momentos

Para determinar la carga que una sección compuesta puede resistir, consideramos tanto el tablero como las vigas trabajando juntas para soportar barreras y aceras. Para la carga muerta, utilizamos ecuaciones de estática. Calculamos la carga viva con líneas de influencia, utilizando el camión de diseño HL-93 para determinar el momento máximo, también se usará una carga de carril y camión por fatiga. El análisis se enfoca en vigas interiores. La elección de la normativa de AASTO Bridge Design Specifications, 2017 se basa en su concordancia con especificaciones de The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

Momentos máximos de carga viva por el camión de diseño HL-93, tándem, carga de carril (línea) y camión fatiga con sus respectivos aumentos IM

distancia	Máx. Camión	Máx. Tandem	Línea	IMB3%+Línea	Camion fatiga	FATIGA + IM15%
0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0
1.0	27.91	21.32	26.24	63.4	28	32
1.9	54.74	41.88	51.60	124.4	54	62
2.9	80.64	61.80	76.06	183.3	80	92
3.9	105.34	80.89	99.63	239.7	104	120
4.8	129.11	99.22	122.32	294.0	127	146
5.8	151.81	117.03	144.11	346.0	149	172
6.8	174.20	133.89	165.02	396.7	172	198
7.7	197.06	149.99	185.03	447.1	194	223
8.7	218.96	165.68	204.16	495.4	216	248
9.7	239.70	180.31	222.40	541.2	236	271
10.6	259.35	194.22	239.74	584.7	255	293
11.6	278.20	207.75	256.20	626.2	273	314
12.6	295.73	220.15	271.77	665.1	290	334
13.5	312.17	231.94	286.45	701.6	306	352
14.5	327.97	243.24	300.24	736.4	321	369
15.5	342.28	253.41	313.14	768.4	335	385
16.4	355.59	263.09	325.15	798.1	347	399
17.4	368.26	272.16	336.27	826.1	359	413
18.4	379.37	280.10	346.50	851.1	369	425
19.3	389.62	287.66	355.84	874.0	379	435
20.3	399.08	294.50	364.29	895.1	387	445
21.3	406.97	300.28	371.85	913.1	394	453
22.2	414.18	305.65	378.52	929.4	400	461
23.2	420.43	310.26	384.30	943.5	406	467
24.2	425.13	313.93	389.20	954.6	409	471
25.1	429.26	317.07	393.20	961.1	412	474
26.1	432.30	319.45	396.31	971.3	414	477
27.1	433.95	321.00	398.54	975.7	415	477
28.0	434.87	321.90	399.87	978.2	415	477
29.0	434.69	322.06	400.32	978.5	413	475

Se determinó el momento máximo hasta la distancia de 29 m, porque se asume que la otra mitad de la sección tendrían los mismo momentos, es decir, haría el efecto espejo.

A continuación, se necesita encontrar las cargas aplicadas y se usa las combinaciones de carga y factores de carga que se especificaron anteriormente.

Resistencia I	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Servicio II	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Fatiga	$\gamma_{LL} \cdot LL$

Solicitaciones para combinaciones de carga y factores de carga

Cálculo Momentos DC

$$DC := \frac{w_{bavi} \cdot S^2}{10} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot m$$

Cálculo Pesos DW

$$DW := \frac{w_{accr} \cdot S^2}{10} = 0.696 \text{ tonnef} \cdot m$$

A continuación, seleccionamos el momento máximo producido por el camión HL-93 y el Tándem y usamos las fórmulas de combinación de carga y factores de carga

Resistencia I

$$LL := 978.5 \text{ tonnef} \cdot m = 978.5 \text{ tonnef} \cdot m$$

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

$$\gamma_{DWmax} := 1.50$$

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

$$R_I := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL = 1713.421 \text{ tonnef} \cdot m$$

Servicio II

$$\gamma_{DCmax} := 1$$

$$\gamma_{DWmax} := 1$$

$$\gamma_{LL} := 1.30$$

$$S_{II} := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL = 1272.748 \text{ tonnef} \cdot m$$

Fatiga

$$\gamma_{LL} := 0.75$$

$$LL := 475 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$F := \gamma_{LL} \cdot LL = 356.25 \text{ tonnef} \cdot m$$

## Propiedades de una sección compuesta

Nuestra sección compuesta está conformada por vigas de acero y losa de hormigón armado y trabajan en conjunto para soportar las cargas. Además, debemos determinar el ancho efectivo de la sección.

Ancho de ala efectiva para vigas interiores, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, Sección 4.6.2.6

Revisión 1

$$L = 58 \text{ m}$$

$$R1 := \frac{1}{4} \cdot L = 14.5 \text{ m}$$

Revisión 2

$$t := e_{ta} = 30 \text{ cm}$$
$$R2 := \min \left( 12 \cdot t + t_w, 12 \cdot t + \frac{b_{fsup}}{2} \right) = 3.612 \text{ m}$$

Revisión 3

$$R3 := S = 2.8 \text{ m}$$

$$A_{efe} := \min(R1, R2, R3) = 2.8 \text{ m}$$

La proporción modular  $n$  permite un análisis de carga a corto plazo cuando las cargas se aplican rápido, sin embargo, es importante analizar la proporción modular conforme pasa el tiempo, es decir, con los efectos creep y la proporción modular es de  $3n$ , es importante considerar que son aspectos esenciales en el diseño y evaluación de estructuras compuestas ya que garantizan que la estructura sea útil y sea capaz de soportar las cargas previstas a lo largo del tiempo. Por lo tanto, según el objetivo de evaluar el comportamiento de la estructura se realizará con la proporción modular de  $3n$  y se comparará los efectos producidos con la proporción modular  $n$ .

## Dimensiones de las vigas y propiedades del acero

Altura del alma  $h_{alma} = 260 \text{ cm}$

Espesor del alma  $t_w = 1.2 \text{ cm}$

Ancho ala superior  $b_{fsup} = 40 \text{ cm}$

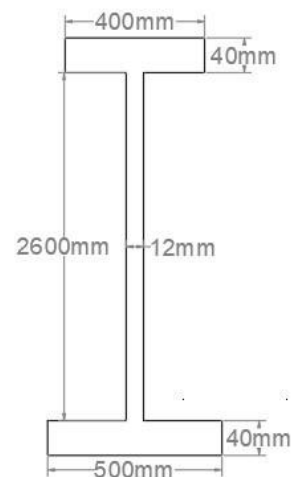
Espesor ala superior  $t_{fsup} = 4 \text{ cm}$

Ancho ala inferior  $b_{finf} = 50 \text{ cm}$

Espesor ala inferior  $t_{finf} = 4 \text{ cm}$

Módulo de elasticidad del acero  $E_s := 200 \text{ GPa}$

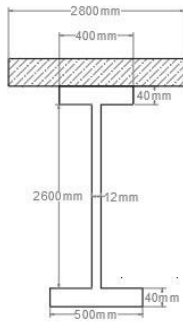
Altura total de la viga  $h_{viga} := t_{finf} + h_{alma} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$



Inercia de solo viga

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y <sup>2</sup>	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

Sección compuesta n y sección compuesta 3n



Inercia Sección Compuesta n

Compuesta n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y <sup>2</sup>	Itotal
Viga	0.0572	1.261428571	0.087732873	0.061473817	0.14920669
Losa	0.105	2.83	0.0069	0.089343243	0.045643243
Total	0.1722	2.217874564	0.094032873	0.100817059	0.194848933

Inercia Sección Compuesta 3n

Compuesta 3n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y <sup>2</sup>	Itotal
Viga	0.1722	1.261428571	0.194848933	0.049690806	0.244540739
Losa	0.085	2.83	0.0069	0.087231746	0.043531746
Total	0.2072	1.798610568	0.201148933	0.066922552	0.288072485

Módulos seccionales S

	Módulos seccionales (S) parte inf viga	Módulos seccionales (S) parte sup viga	Módulos seccionales (S) parte sup losa
Solo Viga	0.069550409	0.061845933	0.051049885
Compuesta n	0.087854352	0.421638624	0.255666487
Compuesta 3n	0.160163901	0.354163053	0.243842104

Módulo Seccional  
Solo viga

$$S_{VIV} := 0.069550409 \text{ m}^3$$

$$S_{VSV} := 0.061845933 \text{ m}^3$$

$$S_{SSL} := 0.051049885 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional n

$$S_{nIV} := 0.087854352 \text{ m}^3$$

$$S_{nSV} := 0.421638624 \text{ m}^3$$

$$S_{nSL} := 0.255666487 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional 3n

$$S_{3nIV} := 0.160163901 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSV} := 0.354163053 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSL} := 0.243842104 \text{ m}^3$$

Cálculo del momento plástico y momento de fluencia

El momento plástico se calcula de acuerdo con el apéndice D6.1 de la AASHTO Bridge Design Specifications, 2017. Las fuerzas plásticas que se debe considerar son:

- Fuerzas Plásticas en la Losa ( $P_s$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala de Compresión ( $P_c$ )
- Fuerzas Plásticas en el Alma ( $P_w$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala en Tensión ( $P_t$ )

No se tomará en cuenta el refuerzo longitudinal de la losa para tener un enfoque más conservador.

Fuerzas Plásticas en la losa

$$P_s := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{efe} \cdot e_{ta} = 1999.2 \text{ tonnef}$$



## Momento de fluencia

Describe el momento máximo que una estructura puede resistir ante de experimentar una deformación plástica significativa

$$S_{NC} := S_{VIV} = 0.06955 \text{ m}^3 \quad M_{D1} := \frac{1 \text{ m} \cdot w_{losa} \cdot S^2}{10} + DC + DW + LL = 476.262 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{LT} := S_{3nIV} = 0.16016 \text{ m}^3 \quad M_{D2} := DC + DW + LL = 475.698 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{ST} := S_{nIV} = 0.08785 \text{ m}^3$$

$$F_{yf} := \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Despejamos el  $M_{AD}$

$$M_{AD} := S_{ST} \cdot \left( f_{y588} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) = (2.168 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Calculamos  $M_y$

$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 3120.399 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Revisión para Resistencia I

### Flexión

Determinamos sección compacta o no compacta:

$$D_{cp} := Y = 0.012 \text{ m}$$

Para evaluarlo usamos la siguiente relación

$$\text{Evaluación} := \text{if } 2 \cdot \frac{D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_{y588}}} \quad \left| \begin{array}{l} \text{=} \text{“Sección Compacta”} \\ \text{“Sección Compacta”} \\ \text{else} \\ \text{“Sección no Compacta”} \end{array} \right.$$

### Revisión de Ductilidad

Todas las secciones deben satisfacer lo siguiente

$$D_p := Y + e_{ta} + 5 \text{ cm} = 36.157 \text{ cm}$$

$$D_t := h_{viga} + e_{ta} = 2.98 \text{ m}$$

$$\text{Evaluación} := \text{if } D_p \leq 0.42 \cdot D_t \quad \left| \begin{array}{l} \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.1-1”} \end{array} \right.$$

## Cálculo del momento de resistencia nominal

Primero debe cumplir lo siguiente

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } D_p \leq 0.1 \cdot D_t \\ \quad \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”}$$

Ya que no cumple se usa la siguiente ecuación:

$$M_n := M_p \cdot \left( 1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento sobre el puente Resistencia I

$$M_u := R_I = 1713.421 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f := 1$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } M_u \leq \phi_f \cdot M_n \\ \quad \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“Satisfactoria”}$$

Resistencia nominal de la viga

$$R_n := \frac{M_n}{\phi_f \cdot 1 \text{ m}} = 3532.806 \text{ tonnef}$$

Debido a que nuestro interés es determinar la Resistencia nominal para la Evaluación de componentes del puente se omite las revisiones de Servicio II, sin embargo, al considerar que son estructuras de acero se debe revisar las condiciones de Fatiga.

Table 6.6.1.2.5-3—Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

Detail Category	Threshold (ksi)
A	24.0
B	16.0
B'	12.0
C	10.0
C'	12.0
D	7.0
E	4.5
E'	2.6
ASTM F3125, Grades A325 and F1852 Bolts in Axial Tension	31.0
ASTM F3125, Grades A490 and F2280 Bolts in Axial Tension	38.0

Revisión de Fatiga, debe cumplir la siguiente condición

Para Fatiga I para combinaciones de carga y vida infinita

$$\gamma \cdot \Delta f \leq \Delta f_n$$

$\Delta f_n$  es el umbral de fatiga es importante para evaluar la vida útil de un componente y conociendo este elemento se previene fallas por fatiga

$$\Delta F_{TH} := 24 \text{ ksi} = 165.474 \text{ MPa}$$

Calculamos el esfuerzo por fatiga con el módulo de sección en la parte inferior de la viga para una sección compuesta 3n

$$S_{3nIV} = 0.16 \text{ m}^3$$

$$M_F := 475 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta f := \frac{M_F}{S_{3nIV}} = 2965.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

*Evaluación* := if  $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$  |  
|| "Satisfactoria" |  
else |  
|| "No cumple los requisitos" |

*Evaluación* = "Satisfactoria"

Los elementos tipo diafragmas y rigidizadores no serán evaluados ya que cumple con las solicitaciones

## Evaluación Analítica de acuerdo con The Manual for Bridge Evaluation del Puente sobre el Río Chorlaví

Para el tablero de hormigón

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso de la losa  $w_{losa} := 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$W_{DC} := 0.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso de la acera  $w_{ac} := 2164 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$W_{DW} := 1.78 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$W_{IMLL} := 2.91 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal de la losa

Momento Nominal por momento positivo  $M_p := 5.914 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa1} := 5.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Momento Nominal por momento negativo  $M_N := 3.405 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa2} := 3.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de clasificación (RF)

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.95$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nlosa1} + R_{nlosa2} = 8.854 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 1.0670594$$

Para las vigas de acero A588

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$$W_{DC} := w_{ba} \cdot \frac{S^2}{10} = 0.007 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso de la acera  $w_{ac} := 2164 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$$W_{DW} := 1.78 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$$W_{IMLL} := 978.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal de la losa

$$R_{ny} := 3532.806 \text{ tonnef} \cdot 1 \text{ m} = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Factor de clasificación (RF)

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.85$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nv} = 3002.885 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 1.752073$$

# REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL

## 1. INFORMACIÓN GENERAL

REPORTE No	1.1	FECHA:	09 / Octubre / 2023	HORA:	15:00
UBICACIÓN	Avenida Tramo Norte		REFERENCIAS	Redondel Cota 14600, Rto Chorlauí	

## 2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN

NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chumorro, 2 Ayudantes

CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Nublado

CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal

TIPO DE PUENTE:	Losa hormigón y Vigas de Acero	CÓDIGO DEL PUENTE	T1
LONGITUD	58m	ANCHO	27m
		ALTURA	

EQUIPOS: Cinta de 30m, Cámara, Nivel, Linterna, Estacas, Equipo de protección personal

## 3. COMPONENTES INSPECCIONADOS

ELEMENTOS INSPECCIONADOS: Tablero de hormigón armado, acero exterior, barandas de pasamanos, oblativa, baranda ciclovía, juntas, vigas longitudinales, aceras centrales o parterre central, estribos, capa de rodamiento de asfalto, señalización, sistemas de drenaje

## 4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:

TIPO	Tabla de hormigón	CÓDIGO	T01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Tablero de hormigón armado, con aceras de 2m, barreras de pasamanos y ciclovía, parterre central				
	CANTIDAD: 1566 m <sup>2</sup>				
	OBSERVACIONES: No presenta daño excesivos pero requiere limpieza del sistema de drenaje, no presenta abrasión				

TIPO	Acera de hormigón	CÓDIGO	Ac01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Acera para uso peatonal de hormigón armado, incluye las del parterre central				
	CANTIDAD: 116 m <sup>2</sup> de acera exterior una en cada calzada y central de 58 m <sup>2</sup> dando un total de 116 m <sup>2</sup>				
	OBSERVACIONES: No presenta daños excesivos para requieren limpieza, leves desprendimiento que no comprometen su estructura				

TIPO	Barandillas de acero	CÓDIGO	BM01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Tubos de Acero A36 de 100x6mm y 75x4mm, con postes con alma: 970x120x12mm y ala de 720x90x9mm				
	CANTIDAD: 2 filas de diámetro Ø0.1m de 58m y una fila de Ø0.75m de 58m con postes cada 1.96m				
	OBSERVACIONES: Leves signos de corrosión y requieren limpieza				

TIPO	Vigas de Acero	CÓDIGO	V02	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Vigas de Acero tipo I ASTM A588 de alta resistencia a la corrosión.				
	CANTIDAD: 10 vigas de 58m de longitud				
	OBSERVACIONES: Presentan corrosión y ninguna deformación importante incluyendo diafragmas, arriostamientos, etc				

TIPO	Estribos de hormigón	CÓDIGO	E01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Incluye los elementos de contención y prolongaciones				
	CANTIDAD: 31,24m incluye muros de ala y muro de contención				
	OBSERVACIONES: Presenta pequeños desprendimientos provocados por la humedad y el agua, lo que puede provocar corrosión en el acero de refuerzo				
TIPO	Junta. Expansión strip seal	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión de neopreno shore 60 con láminas de acero				
	CANTIDAD: 8,50m en cada calzada total de 17m				
	OBSERVACIONES: Presenta acumulación de la grava del pavimento necesita limpieza y pequeños desprendimientos				
TIPO	Junta de expansión SS	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión tipo transflex, por la altura del puente se dificulta la visibilización.				
	CANTIDAD: 84m				
	OBSERVACIONES: Difícil de visualizar pero se puede decir que no presenta desprendimiento o deflexiones.				
TIPO	Capa de rodamiento asf.	CÓDIGO	SRO1	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Superficie de capa de rodamiento de asfalto				
	CANTIDAD: 597,40 m <sup>2</sup>				
	OBSERVACIONES: Presenta pequeños desprendimientos de material pétreo que se acumula en los extremos				
TIPO	Sist. drenaje de hormigón	CÓDIGO	D01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Drenaje a los extremos en forma típica de cunetas en puentes				
	CANTIDAD: 58 m por cada calzada con un total de 80 m				
	OBSERVACIONES: Presentan acumulación de material pétreo pero no impide el flujo de agua				
TIPO	Sist. drenaje tipo PVC	CÓDIGO	D03	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Tuberías de drenaje para descarga de agua				
	CANTIDAD: 58 m				
	OBSERVACIONES: Leves deformaciones pero no abstrucciona el flujo.				
TIPO		CÓDIGO		UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD:				
	OBSERVACIONES:				

# REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL

## 1. INFORMACIÓN GENERAL

REPORTE No	2-1	FECHA:	16/Octubre/2023	HORA:	10:00
UBICACIÓN	Anillo Vial Tramo Norte	REFEREN	Rio Chirilavi		

## 2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN

NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chumorro, 2 ayudantes					
CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Despejado					
CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal					
TIPO DE PUENTE:	Tablero de hormigón y vigas de acero	CÓDIGO DEL PUENTE		T1	
LONGITUD	58m	ANCHO	27m	ALTURA	
EQUIPOS: Onda de 30m, cámara, nivel, equipo de protección personal, Altimetro					

## 3. COMPONENTES INSPECCIONADOS

ELEMENTOS INSPECCIONADOS Tablero de hormigón armado, aceras centrales y exteriores de hormigón, barandas de acero para pasamanos y ciclovia, juntas, viga longitud. A588 estribos de hormigón, Superficie de rodamiento de asfalto, sistemas de drenaje de hormigón y de tuberías de PVC.

## 4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:

TIPO	Tablero de hormigón armado	CÓDIGO	T01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Tablero de hormigón, sin aceras centrales y exteriores, sin barandas de pasamanos y ciclovia					
CANTIDAD: 1566 m <sup>2</sup>					
OBSERVACIONES: No presenta daños relevantes solo requiere limpieza					

### CONDICIÓN DE ESTADO (CE)

DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA
DELAMINACIÓN	✓			
ACERO EXPUESTO	✓			
ÓXIDO		✓		
GRIETAS	✓			
ABRASIÓN	✓			
ASENTAMIENTOS	✓			
SOCAVACIÓN	✓			
DAÑOS	✓			

TIPO	Aceras de hormigón	CÓDIGO	AC01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Acera de uso peatonal y las aceras centrales					
CANTIDAD: 232 m <sup>2</sup> de aceras exteriores y 116 m <sup>2</sup> de aceras centrales					
OBSERVACIONES: No presenta daños relevantes					

### CONDICIÓN DE ESTADO (CE)

DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA
DELAMINACIÓN	✓			
ACERO EXPUESTO	✓			
ÓXIDO		✓		
GRIETAS	✓			
ABRASIÓN	✓			
ASENTAMIENTOS	✓			
SOCAVACIÓN	✓			
DAÑOS	✓			

TIPO	Arrendas de acero	CÓDIGO	B401	UNIDAD	777
	DESCRIPCIÓN: Tubos de acero A36 de 100x6mm y 75x4mm, con postes con alma 90x120x12mm y ala de 70x90x9mm.				
	CANTIDAD: 2 filas de tubos de 100x6mm y una fila de 75x4mm y postes cada 1.96m, longitud 58m				
	OBSERVACIONES: Levas signos de corrosión y requieren limpieza				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
Corrosión		✓			
Grietas	✓				
Conexión	✓				
Distorsión	✓				
Asentamiento	✓				
Sorucción	✓				
Daños	✓				
TIPO	Vigas de acero A588	CÓDIGO	V02	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Vigas de acero tipo I ASTM A588 de alta resistencia a la corrosión				
	CANTIDAD: 10 vigas longitudinales de 58m				
	OBSERVACIONES: Presenta manchas por corrosión y distorsión que no requiere corrección				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
Corrosión			✓		
Grietas	✓				
Conexión	✓				
Distorsión		✓			
Asentamientos	✓				
Sorucción	✓				
Daños	✓				
TIPO	Estribos de hormigón arma.	CÓDIGO	E01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Incluye muros de contención y muros de ala				
	CANTIDAD: 31.26m				
	OBSERVACIONES: Presenta grandes manchas por óxido				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
Delaminación	✓				
Acero expuesto	✓				
Óxido			✓		
Grietas	✓				
Abrasión	✓				
Asentamientos	✓				
Sorucción	✓				
Daños	✓				
TIPO	Junta de expansiones slip on	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión de neopreno shore 60 con tornillos de acero				
	CANTIDAD: 34 m en total, 8, sin en cada extremo de la catwalk				
	OBSERVACIONES: fugas mínimas con altura máxima mas del 50%				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
Fugas		✓			
Adherencia Junta		✓			
Daño en la junta	✓				
Grietos en sello		✓			
Impact. escambios	✓				
Plat. adyacente	✓				
Deterioro		✓			
Daños	✓				



**5. FOTOGRAFÍAS Y DOCUMENTACIÓN ADICIONAL**



**Tablero de hormigón armado**

**Código: T01**



**Acera de hormigón**

**Código: AC01**



**Barandillas de acero**

**Código: BM01**



**Barandas de Ciclovía**

**Código: BM01**



**Vigas de Acero A588**

**Código: V02**



**Vigas de Acero A588**

**Código: V02**

			
<b>Estribos de hormigón armado</b>	<b>Código: E01</b>	<b>Junta de expansión Strip Seal Neopreno Shore 60</b>	<b>Código: J01</b>
			
<b>Superficie de rodamiento de asfalto</b>	<b>Código: SR01</b>	<b>Junta de expansión tipo transflex</b>	<b>Código: J01</b>
			
<b>Sistema de drenaje de hormigón</b>	<b>Código: D01</b>	<b>Sistema de drenaje tipo PVC</b>	<b>Código: V02</b>



**Reporte de Inspección de Nivel 1 o de Inventario**

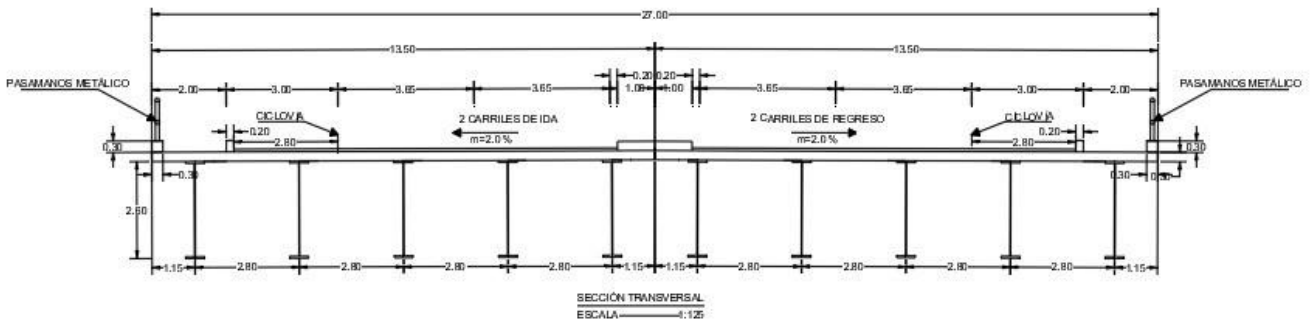
**Acumulación de basura en el sistema de drenaje de los extremos**



**Reporte de Inspección de Nivel 2**

**Condiciones meteorológicas e iluminación**

## Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Santo Domingo del Corredor Periférico Sur de la ciudad de Ibarra



### Evaluación de Losa de Hormigón Armado Propiedades del tablero

Recubrimiento superior	$R_{sup} := 5 \text{ cm}$
Recubrimiento inferior	$R_{inf} := 5 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero de refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del hormigón	$\gamma_h := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Peso específico de la capa de rodadura	$\gamma_{cr} := 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

### Dimensiones

Espaciamiento entre vigas	$S := 2.8 \text{ m}$
Número de vigas	$n_v := 10$
Ancho del tablero	$a_{ta} := 27 \text{ m}$
Espesor del tablero	$e_{ta} := 30 \text{ cm}$
Número de carriles	$n_{carr} := 4$
Ancho de la calzada	$a_v := 7.30 \text{ m}$
Espesor capa de rodadura	$e_{cr} := 5 \text{ cm}$
Longitud del volado	$L_{vo} := 1.15 \text{ m}$
Ancho de la viga	$b_j := 50 \text{ cm}$
Altura de la viga	$h_{vi} := 2.60 \text{ m}$
Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia última a la tensión Acero A36	$f_{u36} := 4100$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A36	$f_{y36} := 2550$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Peso específico del Acero A36	$\gamma_{A36} := 7800$	$\frac{kgf}{m^3}$
Diámetro Tubo Barandas	$\phi_l := 100$	$mm$
Espesor Tubo Barandas	$e_l := 4$	$mm$
Ancho del bloque para alivianamiento para acera exterior	$a_{bloe} := 40$	$cm$
Altura del bloque para alivianamiento para acera exterior	$h_{bloe} := 15$	$cm$
Peso del bloque exterior por unidad de longitud	$w_{bloe} := 52$	$\frac{kgf}{m}$
Peso del bloque interior por unidad de longitud	$w_{bloi} := 35$	$\frac{kgf}{m}$
Número de acera de los extremos	$n_{ae} := 2$	
Número de acera intermedias	$n_{ai} := 2$	
Longitud del puente	$L := 23$	$m$

## Cálculo de pesos

Los factores de mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads:

$$\text{Factor para carga muerta DC} \quad \gamma_{DCmax} := 1.25$$

$$\text{Factor para carga muerta DW} \quad \gamma_{DWmax} := 1.50$$

$$\text{Factor para carga viva LL} \quad \gamma_{LL} := 1.75$$

Carga Muerta,  $W_{DC}$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{losa} := \gamma_h \cdot e_{ta} \cdot 1 \text{ m} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la barrera

$$w_{ba} := 2 \cdot \left( \phi_1 \cdot e_1 \cdot \gamma_{A36} \right) = 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta  $W_{DC}$

$$W_{DC} := w_{losa} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Muerta,  $W_{DW}$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} := \gamma_{cr} \cdot e_{cr} \cdot 1 \text{ m} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta  $W_{DW}$

$$W_{DW} := w_{cr} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Combinación por Resistencia I

$$W_D := \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} + \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW} = 1.069 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2- Load Factors for Permanent Loads  $\gamma_P$

## Momento por Carga Muerta

Cálculos de momentos por carga muerta positivo y negativo

$$M_D := \left( \frac{W_D \cdot S^2}{10 \cdot 1 \text{ m}} \right) = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Positivo  $M_{(+)}=M_1$

$$M_{PDL} := M_D = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Negativo  $M_{(-)}=M_2$

$$M_{NDL} := M_D = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

## Momento por Carga Viva

$$S = 2.8 \text{ m}$$

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{(+)} = M_{(PLL)}$

$$ID \quad S' \quad \begin{pmatrix} M'_{PLL} \\ \text{tonnef} \cdot \text{m} \\ \text{m} \end{pmatrix}$$

0	2.743	2.8395
1	2.819	2.9211
2	2.896	2.9892
3	2.972	3.0572
4	3.048	3.1253
5	3.124	3.1888

*Nota.* Se cambió las unidades metros (m) y tonelada por metro sobre metro (tonnef m/m), adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table A4-1-Maximum Live Load Moments per Unit Width.

$$ID_1 := 0$$

$$S_1 := S'_{ID_1} = 2.743 \text{ m} \quad M_{PLL1} := M'_{PLL ID_1} = 2.84 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$ID_2 := 1$$

$$S_2 := S'_{ID_2} = 2.819 \text{ m} \quad M_{PLL2} := M'_{PLL ID_2} = 2.921 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

*Nota.* En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según el espaciamiento entre vigas.

Interpolación Lineal del Momento Positivo por Carga Viva

$$M'_{PLL} := M_{PLL1} + \frac{(M_{PLL2} - M_{PLL1}) \cdot (S - S_1)}{(S_2 - S_1)} = 2.901 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Estado Límite de Combinación de Carga

$$\gamma_P := 1.75$$

*Nota.* AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2-Load Factors and Load Factors

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{PLL}$

$$M_{PLL} := \gamma_P \cdot M'_{PLL} = 5.076 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Momento Negativo por Carga Viva $M_{(-)}=M_{(NLL)}$

$$a_{vi} := 50 \text{ cm}$$

$$CL := \frac{a_{vi}}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$ID \quad CL' \quad \left( \begin{array}{c} M'_{NLL} \\ \text{tonnef} \cdot \frac{m}{m} \end{array} \right)$$

ID	CL'	$M'_{NLL}$
0	0	3.865
1	75	3.465
2	150	3.071
3	230	2.672
4	305	2.277
5	460	2.032
6	610	1.882

$$ID_1 := 3$$

$$CL_1 := CL'_{ID_1} = 230 \text{ mm} \quad M_{NLL1} := M'_{NLL ID_1} = 2.672 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$ID_2 := 4$$

$$CL_2 := CL'_{ID_2} = 305 \text{ mm} \quad M_{NLL2} := M'_{NLL ID_2} = 2.277 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Interpolación Lineal del Momento Negativo por Carga Viva

$$M_{NLL} := M_{NLL1} + \frac{M_{NLL2} - M_{NLL1}}{CL_2 - CL_1} (CL - CL_1) = 2.567 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

## Momentos Totales

Momentos Totales Positivos  $M_{(+)}=M_P$

$$M_P := M_{PLL} + M_{PDL} = 5.914 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momentos Totales Negativos  $M_{(-)}=M_N$

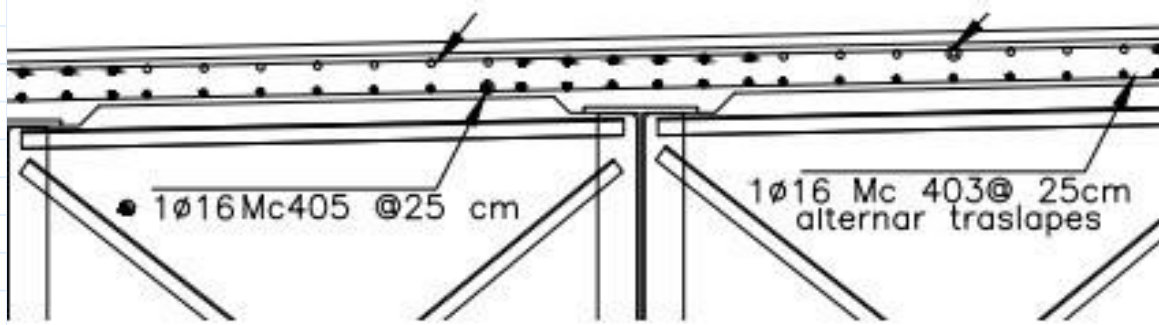
$$M_N := M_{NLL} + M_{NDL} = 3.405 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Table A4-1—Maximum Live Load Moments per Unit Width, kip-ft/ft

S	Positive Moment	Negative Moment							
		Distance from CL of Girder to Design Section for Negative Moment							
		0.0 in.	3 in.	6 in.	9 in.	12 in.	18 in.	24 in.	
4 ft	-0 in.	4.68	2.68	2.07	1.74	1.60	1.50	1.34	1.25
4 ft	-3 in.	4.66	2.73	2.25	1.95	1.74	1.57	1.33	1.20
4 ft	-6 in.	4.63	3.00	2.58	2.19	1.90	1.65	1.32	1.18
4 ft	-9 in.	4.64	3.38	2.90	2.43	2.07	1.74	1.29	1.20
5 ft	-0 in.	4.65	3.74	3.20	2.66	2.24	1.83	1.26	1.12
5 ft	-3 in.	4.67	4.06	3.47	2.89	2.41	1.95	1.28	0.98
5 ft	-6 in.	4.71	4.36	3.73	3.11	2.58	2.07	1.30	0.99
5 ft	-9 in.	4.77	4.63	3.97	3.31	2.73	2.19	1.32	1.02
6 ft	-0 in.	4.83	4.88	4.19	3.50	2.88	2.31	1.39	1.07
6 ft	-3 in.	4.91	5.10	4.39	3.68	3.02	2.42	1.45	1.13
6 ft	-6 in.	5.00	5.31	4.57	3.84	3.15	2.53	1.50	1.20
6 ft	-9 in.	5.10	5.50	4.74	3.99	3.27	2.64	1.58	1.28
7 ft	-0 in.	5.21	5.98	5.17	4.36	3.56	2.84	1.63	1.37
7 ft	-3 in.	5.32	6.13	5.31	4.49	3.68	2.96	1.65	1.51
7 ft	-6 in.	5.44	6.26	5.43	4.61	3.78	3.15	1.88	1.72
7 ft	-9 in.	5.56	6.38	5.54	4.71	3.88	3.30	2.21	1.94
8 ft	-0 in.	5.69	6.48	5.65	4.81	3.98	3.43	2.49	2.16
8 ft	-3 in.	5.83	6.58	5.74	4.90	4.06	3.53	2.74	2.37
8 ft	-6 in.	5.99	6.66	5.82	4.98	4.14	3.61	2.96	2.58
8 ft	-9 in.	6.14	6.74	5.90	5.06	4.22	3.67	3.15	2.79
9 ft	-0 in.	6.29	6.81	5.97	5.13	4.28	3.71	3.31	3.00
9 ft	-3 in.	6.44	6.87	6.03	5.19	4.40	3.82	3.47	3.20
9 ft	-6 in.	6.59	7.15	6.31	5.46	4.66	4.04	3.68	3.39
9 ft	-9 in.	6.74	7.51	6.65	5.80	4.94	4.21	3.89	3.58
10 ft	-0 in.	6.89	7.85	6.99	6.13	5.26	4.41	4.09	3.77
10 ft	-3 in.	7.03	8.19	7.32	6.45	5.58	4.71	4.29	3.96
10 ft	-6 in.	7.17	8.52	7.64	6.77	5.89	5.02	4.48	4.15
10 ft	-9 in.	7.32	8.83	7.95	7.08	6.20	5.32	4.68	4.34
11 ft	-0 in.	7.46	9.14	8.26	7.38	6.50	5.62	4.86	4.52
11 ft	-3 in.	7.60	9.44	8.55	7.67	6.79	5.91	5.04	4.70
11 ft	-6 in.	7.74	9.72	8.84	7.96	7.07	6.19	5.22	4.87
11 ft	-9 in.	7.88	10.01	9.12	8.24	7.36	6.47	5.40	5.05
12 ft	-0 in.	8.01	10.28	9.40	8.51	7.63	6.74	5.56	5.21
12 ft	-3 in.	8.15	10.55	9.67	8.78	7.90	7.02	5.75	5.38
12 ft	-6 in.	8.28	10.81	9.93	9.04	8.16	7.28	5.97	5.54
12 ft	-9 in.	8.41	11.06	10.18	9.30	8.42	7.54	6.18	5.70
13 ft	-0 in.	8.54	11.31	10.43	9.55	8.67	7.79	6.38	5.86
13 ft	-3 in.	8.66	11.55	10.67	9.80	8.92	8.04	6.59	6.01
13 ft	-6 in.	8.78	11.79	10.91	10.03	9.16	8.28	6.79	6.16
13 ft	-9 in.	8.90	12.02	11.14	10.27	9.40	8.52	6.99	6.30
14 ft	-0 in.	9.02	12.24	11.37	10.50	9.63	8.76	7.18	6.45
14 ft	-3 in.	9.14	12.46	11.59	10.72	9.85	8.99	7.38	6.58
14 ft	-6 in.	9.25	12.67	11.81	10.94	10.08	9.21	7.57	6.72
14 ft	-9 in.	9.36	12.88	12.02	11.16	10.30	9.44	7.76	6.86
15 ft	-0 in.	9.47	13.09	12.23	11.37	10.51	9.65	7.94	7.02

Nota. En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según CL que es la mitad del ancho de viga.

## Evaluación del Refuerzo Transversal Positivo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} = 16 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

*Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction*

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{nlosap}} := \frac{M_P}{\phi \cdot d^2} = 11.221 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{nlosap}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0027377$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 6.625 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 303.478 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Diseño o Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 8.445 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.017 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } \frac{c}{d} \leq \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{cl}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 29000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 1.972 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

Cálculo de  $f_s$

Momento Positivo no mayorado

$$M_{PM} := \frac{M_{PDL}}{1.25} + \frac{M_{PLL}}{1.75} = 3.571 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.01387$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 155.425 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.351$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 84.954 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{t} \left( \frac{k \cdot d^3}{3} + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 \right) = 363061.279 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 157.046 \text{ mm}$$

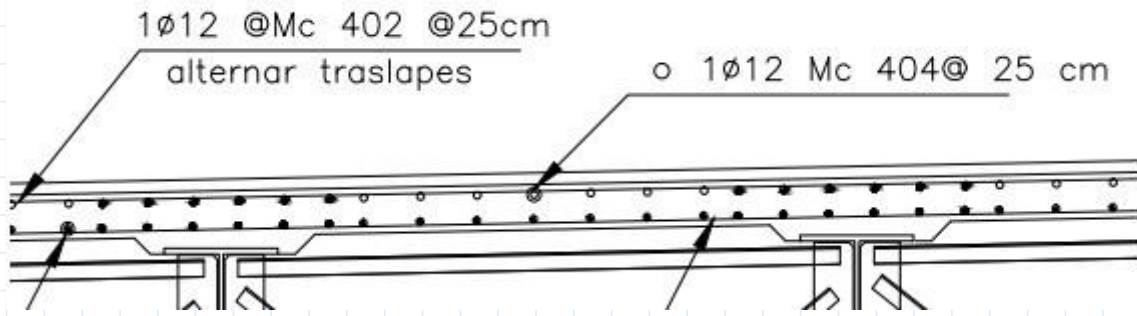
$$f_s := \frac{n \cdot M_{PM} \cdot y}{I_t} = 1235.745 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} & \end{cases}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal positivo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  16 @ 25 cm

## Evaluación del Refuerzo Transversal Negativo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} = 12 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{hlosan}} := \frac{M_N}{\phi \cdot d^2} = 6.354 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{hlosan}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0015336$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 3.742 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 302.242 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{else} \end{cases}$$

||  $E_{\text{evaluación}} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”}$  ||

||  $E_{\text{evaluación}} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla”}$  ||

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 4.75 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.008 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.009 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } c \leq 0.003 \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 56 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 28000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 2.019 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Cálculo de $f_s$

Momento Negativo no mayorado

$$M_{NM} := \frac{M_{NDL}}{1.25} + \frac{M_{NLL}}{1.75} = 2.137 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.00808$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 276.311 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.262$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 64.002 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{3} k \cdot d^3 + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 = 204647.139 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 179.998 \text{ mm}$$

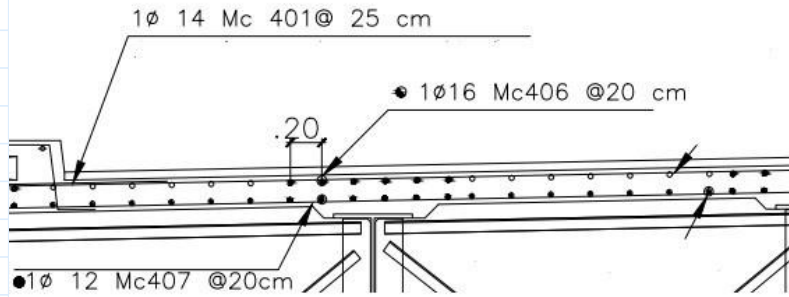
$$f_s := \frac{n \cdot M_{NM} \cdot y}{I_t} = 1503.672 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} & \end{cases}$$

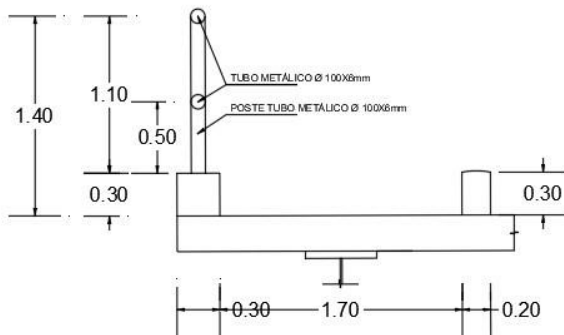
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal negativo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 25 cm

## Evaluación del acero de refuerzo transversal del volado exterior de la losa



### Análisis de barreras



$$h_{vi} := 30 \text{ cm}$$

Tipo de barrera de tráfico: TL-4

Table A13.2-1—Design Forces for Traffic Railings

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
$F_t$ Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
$F_L$ Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
$F_v$ Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
$L_t$ and $L_L$ (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
$L_v$ (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
$H_e$ (min) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum $H$ Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

Fuerza transversal

$$F_t := 24.5 \text{ tonnef}$$

Fuerza longitudinal

$$F_L := 8.15 \text{ tonnef}$$

Fuerza vertical hacia abajo

$$F_v := 8.15 \text{ tonnef}$$

Altura mínima de la baranda

$$H_e := 81 \text{ cm}$$

Altura de hormigón en la barrera desde la losa

$$H_h := 81 \text{ cm}$$

Altura de la barrera desde la losa al centro del tubo

$$H_T := 125 \text{ cm}$$

$$L_t := 107 \text{ cm}$$

$$L_L := L_t = 107 \text{ cm}$$

$$L_v := 548.5 \text{ cm}$$

Datos y propiedades del tubo inferior y superior

Diámetro  $\phi_{tubo} := 10 \text{ cm}$

Espesor  $e_{tubo} := 6 \text{ mm}$

Distancia de la barrera al centro del tubo  $h_{tubo} := 50 \text{ cm}$

Espaciamiento entre postes  $S_{poste} := 1.45 \text{ m}$

Resistencia de perfiles de acero  $f_{y36} = 2550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$   
 $f_{u36} = 4100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Espesor de la losa

Evaluación :=  $\begin{cases} \text{if } e_{ta} > 7 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 9.7.1.1 Minimum Depth and Cover

Evaluación = “Satisfactoria”  $8 \text{ in} = 0.203 \text{ m}$

Espesor del volado

$e_{vo} := e_{ta} = 30 \text{ cm}$

Evaluación :=  $\begin{cases} \text{if } e_{vo} \geq 8 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 13.7.3.1.2 New Systems Railing Design

Evaluación = “Satisfactoria”

Módulo plástico de la sección  $w_{tubo} := \left( \frac{\left( \phi_{tubo} + \frac{e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} - \frac{\left( \phi_{tubo} - \frac{e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} \right) = 30009 \text{ mm}^3$

Momento resistente a la fluencia del tubo

$M_P := f_{y36} \cdot w_{tubo} = 0.765 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$  A13.3.2-3

Datos y propiedades del poste

Módulo Plástico de la sección

$w_{poste} := w_{tubo} = 30009 \text{ mm}^3$

Fuerza resistente a colisiones del poste de acero A36 de la barrera

$$P_P := \frac{w_{\text{poste}} \cdot f_{y36}}{h_{\text{tubo}}} = 1.53 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema de poste y tubo

$$R_R := \frac{2 \cdot M_P + 2 \cdot P_P \cdot S_{\text{poste}} \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot S_{\text{poste}} - L_t} = 3.262 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema poste y tubo en una región interna de la barrera

$$R'_R := \frac{16 \cdot M_P}{2 \cdot 1 \cdot S_{\text{poste}} - L_t} = 6.691 \text{ tonnef}$$

Área del refuerzo transversal de la viga de la barrera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 25 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$s := 25 \text{ cm}$$

$$A_{rt} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{A_{rt} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot s} = 0.798 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rt} := h_{vi} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera con respecto al eje longitudinal

$$M_c := A_{rt} \cdot f_y \cdot \left( d_{rt} - \frac{a}{2} \right) \cdot \frac{1}{s} = 4.56 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Área del refuerzo longitudinal en la acera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 25 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$s := 30 \text{ cm}$$
$$A_{rl} := \left| \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) \right| = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{4 \cdot A_{rl} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot s} = 2.661 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rl} := h_{vi} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} - \phi = 23.2 \text{ cm}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera con respecto al eje vertical

$$M_w := 4 \cdot A_{rl} \cdot f_y \cdot \left( d_{rl} - \frac{a}{2} \right) = 4.383 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Capacidad para colisiones de la región interior de la barrera de hormigón

Longitud de la línea de fluencia para una región interior

$$L_{ci} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot H_h \cdot M_w}{M_c}} = 3.087 \text{ m}$$

Resistencia interior

$$R_{wi} := \frac{2}{2 \cdot L_{ci} - L_t} \cdot \left( 8 \cdot M_w + \frac{M_c \cdot L_{ci}^2}{H_h} \right) = 34.764 \text{ tonnef}$$

Capacidad para colisiones de la región cerca de las juntas

Longitud de la línea de fluencia para una región exterior

$$L_{ce} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H_h \cdot M_w}{M_c}} = 1.567 \text{ m}$$

Resistencia interior

$$R_{we} := \frac{2}{2 \cdot L_{ce} - L_t} \cdot \left( M_w + \frac{M_c \cdot L_{ce}^2}{H_h} \right) = 17.643 \text{ tonnef}$$

Evaluación del sistema de acera de hormigón y barrera de acero

Resultante de impacto en una región interior

$$R_{TI} := R'_R + R_{wi} = 41.454 \text{ tonnef}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } R_{TI} > F_t \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$$

Evaluación = “Satisfactoria”

Altura de la resultante del sistema de acera de hormigón y barrera de acero, interior

$$Y_{TI} := \frac{R'_R \cdot H_T + R_{wi} \cdot H_h}{R_{TI}} = 88.101 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } Y_{TI} > H_e \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} = \text{“Satisfactoria”}$$

Resultante de impacto en una región exterior cerca de las juntas

$$R_{TE} := R_R + R_{we} = 20.905 \text{ tonnef}$$

$$R_{TE} := 28.054 \text{ tonnef}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluación} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } R_{TE} > F_t \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{array} \right\| \\ \left\| \right\| \end{array} \right\| = \text{“Satisfactoria”}
 \end{array}$$

Altura de la resultante del sistema de hormigón y barandas de acero, exterior

$$Y_{TE} := \frac{R_R \cdot H_T + R_{we} \cdot H_h}{R_{TE}} = 65.473 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluación} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Y_{TE} > H_e \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{array} \right\| \\ \left\| \right\| \end{array} \right\| = \text{“No cumple los requisitos”}
 \end{array}$$

Impacto en el poste cerca de las juntas

$$R'_w := \frac{R_{we} \cdot H_h - P_P \cdot H_T}{H_h} = 15.281 \text{ tonnef}$$

$$R_{TP} := R_R + P_P + R'_w = 20.073 \text{ tonnef}$$

$$R_{TP} := 24.855 \text{ tonnef}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluación} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } R_{TP} > F_t \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{array} \right\| \\ \left\| \right\| \end{array} \right\| = \text{“Satisfactoria”}
 \end{array}$$

$$Y_{TP} := \frac{P_P \cdot H_T + R_R \cdot H_T + R'_w \cdot H_h}{R_{TP}} = 73.9 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluación} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Y_{TP} > H_e \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{array} \right\| \\ \left\| \right\| \end{array} \right\| = \text{“No cumple los requisitos”}
 \end{array}$$

Ancho de la barrera

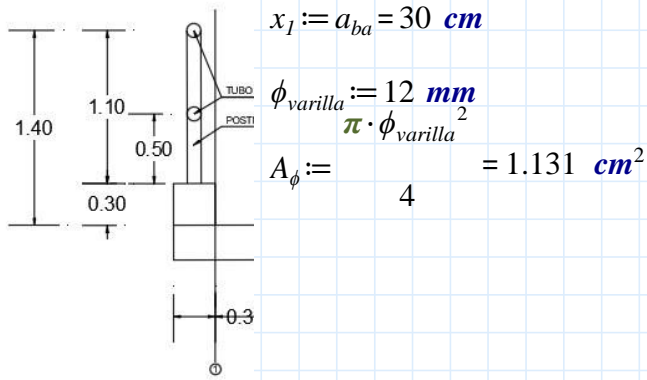
$$a_{ba} := 30 \text{ cm}$$

Altura de la barrera

$$h_{ba} := 1.1 \left( m \right)$$

$$T := \max \left( \begin{array}{l} \left( L_{ci} \frac{R_{wi}}{+2 \cdot h_{ba}} \right) , \left( L_{ce} \frac{R_{we}}{+2 \cdot h_{ba}} \right) \right) = 6.575 \text{ tonnef} \\ m
 \end{array}$$

## Evaluación del volado en la cara interna de la barrera sección 1



Factor de resistencia para Evento Extremo

$$\phi_{\text{ext}} := 1$$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{\text{losa}} := \gamma_h \cdot e_{ta} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera respecto a un eje longitudinal

$$M_c = 4.56 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{\text{losa}} \cdot x_1^2}{2} = 0.041 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado de la sección 1 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{ba} \cdot x_1}{2} = 0.001 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado total en la sección 1

$$M_{\text{total}} := M_c + M_{DClosa} + M_{DCba} = 4.602 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{\text{sup}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{\text{total}}}{\phi_{\text{ext}} \cdot d_e^2} = 77.296 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.001871$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 1.3.2 Limit State y Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 4.566 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_\phi}{A_s} = 24.77 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

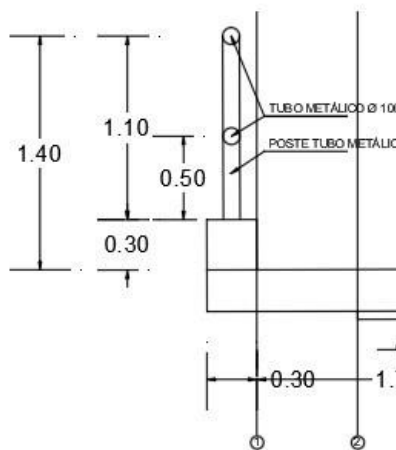
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

Evaluación en la cara externa de la viga, sección 2



$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Distancia de la sección 2

$$x_2 := a_{vi} = 25 \text{ cm}$$

$$A_\phi := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Tensión axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grado a cada lado de la barrera hasta la sección 2

$$l_{ad} := 2 \cdot \left( \frac{L_{vo} - x_2 - x_1}{2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg} = 0.837 \text{ m}$$

$$T := \max \left( \frac{R_{wi}}{L_{ci} + 2 \cdot h_{ba} + l_{ad}}, \frac{R_{we}}{L_{ce} + 2 \cdot h_{ba} + l_{ad}} \right) = 5.676 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Longitud de la línea de influencia para una región interior, dato del análisis de barreras

$$L_{ci} = 3.087 \text{ m}$$

Momento resistente de la barrera por colisión

$$M_{c2} := \left( L_{ci} + \left( 2 \cdot \left( \frac{M_c \cdot L_{ci}}{L_{vo} - x_1 - x_2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg} \right) \right) = 3.724 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \left( \frac{L_{vo}}{2} \right)^2 = 0.595 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \left( \frac{w_{ba} \cdot x_1}{2} \right) = 0.00117 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento total mayorado en la sección 2

$$M_{utot2} := M_{c2} + M_{DClosa} + M_{DCba} = 4.321 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot2}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 73.778 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.001785$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 4.319 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_s}{\phi} = 46.552 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

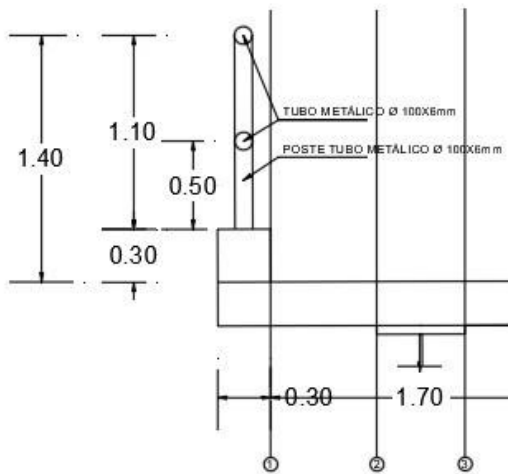
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 2 cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

## Evaluación en la cara interna de la viga sección 3

La longitud de colisión  $L_c$  aumenta 30 grados a cada lado de la barrera y que el momento transmitido a la viga interior es igual al 25% de la viga exterior



$$M_c = 4.56 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{cint} := 0.25 \cdot M_c = 1.14 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento  $M_c$  transmitido a la cara interna de la viga exterior

$$M'_{c3} := \left( M_c + M_{cint} \cdot \frac{a_{vi} - x_1}{a_{vi}} - M_{cint} \right) = 1.14 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Relación entre el momento de la sección 3 y el momento en el volado

$$rel := \frac{M'_{c3}}{M_c} = 0.25$$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3

$$M_{c3} := \left( L_{ci} + \sqrt{2 \cdot (L_{vo} - x_1 + x_2) \cdot \tan 30 \text{ deg}} \right) = 0.808 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \frac{L_{vo} + a_{vi}}{2} = 0.306 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{ba} \cdot \frac{x_1}{2} = 2.925 \cdot 10^{-4} \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento negativo por peso muerto en la sección 3

$$M_{unclm} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot \frac{W_D \cdot a_{vi}^2}{10 \text{ m}} = 0.008 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento total mayorado en la sección 3

$$M_{utot3} := M_{c3} + M_{DClosa} + M_{DCba} + M_{uncom} = 1.123 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot3}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 18.857 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.000451$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 1.1 \text{ cm}^2 \cdot m$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_s}{\phi} = 182.804 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

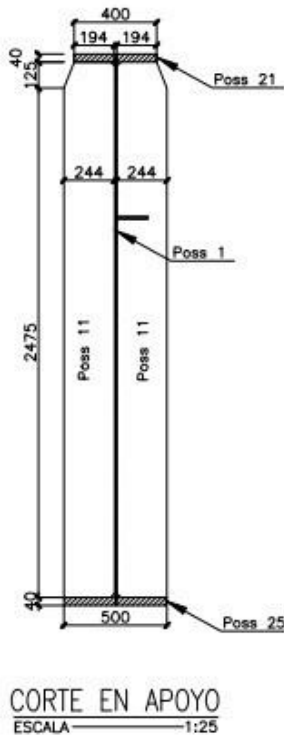
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 3 cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

## Evaluación de las Vigas Longitudinales de Acero A588 del Puente sobre el Río Chorlaví



### Dimensiones de las Vigas de Acero A588

Altura del alma	$h_{alma} := 2600 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_w := 12 \text{ mm}$
Ancho ala superior	$b_{fsup} := 400 \text{ mm}$
Espesor ala superior	$t_{fsup} := 40 \text{ mm}$
Ancho ala inferior	$b_{finf} := 500 \text{ mm}$
Espesor ala inferior	$t_{finf} := 40 \text{ mm}$

### Propiedades de las Vigas de Acero A588

Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

De acuerdo con la norma AASHTO LRFD en la sección 6.10.2 debemos verificar los límites de las proporciones de las vigas longitudinales

Revisión de esbeltez del alma de acuerdo con la sección 6.10.2.1.1, AASHTO LRFD, 2017

$$D := h_{alma} = 2.6 \text{ m} \quad t_w = 0.012 \text{ m} \quad h_v := h_{alma} + t_{finf} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$$

```

Evaluación := || if  $D \leq 150$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “No requiere rigidizadores longitudinales”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “Requiere rigidizadores longitudinales”
    
```

Evaluación = “Requiere rigidizadores longitudinales”

Podemos concluir que el uso de rigidizadores longitudinales es el adecuado en el diseño y corresponde a las especificaciones de los planos y debemos verificar los límites de la sección 6.10.2.1.2

```

Evaluación := || if  $D \leq 300$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “Satisfactoria”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “No cumple con los requisitos de las proporciones”
    
```

Evaluación = “Satisfactoria”

## Revisión de las proporciones del ala de las Vigas

Relación entre ancho y espesor del ala

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{fsup}}{2 \cdot t_{fsup}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{finf}}{2 \cdot t_{finf}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Relación entre el ancho del ala y altura del alma

```
Evaluación := || if  $b_{fsup} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "No cumple con los requisitos de las proporciones"

```
Evaluación := || if  $b_{finf} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Revisión que las alas proporciones resistencia al pandeo por corte

```
Evaluación := || if  $t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
```

Evaluación = "Satisfactoria"

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Revisión para no utilizar secciones extremadamente monosimétricas

Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y

$$I_{yc} := t_{fsup} \cdot \frac{b_{fsup}^3}{12} = 21333.333 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia del ala en tensión con respecto al eje y

$$I_{yt} := t_{finf} \cdot \frac{b_{finf}^3}{12} = 41666.667 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } 0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Cálculo de factores de distribución

Cálculo de Kg

En base a la sección transversal se debe hacer es calcular el centroide y el momento de inercia de la sección

Cálculo del centroide con respecto al eje inferior

$$A_1 := b_{finf} \cdot t_{finf} = 200 \text{ cm}^2$$

$$x_1 := \frac{b_{finf}}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$y_1 := \frac{t_{finf}}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$A_2 := h_{alma} \cdot t_w = 312 \text{ cm}^2$$

$$x_2 := 244 \text{ mm} + \frac{t_w}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$y_2 := t_{finf} + \frac{h_{alma}}{2} = 134 \text{ cm}$$

$$A_3 := b_{fsup} \cdot t_{fsup} = 160 \text{ cm}^2$$

$$x_3 := 50 \text{ mm} + \frac{b_{fsup}}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$y_3 := t_{finf} + h_{alma} + \frac{t_{fsup}}{2} = 266 \text{ cm}$$

Coordenada en X

Coordenada en Y

$$X_{cg} := \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$Y_{cg} := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$X_{cg} = 250 \text{ mm}$$

$$Y_{cg} = 1261.429 \text{ mm}$$

### Cálculo del momento de inercia

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y^2	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

$$I_{cg} := 0.087732873 \text{ m}^4 = 8773287.3 \text{ cm}^4$$

$$A := A_1 + A_2 + A_3 = 672 \text{ cm}^2$$

Razón entre módulos de acero y hormigón

$$n := 8$$

Distancia entre centros de gravedad entre el tablero y viga de acero

$$e_g := h_v - Y_{cg} + \frac{e_{ta}}{2} = 156.857 \text{ cm}$$

$$K_g := n \cdot (I_{cg} + e_g^2 \cdot A) = 2.025 \text{ m}^4$$

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas interiores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded:	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$
		Two or More Design Lanes Loaded:	$10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule			$N_b = 3$

Factor de distribución para Momento,  $g_{mint}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2.2b-1

Donde:

S= Separación entre vigas, mm

L= Longitud del tramo de la viga, mm<sup>4</sup>

ts= altura de la losa de hormigón armado, mm

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

Un carril cargado

$$g_{mint1} := 0.06 + \left( \frac{S}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.564$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mint2} := 0.075 + \left( \frac{S}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.665$$

$$g_{mint} := \max(g_{mint1}, g_{mint2}) = 0.665$$

Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2b-1, AASHTO LRFD, 2017.

```
Evaluación1 := || if 3.5 ft ≤ S ≤ 16 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>1</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación2 := || if 4.5 in ≤ ts ≤ 12 in
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>2</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación3 := || if 20 ft ≤ L ≤ 240 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>3</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación4 := || if nv ≥ 4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>4</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación5 := || if 10000 in4 ≤ Kg ≤ 7000000 in4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"
                ||
```

Evaluación<sub>5</sub> = "Satisfactoria"

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas exteriores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			$e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Factor de distribución para Momento,  $g_{mext}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2d-1

Donde:

S= Separación entre vigas,  $mm$

L= Longitud del tramo de la viga,  $mm^4$

$t_s$ = altura de la losa de hormigón armado,  $mm$

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

La distancia  $d_e$ , se tomará como positiva si el alma exterior está dentro de la carga interior de la barrera de tráfico y negativa si está fuera de la barrera de tráfico.

En nuestro caso se encuentra dentro de la barrera de tráfico, por lo tanto, el valor de  $d_e$  será positivo. Además, según The Manual for Bridge Evaluation, 2018 se evita el uso de factores multipresencia en la Evaluación de Puentes existentes.

$$d_e := L_{vo} - \frac{b_{fnf}}{2} = 900 \text{ mm}$$

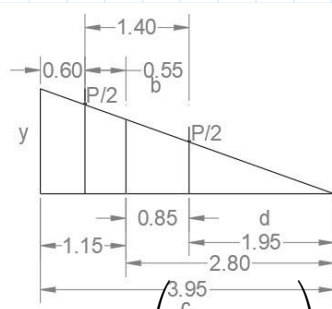
Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2d-1, AASHTO LRFD, 2017.

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } -305 \text{ mm} \leq d_e \leq 1676 \text{ mm} \\ \text{e} \\ \text{se} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"Satisfactoria"} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{"No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1"} \end{cases}$$

**Evaluación = "Satisfactoria"**

$$e := 0.77 + \frac{d_e}{2774 \text{ mm}} = 1.094$$

Un carril cargado (Regla de la Palanca)



**Nota.** No aplica el uso de factores multipresencia y la determinación de factores de distribución de corte no aplica ya que las vigas longitudinales no presentan daños importantes inducidos por corte, AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

$$g_{mext1} := 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 0.5}{3.95} \right) + 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 1.9}{3.95} \right) = 0.446$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mext2} := e \cdot g_{mint} = 0.728$$

$$g_{mext} := \max(g_{mext1}, g_{mext2}) = 0.728$$

## Cálculo de pesos

La carga muerta que resistirán las vigas de acero longitudinal se analizan como una sección compuesta y se asumirá que las cargas de barrera, aceras y capa de rodadura se distribuyen de manera igual a todas las vigas longitudinales.

Peso de la barrera de acero en las vigas longitudinales de una sección

$$w_{ba} = 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$
$$w_{bavi} := \frac{w_{ba}}{n_v} = 1.248 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

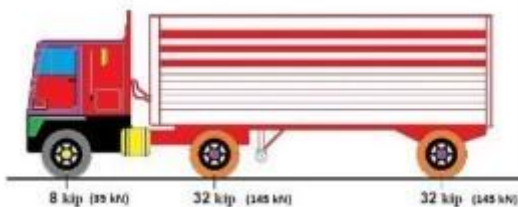
Peso total de la capa de rodadura a lo largo de las vigas longitudinales

$$w_{cr} := \frac{w_{cr}}{n_v} = 22.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

## Cálculo de momentos, cortante y esfuerzos

Se realizará la estimación del momento máximo producido por el camión de carga HL-93 y se utilizará el teorema de Barre y Líneas de influencia

Momento máximo 1 línea de carga HL-93 en sentido longitudinal



Carga distribuida para vehículos livianos

$$q := 0.95 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$x := 4.30 \text{ m}$$

$$R := 8 \text{ kip} + 2 \cdot 32 \text{ kip} \cdot 1.33 = 43.436 \text{ tonnef}$$

$$x_1 := \frac{32 \text{ kip} \cdot x \cdot 1.33}{R} = 1.911 \text{ m}$$

$$x_2 := \frac{32 \text{ kip} \cdot 2 \cdot x \cdot 1.33}{R} = 3.822 \text{ m}$$

$$x_T := x_1 + x_2 = 5.733 \text{ m}$$

$$C_k := x_T - 4.27 \text{ m} = 1.463 \text{ m}$$

$$a_k := \left( \frac{R}{L} \right) \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L = 10.915 \text{ m}$$

$$M_{k,max} := \left( \frac{R}{L} \right) \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L \cdot \left( \frac{2 \cdot R}{L} \right) + 2 \cdot q \cdot L = -8 \text{ kip} \cdot 1.33 \cdot x = 260.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Cálculo de momentos

Para determinar la carga que una sección compuesta puede resistir, consideramos tanto el tablero como las vigas trabajando juntas para soportar barreras y aceras. Para la carga muerta, utilizamos ecuaciones de estática. Calculamos la carga viva con líneas de influencia, utilizando el camión de diseño HL-93 para determinar el momento máximo, también se usará una carga de carril y camión por fatiga. El análisis se enfoca en vigas interiores. La elección de la normativa de AASTO Bridge Design Specifications, 2017 se basa en su concordancia con especificaciones de The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

Momentos máximos de carga viva por el camión de diseño HL-93, tándem, carga de carril (línea) y camión fatiga con sus respectivos aumentos IM

distancia	M <sub>ax</sub> . Camión	M <sub>ax</sub> . Tandem	Línea	IM33%+Línea	Camión fatiga	FATIGA + IM15%
0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0
0.4	9.90	8.32	4.13	17.3	9	10
0.8	19.41	16.33	8.11	33.9	18	20
1.2	28.53	24.04	11.96	49.9	26	30
1.5	37.27	31.45	15.67	65.2	34	39
1.9	45.62	38.56	19.24	79.9	41	48
2.3	53.87	45.59	22.66	94.3	49	56
2.7	61.49	52.13	25.95	107.7	55	64
3.1	68.73	58.36	29.10	120.5	62	71
3.5	75.58	64.30	32.11	132.6	68	78
3.8	82.04	69.93	34.97	144.1	73	84
4.2	88.40	75.49	37.70	155.3	79	90
4.6	95.25	80.74	40.29	167.0	84	97
5.0	101.72	85.50	42.74	178.0	90	103
5.4	107.75	89.96	45.04	188.4	95	109
5.8	113.35	94.12	47.21	198.0	100	115
6.1	118.53	98.20	49.24	206.9	104	119
6.5	123.55	101.98	51.13	215.5	108	124
6.9	128.14	105.46	52.88	223.3	111	128
7.3	132.05	108.45	54.49	230.1	114	131
7.7	135.52	111.13	55.96	236.2	117	134
8.1	138.61	113.74	57.29	241.6	119	136
8.4	141.51	116.05	58.47	246.7	120	138
8.8	143.97	118.05	59.52	251.0	122	140
9.2	146.00	119.75	60.43	254.6	123	141
9.6	147.35	120.96	61.20	257.2	123	141
10.0	148.35	122.09	61.83	259.1	123	141
10.4	149.12	122.93	62.32	260.7	122	141
10.7	149.46	123.45	62.67	261.5	121	140
11.1	149.36	123.68	62.88	261.5	120	138
11.5	148.83	123.61	62.95	260.9	118	136

Se determinó el momento máximo hasta la distancia de 11.5 m, porque se asume que la otra mitad de la sección tendrían los mismo momentos, es decir, haría el efecto espejo.

A continuación, se necesita encontrar las cargas aplicadas y se usa las combinaciones de carga y factores de carga que se especificaron anteriormente.

Resistencia I	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Servicio II	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Fatiga	$\gamma_{LL} \cdot LL$

Solicitaciones para combinaciones de carga y factores de carga

Cálculo Momentos DC

$$DC := \frac{w_{bavi} \cdot S^2}{10} = \left( 9.784 \cdot 10^{-4} \right) \text{ tonnef} \cdot m$$

A continuación, seleccionamos el momento máximo producido por el camión HL-93 y el Tándem y usamos las fórmulas de combinación de carga y factores de carga

Resistencia I

$$LL := 260.9 \text{ tonnef} \cdot m$$

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

$$\gamma_{DWmax} := 1.50$$

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

$$R_I := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{LL} \cdot LL = 456.576 \text{ tonnef} \cdot m$$

Servicio II

$$\gamma_{DCmax} := 1$$

$$\gamma_{DWmax} := 1$$

$$\gamma_{LL} := 1.30$$

$$S_{II} := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{LL} \cdot LL = 339.171 \text{ tonnef} \cdot m$$

Fatiga

$$\gamma_{LL} := 0.75$$

$$LL := 141 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$F := \gamma_{LL} \cdot LL = 105.75 \text{ tonnef} \cdot m$$

## Propiedades de una sección compuesta

Nuestra sección compuesta esta conformada por vigas de acero y losa de hormigón armado y trabajan en conjunto para soportar las cargas. Además, debemos determinar el ancho efectivo de la sección.

Ancho de ala efectiva para vigas interiores, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, Sección 4.6.2.6

Revisión 1

$$L = 23 \text{ m}$$

$$R1 := \frac{1}{4} \cdot L = 5.75 \text{ m}$$

Revisión 2

$$R2 := \min \left( 12 \cdot t + t_w, 12 \cdot t + \frac{b_{fsup}}{2} \right) = 3.612 \text{ m}$$

Revisión 3

$$R3 := S = 2.8 \text{ m}$$

$$A_{efe} := \min(R1, R2, R3) = 2.8 \text{ m}$$

La proporción modular  $n$  permite un análisis de carga a corto plazo cuando las cargas se aplican rápido, sin embargo, es importante analizar la proporción modular conforme pasa el tiempo, es decir, con los efectos creep y la proporción modular es de  $3n$ , es importante considerar que son aspectos esenciales en el diseño y evaluación de estructuras compuestas ya que garantizan que la estructura sea útil y sea capaz de soportar las cargas previstas a lo largo del tiempo. Por lo tanto, según el objetivo de evaluar el comportamiento de la estructura se realizará con la proporción modular de  $3n$  y se comparará los efectos producidos con la proporción modular  $n$ .

### Dimensiones de las vigas y propiedades del acero

Altura del alma  $h_{alma} = 260 \text{ cm}$

Espesor del alma  $t_w = 1.2 \text{ cm}$

Ancho ala superior  $b_{fsup} = 40 \text{ cm}$

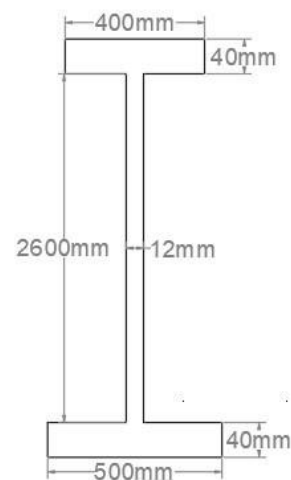
Espesor ala superior  $t_{fsup} = 4 \text{ cm}$

Ancho ala inferior  $b_{finf} = 50 \text{ cm}$

Espesor ala inferior  $t_{finf} = 4 \text{ cm}$

Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200 \text{ GPa}$

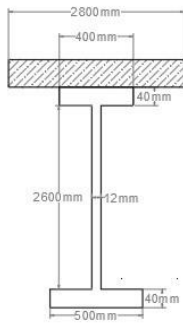
Altura total de la viga  $h_{viga} := t_{finf} + h_{alma} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$



Inercia de solo viga

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y^2	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

Sección compuesta n y sección compuesta 3n



Inercia Sección Compuesta n

Compuesta n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y^2	Itotal
Viga	0.0672	1.261428571	0.087732873	0.061473817	0.14920669
Losa	0.105	2.83	0.0063	0.039343243	0.045643243
Total	0.1722	2.217874564	0.094032873	0.100817059	0.194849933

Inercia Sección Compuesta 3n

Compuesta 3n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y^2	Itotal
Viga	0.1722	1.261428571	0.194849933	0.049690806	0.244540739
Losa	0.095	2.83	0.0063	0.037231746	0.043531746
Total	0.2072	1.798610568	0.201149933	0.086922552	0.288072485

Módulos seccionales S

	Módulos seccionales (S) parte inf viga	Módulos seccionales (S) parte sup viga	Módulos seccionales (S) parte sup losa
Solo Viga	0.069550409	0.061845933	0.051049885
Compuesta n	0.087854352	0.421638624	0.255666487
Compuesta 3n	0.160163901	0.354163053	0.243842104

Módulo Seccional  
Solo viga

$$S_{VIV} := 0.069550409 \text{ m}^3$$

$$S_{VSV} := 0.061845933 \text{ m}^3$$

$$S_{SSL} := 0.051049885 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional n

$$S_{nIV} := 0.087854352 \text{ m}^3$$

$$S_{nSV} := 0.421638624 \text{ m}^3$$

$$S_{nSL} := 0.255666487 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional 3n

$$S_{3nIV} := 0.160163901 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSV} := 0.354163053 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSL} := 0.243842104 \text{ m}^3$$

Cálculo del momento plástico y momento de fluencia

El momento plástico se calcula de acuerdo con el apéndice D6.1 de la AASHTO Bridge Design Specifications, 2017. Las fuerzas plásticas que se debe considerar son:

- Fuerzas Plásticas en la Losa ( $P_s$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala de Compresión ( $P_c$ )
- Fuerzas Plásticas en el Alma ( $P_w$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala en Tensión ( $P_t$ )

No se tomará en cuenta el refuerzo longitudinal de la losa para tener un enfoque más conservador.

Fuerzas Plásticas en la losa

$$P_s := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{efe} \cdot e_{ta} = 1999.2 \text{ tonnef}$$



## Momento de fluencia

Describe el momento máximo que una estructura puede resistir ante de experimentar una deformación plástica significativa

$$S_{NC} := S_{VIV} = 0.06955 \text{ m}^3 \quad M_{D1} := \frac{1 \text{ m} \cdot w_{losa} \cdot S^2}{10} + DC + LL = 141.565 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{LT} := S_{3nIV} = 0.16016 \text{ m}^3 \quad M_{D2} := DC + LL = 141.001 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{ST} := S_{nIV} = 0.08785 \text{ m}^3$$

$$F_{yf} := \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Despejamos el  $M_{AD}$

$$M_{AD} := S_{ST} \cdot \left( f_{y588} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) = (2.775 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Calculamos  $M_y$

$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 3057.377 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Revisión para Resistencia I

### Flexión

Determinamos sección compacta o no compacta:

$$D_{cp} := Y = 0.012 \text{ m}$$

Para evaluarlo usamos la siguiente relación

$$\text{Evaluación} := \text{if } 2 \cdot \frac{D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_{y588}}} \quad \left| \begin{array}{l} \text{“Sección Compacta”} \\ \text{“Sección Compacta”} \\ \text{else} \\ \text{“Sección no Compacta”} \end{array} \right. = \text{“Sección Compacta”}$$

### Revisión de Ductilidad

Todas las secciones deben satisfacer lo siguiente

$$D_p := Y + e_{ta} + 5 \text{ cm} = 36.157 \text{ cm}$$

$$D_t := h_{viga} + e_{ta} = 2.98 \text{ m}$$

$$\text{Evaluación} := \text{if } D_p \leq 0.42 \cdot D_t \quad \left| \begin{array}{l} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.1-1”} \end{array} \right. = \text{“Satisfactoria”}$$

## Cálculo del momento de resistencia nominal

Primero debe cumplir lo siguiente

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } D_p \leq 0.1 \cdot D_t \\ \quad \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”}$$

Ya que no cumple se usa la siguiente ecuación:

$$M_n := M_p \cdot \left( 1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento sobre el puente Resistencia I

$$M_u := R_I = 456.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f := 1$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } M_u \leq \phi_f \cdot M_n \\ \quad \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“Satisfactoria”}$$

Resistencia nominal de la viga

$$R_n := \frac{M_n}{\phi_f \cdot 1 \text{ m}} = 3532.806 \text{ tonnef}$$

Debido a que nuestro interés es determinar la Resistencia nominal para la Evaluación de componentes del puente se omite las revisiones de Servicio II, sin embargo al considerar que son estructuras de acero se debe revisar las condiciones de Fatiga.

Revisión de Fatiga, debe cumplir la siguiente condición

Para Fatiga I para combinaciones de carga y vida infinita

$$\gamma \cdot \Delta f \leq \Delta f_n$$

$\Delta f_n$  es el umbral de fatiga es importante para evaluar la vida útil de un componente y conociendo este elemento se previene fallas por fatiga

$$\Delta F_{TH} := 24 \text{ ksi} = 165.474 \text{ MPa}$$

Table 6.6.1.2.5-3—Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

Detail Category	Threshold (ksi)
A	24.0
B	16.0
B'	12.0
C	10.0
C'	12.0
D	7.0
E	4.5
E'	2.6
ASTM F3125, Grades A325 and F1852 Bolts in Axial Tension	31.0
ASTM F3125, Grades A490 and F2280 Bolts in Axial Tension	38.0

Calculamos el esfuerzo por fatiga con el módulo de sección en la parte inferior de la viga para una sección compuesta 3n

$$S_{3nIV} = 0.16 \text{ m}^3$$

$$M_F := 475 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta f := \frac{M_F}{S_{3nIV}} = 2965.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

```
Evaluación := if  $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$  |  
                || "Satisfactoria" |  
                else |  
                || "No cumple los requisitos" |
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Los elementos tipo diafragmas y rigidizadores no serán evaluados ya que cumple con las solicitaciones

## Evaluación Analítica de acuerdo con The Manual for Bridge Evaluation del Puente sobre la Quebrada Santo Domingo

Para el tablero de hormigón

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso de la losa  $w_{losa} := 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$W_{DC} := 0.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 2 \cdot 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$W_{DW} := 0.176 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$W_{IMLL} := 2.91 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal de la losa

Momento Nominal por momento positivo  $M_P := 5.914 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa1} := 5.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Momento Nominal por momento negativo  $M_N := 3.405 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa2} := 3.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de clasificación ( $RF$ )

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.95$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nlosa1} + R_{nlosa2} = 8.854 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 1.5395189$$

Para las vigas de acero A588

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 2 \cdot 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$$W_{DC} := w_{ba} \cdot \frac{S^2}{10} = 0.01 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 2 \cdot 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$$W_{DW} := 0.176 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$$W_{IMLL} := 260.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal de la losa

$$R_{ny} := 3532.806 \text{ tonnef} \cdot 1 \text{ m} = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Factor de clasificación (RF)

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.85$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nv} = 3002.885 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 6.576376$$

# REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL

## 1. INFORMACIÓN GENERAL

REPORTE No	3.1	FECHA:	12 / Octubre / 2023	HORA:	15:00
UBICACIÓN	Anillo vial Tramo Sur		REFERENCIAS	Quebrada Santo Domingo	

## 2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN

NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chamorro, 2 Ayudantes

CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Despejado

CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal

TIPO DE PUENTE:	Tablero de hormigón y 10 vigas acero A588	CÓDIGO DEL PUENTE	T03
LONGITUD	23 m	ANCHO	27 m
		ALTURA	

EQUIPOS: Cinta de 30 m, Flexómetro, nivel, linterna, equipo de protección personal

## 3. COMPONENTES INSPECCIONADOS

ELEMENTOS INSPECCIONADOS Tablero de hormigón armado, Vigas de Acero A588, Aceras centrales, Barandillas de acero, juntas, superficie de rodamiento, estribos, sistemas de drenaje de hormigón, apoyo de neopreno

## 4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:

TIPO	Tablero de hormigón armado	CÓDIGO	T01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Tablero de hormigón armado sin sistemas de protección y sin superficie de rodamiento.					
CANTIDAD: 621 m <sup>2</sup>					
OBSERVACIONES: No presenta deformaciones pero con gran cantidad de manchas por corrosión causadas por humedad y agua					
TIPO	Aceras	CÓDIGO	AC01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Aceras de asfalto, hormigón					
CANTIDAD: 56 m <sup>2</sup> de aceras de asfalto a los extremos y 56 m <sup>2</sup> de aceras de hormigón en la parte central.					
OBSERVACIONES: Presenta acumulación de polvo y la vegetación obstruye el uso de este elemento en aceras exteriores; en las interiores leves desprendimientos.					
TIPO	Barandillas de acero	CÓDIGO	BM01	UNIDAD	m
DESCRIPCIÓN: Tubos de acero de Ø 100x6mm A36, postes con las mismas medidas con espaciamientos de 1.45 m.					
CANTIDAD: 2 filas de 23 m y postes de 1.10 m cada, 1.45 m de espaciamiento					
OBSERVACIONES: Leves manchas de corrosión que no comprometen la integridad estructural					
TIPO	Vigas de acero	CÓDIGO	V02	UNIDAD	m
DESCRIPCIÓN: Vigas de acero A588 de alta resistencia a la corrosión					
CANTIDAD: 10 vigas longitudinales de longitud de 23 m					
OBSERVACIONES: Presentan manchas por corrosión pero no comprometen la integridad estructural.					

TIPO	Estribos de hormigón	CÓDIGO	E01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Muros de contención y muros de alfa.				
	CANTIDAD: 34.25 m				
	OBSERVACIONES: Presenta gran cantidad de escombros, material granular y piedras que complican la observación y manchas por corrosión.				
TIPO	Juntas de compresión	CÓDIGO	J03	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Juntas selladas con pavimento asfáltico				
	CANTIDAD: 34 m en total, 8,50 m de longitud dos por cada calzada con un total de 4.				
	OBSERVACIONES: Desprendimientos en el sello asfáltico de la junta				
TIPO	Junta expansiva Strip Seal	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta tipo transflex.				
	CANTIDAD: 23 m				
	OBSERVACIONES: Se observa manchas por corrosión en el hormigón cerca de la junta				
TIPO	Superf. de rodamiento	CÓDIGO	SR01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Superf. de rodamiento de asfalto				
	CANTIDAD: 236,9 m <sup>2</sup> por calzada con un total de 473,8 m <sup>2</sup>				
	OBSERVACIONES: Leves desprendimiento y no necesita intervención				
TIPO	Sistemas de drenaje de h	CÓDIGO	D01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Sist. drenaje de hormigón a los extremos con forma típica para puentes				
	CANTIDAD: 46 m en total, 23 m en cada calzada				
	OBSERVACIONES: acumulación de vegetación, material granular y basura.				
TIPO	Apoyos elastoméricos	CÓDIGO	A01	UNIDAD	u
	DESCRIPCIÓN: Apoyos de neopreno				
	CANTIDAD: 10 apoyos en un extremo, 20 en total				
	OBSERVACIONES: Acumulación de piedras y manchas por corrosión				
TIPO		CÓDIGO		UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD:				
	OBSERVACIONES:				

# REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL

## 1. INFORMACIÓN GENERAL

REPORTE No	3.2	FECHA:	23 / Octubre (2023)	HORA:	10:00
UBICACIÓN	Anillo vial Tramo Sur		REFEREN	Quebrada Santo Domingo	

## 2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN

NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chamorro, 2 ayudantes

CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Despejado

CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal

TIPO DE PUENTE:	Tablero hormigón con vigas de acero A588	CÓDIGO DEL PUENTE	
LONGITUD	23 m	ANCHO	27 m
EQUIPOS: Cinta de 30m, flexómetro, nivel, linterna, equipo de protección personal		ALTURA	

## 3. COMPONENTES INSPECCIONADOS

ELEMENTOS INSPECCIONADOS Tablero de hormigón armado, Vigas de acero A588, Aceras centrales de hormigón, aceras exteriores de asfalto, superficies de rodamiento, estribos, sistemas de drenaje de hormigón, apoyos de neopreno

## 4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:

TIPO	Tablero de hormigón	CÓDIGO	F01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Tablero de hormigón armado sin sistemas de protección y superficie de rodamiento					
CANTIDAD: 621 m <sup>2</sup>					
OBSERVACIONES: No presenta deformaciones pero con gran cantidad de manchas por humedad y agua, leves desprendimientos					

### CONDICIÓN DE ESTADO (CE)

DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA
DELAMINACIÓN			✓	
ACERO EXPUESTO	✓			
ÓXIDO			✓	
GRIETAS		✓		
ABRASIÓN	✓			
ASENTAMIENTOS		✓		
SOCAVACIÓN		✓		
DAÑOS	✓			

TIPO	Aceras	CÓDIGO	AC01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
DESCRIPCIÓN: Aceras centrales de hormigón y aceras exteriores de asfalto					
CANTIDAD: 112 m <sup>2</sup> de aceras de asfalto y 56 m <sup>2</sup> de aceras de hormigón					
OBSERVACIONES: Acumulación de material granular, vegetación que obstaculiza el piso peatonal,					

### CONDICIÓN DE ESTADO (CE)

DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA
DELAMINACIÓN			✓	
ACERO EXPUESTO	✓			
ÓXIDO			✓	
GRIETAS		✓		
ABRASIÓN	✓			
ASENTAMIENTOS		✓		
SOCAVACIÓN		✓		
DAÑOS	✓			

TIPO	Burndos de acero	CÓDIGO	BH01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD: 2 Alas de 23 m y postes de 1,10 m de altura y espaciados de 1,95 m				
	OBSERVACIONES: Manchas por corrosión				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Corrosión		✓			
Grietas	✓				
Conexión		✓			
Distorsión		✓			
Asentamiento		✓			
Sacabección		✓			
Daños		✓			
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Corrosión			✓		
Grietas	✓				
Conexión		✓			
Distorsión		✓			
Asentamiento		✓			
Sacabección		✓			
Daños	✓				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Delaminación		✓			
Acero expuesto	✓				
Guido			✓		
Grietas		✓			
Abrasión	✓				
Asentamientos		✓			
Sacabección		✓			
Daños	✓				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Fugas		✓			
Adherencia de junta		✓			
Dañes en la junta		✓			
Grietas en el sello		✓			
Impact. de escombros		✓			
Plataf. adyacente		✓			
Deferencia		✓			
Daños	✓				

TIPO	Juntas de expresión Strip Seal	CÓDIGO	J01	UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN: Junta tipo trans flex				
	CANTIDAD: 28 m				
	OBSERVACIONES: Manchas por corrosión pequeñas				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Fugas		✓			
Adherencia en la junta		✓			
Daños en la junta		✓			
Grietas en el sello		✓			
Impacto de escuabas		✓			
Plataf. adyacente			✓		
Detenero		✓			
Daños	✓				
TIPO	Superficie de rodamiento	CÓDIGO	S201	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Superficie de rodamiento de asfalto				
	CANTIDAD: 236.9 m <sup>2</sup> por carpeta, con un total 473.8 m <sup>2</sup>				
	OBSERVACIONES: Leves desprendimiento puede no requerir intervención				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Delaminación		✓			
Plataf. adyacente		✓			
Eficacia		✓			
Daños	✓				
TIPO	Sistema de drenaje de hormigón	CÓDIGO	D01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Sisi. de drenaje de hormigón a los extremos con forma típica para puentes				
	CANTIDAD: 23 m por carpeta dando un total de 46m				
	OBSERVACIONES:				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Delaminación		✓			
Acero expuesto	✓				
Grietas	✓				
Abrasión	✓				
Aglomeramientos		✓			
Securación		✓			
Daños	✓				
TIPO	Apoyos elastoméricos	CÓDIGO	A01	UNIDAD	a
	DESCRIPCIÓN: Apoyos de neopreno				
	CANTIDAD: 2 por viga en un total de 20				
	OBSERVACIONES: Acumulación de escuabas, y				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Corrosión		✓			
Movimiento		✓			
Conexión		✓			
Alineación		✓			
Abultamiento		✓			
Pérdida de sección		✓			
Daños	✓				

**5. FOTOGRAFÍAS Y DOCUMENTACIÓN ADICIONAL**



**Tablero de hormigón armado**

**Código: T01**

**Acera de asfalto**

**Código: AC01**



**Barandillas de acero**

**Código: BM01**

**Barandillas de Acero**

**Código: BM01**









**Vigas de Acero A588**

**Código: V02**

**Vigas de Acero A588**

**Código: V02**

	<b>Código: E01</b>		<b>Código: J03</b>
	<b>Código: SR01</b>		<b>Código: J01</b>
<b>Superficie de rodamiento de asfalto</b>	<b>Código: SR01</b>	<b>Junta de expansión tipo transflex</b>	<b>Código: J01</b>
	<b>Código: SR01</b>		<b>Código: D01</b>
<b>Superficie de rodamiento de asfalto</b>	<b>Código: SR01</b>	<b>Sistema de drenaje de hormigón</b>	<b>Código: D01</b>



**Reporte de Inspección de Nivel 1 o de Inventario**



**Apoyos de neopreno**

**Código: A01**

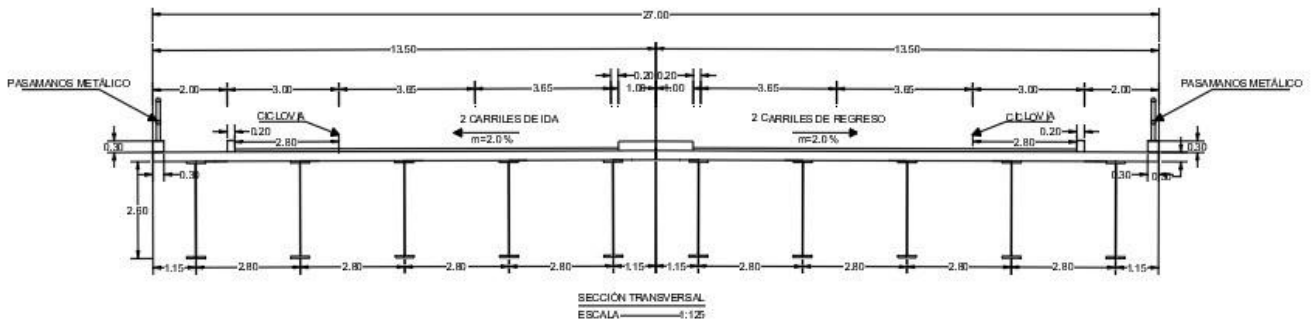


**Reporte de Inspección de Nivel 2**



**Condiciones meteorológicas e iluminación**

## Evaluación Analítica del Puente sobre la Quebrada Seca Las Flores del Corredor Periférico Sur de la ciudad de Ibarra



### Evaluación de Losa de Hormigón Armado Propiedades del tablero

Recubrimiento superior	$R_{sup} := 5 \text{ cm}$
Recubrimiento inferior	$R_{inf} := 5 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero de refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del hormigón	$\gamma_h := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Peso específico de la capa de rodadura	$\gamma_{cr} := 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

### Dimensiones

Espaciamiento entre vigas	$S := 2.8 \text{ m}$
Número de vigas	$n_v := 10$
Ancho del tablero	$a_{ta} := 27 \text{ m}$
Espesor del tablero	$e_{ta} := 30 \text{ cm}$
Número de carriles	$n_{carr} := 4$
Ancho de la calzada	$a_v := 7.30 \text{ m}$
Espesor capa de rodadura	$e_{cr} := 5 \text{ cm}$
Longitud del volado	$L_{vo} := 1.15 \text{ m}$
Ancho de la viga	$b_j := 50 \text{ cm}$
Altura de la viga	$h_{vi} := 2.60 \text{ m}$
Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia última a la tensión Acero A36	$f_{u36} := 4100$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A36	$f_{y36} := 2550$	$\frac{kgf}{cm^2}$
Peso específico del Acero A36	$\gamma_{A36} := 7800$	$\frac{kgf}{m^3}$
Diámetro Tubo Barandas	$\phi_l := 100$	$mm$
Espesor Tubo Barandas	$e_l := 4$	$mm$
Número de acera de los extremos	$n_{ae} := 2$	
Número de acera intermedias	$n_{ai} := 2$	
Longitud del puente	$L := 40$	$m$

## Cálculo de pesos

Los factores de mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads:

$$\text{Factor para carga muerta DC} \quad \gamma_{DCmax} := 1.25$$

$$\text{Factor para carga muerta DW} \quad \gamma_{DWmax} := 1.50$$

$$\text{Factor para carga viva LL} \quad \gamma_{LL} := 1.75$$

Carga Muerta,  $W_{DC}$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{losa} := \gamma_h \cdot e_{ta} \cdot 1 \text{ m} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la barrera

$$w_{ba} := 2 \cdot \left( \phi_1 \cdot e_1 \cdot \gamma_{A36} \right) = 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta  $W_{DC}$

$$W_{DC} := w_{losa} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Muerta,  $W_{DW}$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} := \gamma_{cr} \cdot e_{cr} \cdot 1 \text{ m} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$0.113 \cdot 2.8 \cdot \frac{2.8}{10} = 0.089$$

Carga muerta  $W_{DW}$

$$W_{DW} := w_{cr} = 0.113 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Combinación por Resistencia I

$$W_D := \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} + \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW} = 1.069 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2- Load Factors for Permanent Loads  $\gamma_P$

## Momento por Carga Muerta

Cálculos de momentos por carga muerta positivo y negativo

$$M_D := \left( \frac{W_D \cdot S^2}{10 \cdot 1 \text{ m}} \right) = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Positivo  $M_{(+)}=M_1$

$$M_{PDL} := M_D = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Negativo  $M_{(-)}=M_2$

$$M_{NDL} := M_D = 0.838 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

## Momento por Carga Viva

$$S = 2.8 \text{ m}$$

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{(+)} = M_{(PLL)}$

$$ID \quad S' \quad \begin{pmatrix} M'_{PLL} \\ \text{tonnef} \cdot \text{m} \\ \text{m} \end{pmatrix}$$

0	2.743	2.8395
1	2.819	2.9211
2	2.896	2.9892
3	2.972	3.0572
4	3.048	3.1253
5	3.124	3.1888

*Nota.* Se cambió las unidades metros (m) y tonelada por metro sobre metro (tonnef m/m), adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table A4-1-Maximum Live Load Moments per Unit Width.

$$ID_1 := 0$$

$$S_1 := S'_{ID_1} = 2.743 \text{ m} \quad M_{PLL1} := M'_{PLL ID_1} = 2.84 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$ID_2 := 1$$

$$S_2 := S'_{ID_2} = 2.819 \text{ m} \quad M_{PLL2} := M'_{PLL ID_2} = 2.921 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

*Nota.* En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según el espaciamiento entre vigas.

Interpolación Lineal del Momento Positivo por Carga Viva

$$M'_{PLL} := M_{PLL1} + \frac{(M_{PLL2} - M_{PLL1}) \cdot (S - S_1)}{(S_2 - S_1)} = 2.901 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Estado Límite de Combinación de Carga

$$\gamma_P := 1.75$$

*Nota.* AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Table 3.4.1-2-Load Factors and Load Factors

Momento Positivo por Carga Viva  $M_{PLL}$

$$M_{PLL} := \gamma_P \cdot M'_{PLL} = 5.076 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Momento Negativo por Carga Viva $M_{(-)}=M_{(NLL)}$

$$a_{vi} := 50 \text{ cm}$$

$$CL := \frac{a_{vi}}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$ID \quad CL' \quad \left( \begin{array}{c} M'_{NLL} \\ \text{tonnef} \cdot \frac{m}{m} \end{array} \right)$$

ID	CL'	$M'_{NLL}$
0	0	3.865
1	75	3.465
2	150	3.071
3	230	2.672
4	305	2.277
5	460	2.032
6	610	1.882

$$ID_1 := 3$$

$$CL_1 := CL'_{ID_1} = 230 \text{ mm} \quad M_{NLL1} := M'_{NLL ID_1} = 2.672 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$ID_2 := 4$$

$$CL_2 := CL'_{ID_2} = 305 \text{ mm} \quad M_{NLL2} := M'_{NLL ID_2} = 2.277 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Interpolación Lineal del Momento Negativo por Carga Viva

$$M_{NLL} := M_{NLL1} + \frac{M_{NLL2} - M_{NLL1}}{CL_2 - CL_1} \quad CL - CL_1 = 2.567 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

## Momentos Totales

Momentos Totales Positivos  $M_{(+)}=M_P$

$$M_P := M_{PLL} + M_{PDL} = 5.914 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momentos Totales Negativos  $M_{(-)}=M_N$

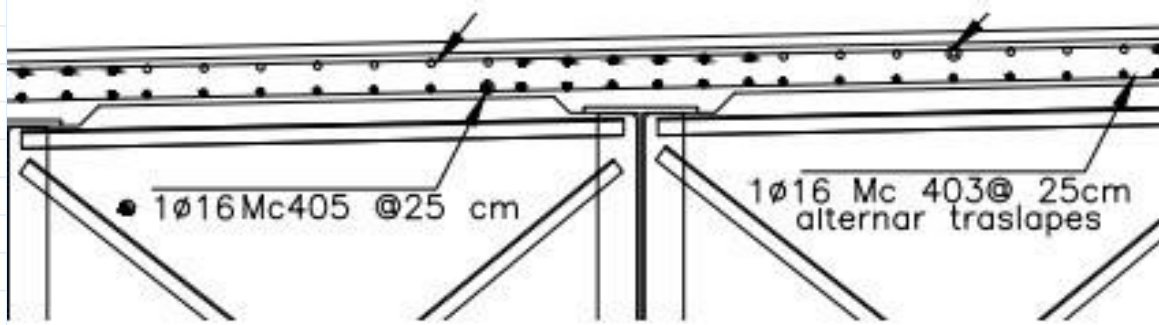
$$M_N := M_{NLL} + M_{NDL} = 3.405 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Table A4-1—Maximum Live Load Moments per Unit Width, kip-ft/ft

S	Positive Moment	Negative Moment							
		Distance from CL of Girder to Design Section for Negative Moment							
		0.0 in.	3 in.	6 in.	9 in.	12 in.	18 in.	24 in.	
4 ft	-0 in.	4.68	2.68	2.07	1.74	1.60	1.50	1.34	1.25
4 ft	-3 in.	4.66	2.73	2.25	1.95	1.74	1.57	1.33	1.20
4 ft	-6 in.	4.63	3.00	2.58	2.19	1.90	1.65	1.32	1.18
4 ft	-9 in.	4.64	3.38	2.90	2.43	2.07	1.74	1.29	1.20
5 ft	-0 in.	4.65	3.74	3.20	2.66	2.24	1.83	1.26	1.12
5 ft	-3 in.	4.67	4.06	3.47	2.89	2.41	1.95	1.28	0.98
5 ft	-6 in.	4.71	4.36	3.73	3.11	2.58	2.07	1.30	0.99
5 ft	-9 in.	4.77	4.63	3.97	3.31	2.73	2.19	1.32	1.02
6 ft	-0 in.	4.83	4.88	4.19	3.50	2.88	2.31	1.39	1.07
6 ft	-3 in.	4.91	5.10	4.39	3.68	3.02	2.42	1.45	1.13
6 ft	-6 in.	5.00	5.31	4.57	3.84	3.15	2.53	1.50	1.20
6 ft	-9 in.	5.10	5.50	4.74	3.99	3.27	2.64	1.58	1.28
7 ft	-0 in.	5.21	5.98	5.17	4.36	3.56	2.84	1.63	1.37
7 ft	-3 in.	5.32	6.13	5.31	4.49	3.68	2.96	1.65	1.51
7 ft	-6 in.	5.44	6.26	5.43	4.61	3.78	3.15	1.88	1.72
7 ft	-9 in.	5.56	6.38	5.54	4.71	3.88	3.30	2.21	1.94
8 ft	-0 in.	5.69	6.48	5.65	4.81	3.98	3.43	2.49	2.16
8 ft	-3 in.	5.83	6.58	5.74	4.90	4.06	3.53	2.74	2.37
8 ft	-6 in.	5.99	6.66	5.82	4.98	4.14	3.61	2.96	2.58
8 ft	-9 in.	6.14	6.74	5.90	5.06	4.22	3.67	3.15	2.79
9 ft	-0 in.	6.29	6.81	5.97	5.13	4.28	3.71	3.31	3.00
9 ft	-3 in.	6.44	6.87	6.03	5.19	4.40	3.82	3.47	3.20
9 ft	-6 in.	6.59	7.15	6.31	5.46	4.66	4.04	3.68	3.39
9 ft	-9 in.	6.74	7.51	6.65	5.80	4.94	4.21	3.89	3.58
10 ft	-0 in.	6.89	7.85	6.99	6.13	5.26	4.41	4.09	3.77
10 ft	-3 in.	7.03	8.19	7.32	6.45	5.58	4.71	4.29	3.96
10 ft	-6 in.	7.17	8.52	7.64	6.77	5.89	5.02	4.48	4.15
10 ft	-9 in.	7.32	8.83	7.95	7.08	6.20	5.32	4.68	4.34
11 ft	-0 in.	7.46	9.14	8.26	7.38	6.50	5.62	4.86	4.52
11 ft	-3 in.	7.60	9.44	8.55	7.67	6.79	5.91	5.04	4.70
11 ft	-6 in.	7.74	9.72	8.84	7.96	7.07	6.19	5.22	4.87
11 ft	-9 in.	7.88	10.01	9.12	8.24	7.36	6.47	5.40	5.05
12 ft	-0 in.	8.01	10.28	9.40	8.51	7.63	6.74	5.56	5.21
12 ft	-3 in.	8.15	10.55	9.67	8.78	7.90	7.02	5.75	5.38
12 ft	-6 in.	8.28	10.81	9.93	9.04	8.16	7.28	5.97	5.54
12 ft	-9 in.	8.41	11.06	10.18	9.30	8.42	7.54	6.18	5.70
13 ft	-0 in.	8.54	11.31	10.43	9.55	8.67	7.79	6.38	5.86
13 ft	-3 in.	8.66	11.55	10.67	9.80	8.92	8.04	6.59	6.01
13 ft	-6 in.	8.78	11.79	10.91	10.03	9.16	8.28	6.79	6.16
13 ft	-9 in.	8.90	12.02	11.14	10.27	9.40	8.52	6.99	6.30
14 ft	-0 in.	9.02	12.24	11.37	10.50	9.63	8.76	7.18	6.45
14 ft	-3 in.	9.14	12.46	11.59	10.72	9.85	8.99	7.38	6.58
14 ft	-6 in.	9.25	12.67	11.81	10.94	10.08	9.21	7.57	6.72
14 ft	-9 in.	9.36	12.88	12.02	11.16	10.30	9.44	7.76	6.86
15 ft	-0 in.	9.47	13.09	12.23	11.37	10.51	9.65	7.94	7.02

Nota. En esta sección se realiza interpolación lineal para determinar al Momento Positivo por Carga Viva por la medida del espaciamiento entre vigas. El término ID se usa para seleccionar los momentos de la Tabla según CL que es la mitad del ancho de viga.

## Evaluación del Refuerzo Transversal Positivo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} = 16 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{nlosap}} := \frac{M_P}{\phi \cdot d^2} = 11.221 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{nlosap}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0027377$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 6.625 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 303.478 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Diseño o Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 8.445 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.017 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } \frac{c}{d} \leq \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{cl}} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 29000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 1.972 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

Cálculo de  $f_s$

Momento Positivo no mayorado

$$M_{PM} := \frac{M_{PDL}}{1.25} + \frac{M_{PLL}}{1.75} = 3.571 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.01387$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 155.425 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.351$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 84.954 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.804 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{t} \left( \frac{k \cdot d^3}{3} + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 \right) = 363061.279 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 157.046 \text{ mm}$$

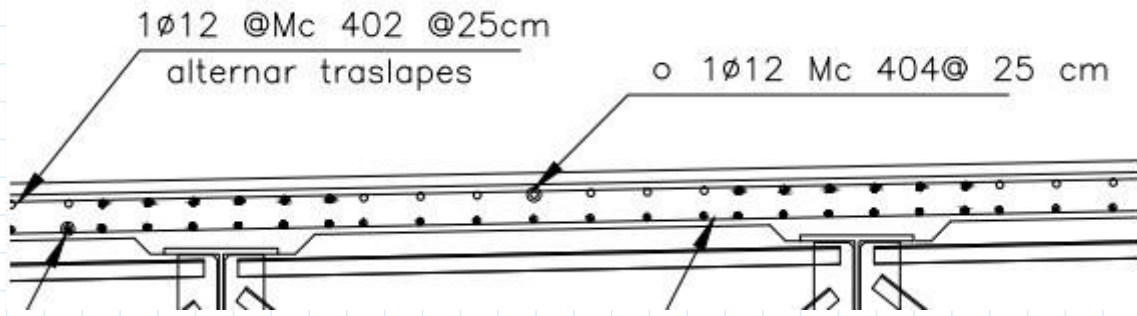
$$f_s := \frac{n \cdot M_{PM} \cdot y}{I_t} = 1235.745 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} & \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} & \end{cases}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal positivo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  16 @ 25 cm

## Evaluación del Refuerzo Transversal Negativo en la Losa



Comprobación del Espaciamiento de varillas

$$\phi_{\text{varilla}} = 12 \text{ mm}$$

$$A\phi := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{varilla}}^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$d := e_{\text{ta}} - R_{\text{inf}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Factor de Reducción de Resistencia

$$\phi := 0.9$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.5.4.2 Conventional Construction

Coefficiente de resistencia de refuerzo nominal

$$R_{\text{hlosan}} := \frac{M_N}{\phi \cdot d^2} = 6.354 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía del Refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_{\text{hlosan}}}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.0015336$$

Área de acero requerido por unidad de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d = 3.742 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo positivo

$$S_{\text{req}} := \frac{A\phi}{A_s} = 302.242 \text{ mm}$$

Espaciamiento de Construido

$$S_{\text{dis}} := 25 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } S_{\text{req}} > S_{\text{dis}} \\ \text{else} \end{cases}$$

Evaluación ← "Evaluación Satisfactoria"

Evaluación ← "No cumple los requisitos cambiar diámetro de varilla"

Evaluación = "Evaluación Satisfactoria"

## Evaluación del límite para la armadura máxima

Se necesita comprobar la relación c/d cumpla los requisitos de la normativa AASHTO LRFD en la sección 5.6.2.1

$$T := A\phi \cdot f_y = 4.75 \text{ tonnef}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{dis}} = 0.008 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.009 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cl} := 0.002$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } c \leq 0.003 \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Evaluación de fisuramiento en el estado límite de servicio

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas

$$Z := 23000 \frac{N}{mm} = 2345.347 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$d_e := 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 56 \text{ mm}$$

$$A_e := 2 \cdot d_e \cdot S_{dis} = 28000 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \left( \frac{Z}{d_e \cdot A_e} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( 2.019 \cdot 10^4 \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“Evaluación Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Evaluación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la sección 5.6.2.1”} \end{cases}$$

Evaluación = “Evaluación Satisfactoria”

## Cálculo de $f_s$

Momento Negativo no mayorado

$$M_{NM} := \frac{M_{NDL}}{1.25} + \frac{M_{NLL}}{1.75} = 2.137 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 5.6.3.6 Crack Control Reinforcement y 5.7.3.4 Control of Cracking

Refuerzo por unidad de longitud

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.00808$$

Razón de Módulos de acero y hormigón armado

$$n := 8$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 276.311 \frac{m}{m^2}$$

$$k := \sqrt{\rho \cdot n^2 + \rho \cdot n} = 0.262$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$k \cdot d = 64.002 \text{ mm}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$$A_s := \frac{A\phi}{S_{dis}} = 0.452 \frac{mm^2}{mm}$$

$$I := \frac{1}{3} k \cdot d^3 + n \cdot A_s \cdot d - k \cdot d^2 = 204647.139 \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$y := d - k \cdot d = 179.998 \text{ mm}$$

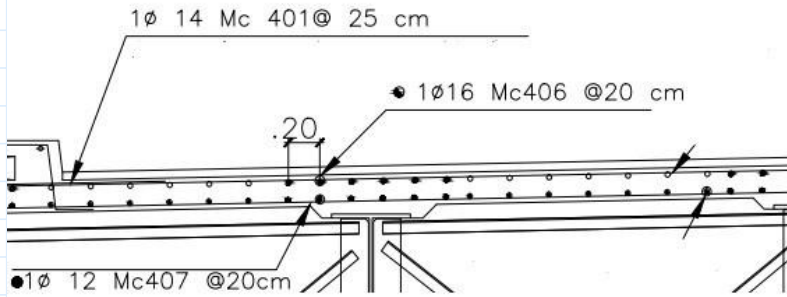
$$f_s := \frac{n \cdot M_{NM} \cdot y}{I_t} = 1503.672 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s & \text{=} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} & \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ & \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$$

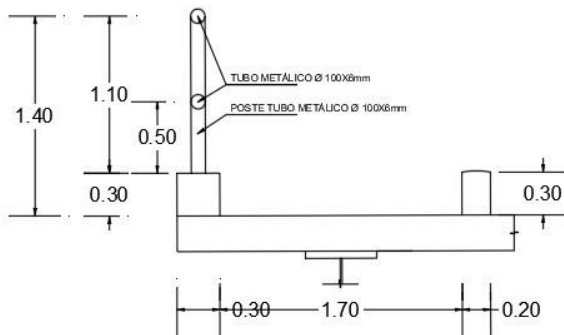
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal negativo de la losa podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 25 cm

## Evaluación del acero de refuerzo transversal del volado exterior de la losa



### Análisis de barreras



$$h_{vi} := 30 \text{ cm}$$

Tipo de barrera de tráfico: TL-4

Table A13.2-1—Design Forces for Traffic Railings

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
$F_t$ Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
$F_L$ Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
$F_v$ Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
$L_t$ and $L_L$ (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
$L_v$ (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
$H_e$ (min) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum $H$ Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

Fuerza transversal

$$F_t := 24.5 \text{ tonnef}$$

Fuerza longitudinal

$$F_L := 8.15 \text{ tonnef}$$

Fuerza vertical hacia abajo

$$F_v := 8.15 \text{ tonnef}$$

Altura mínima de la baranda

$$H_e := 81 \text{ cm}$$

Altura de hormigón en la barrera desde la losa

$$H_h := 81 \text{ cm}$$

Altura de la barrera desde la losa al centro del tubo

$$H_T := 125 \text{ cm}$$

$$L_t := 107 \text{ cm}$$

$$L_L := L_t = 107 \text{ cm}$$

$$L_v := 548.5 \text{ cm}$$

## Datos y propiedades del tubo inferior y superior

Diámetro  $\phi_{tubo} := 10 \text{ cm}$

Espesor  $e_{tubo} := 6 \text{ mm}$

Distancia de la barrera al centro del tubo  $h_{tubo} := 50 \text{ cm}$

Espaciamiento entre postes  $S_{poste} := 1.60 \text{ m}$

Resistencia de perfiles de acero  $f_{y36} = 2550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$   
 $f_{u36} = 4100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Espesor de la losa

Evaluación :=  $\begin{cases} \text{if } e_{ta} > 7 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 9.7.1.1 Minimum Depth and Cover

Evaluación = “Satisfactoria”  $8 \text{ in} = 0.203 \text{ m}$

Espesor del volado

$e_{vo} := e_{ta} = 30 \text{ cm}$

Evaluación :=  $\begin{cases} \text{if } e_{vo} \geq 8 \text{ in} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$

Nota. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 13.7.3.1.2 New Systems Railing Design

Evaluación = “Satisfactoria”

Módulo plástico de la sección  $w_{tubo} := \left( \frac{\left( \phi_{tubo} + \frac{e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} - \frac{\left( \phi_{tubo} - \frac{e_{tubo}}{2} \right)^3}{6} \right) = 30009 \text{ mm}^3$

Momento resistente a la fluencia del tubo

$M_P := f_{y36} \cdot w_{tubo} = 0.765 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$  A13.3.2-3

## Datos y propiedades del poste

Módulo Plástico de la sección

$w_{poste} := w_{tubo} = 30009 \text{ mm}^3$

Fuerza resistente a colisiones del poste de acero A36 de la barrera

$$P_P := \frac{w_{\text{poste}} \cdot f_{y36}}{h_{\text{tubo}}} = 1.53 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema de poste y tubo

$$R_R := \frac{2 \cdot M_P + 2 \cdot P_P \cdot S_{\text{poste}} \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot S_{\text{poste}} - L_t} = 3.018 \text{ tonnef}$$

Fuerza resistente de colisión del sistema poste y tubo en una región interna de la barrera

$$R'_R := \frac{16 \cdot M_P}{2 \cdot 1 \cdot S_{\text{poste}} - L_t} = 5.748 \text{ tonnef}$$

Área del refuerzo transversal de la viga de la barrera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 25 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$s := 25 \text{ cm}$$

$$A_{rt} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{A_{rt} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot s} = 0.798 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rt} := h_{vi} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera con respecto al eje longitudinal

$$M_c := A_{rt} \cdot f_y \cdot \left( d_{rt} - \frac{a}{2} \right) \cdot \frac{1}{s} = 4.56 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Área del refuerzo longitudinal en la acera, 1 varilla  $\phi$  12 mm @ 25 cm

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$s := 30 \left( \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right)$$
$$A_{rl} := \left| \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) \right| = 1.131 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón

$$a := \frac{4 \cdot A_{rl} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot s} = 2.661 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción

$$d_{rl} := h_{vi} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} - \phi = 23.2 \text{ cm}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera con respecto al eje vertical

$$M_w := 4 \cdot A_{rl} \cdot f_y \cdot \left( d_{rl} - \frac{a}{2} \right) = 4.383 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Capacidad para colisiones de la región interior de la barrera de hormigón

Longitud de la línea de fluencia para una región interior

$$L_{ci} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot H_h \cdot M_w}{M_c}} = 3.087 \text{ m}$$

Resistencia interior

$$R_{wi} := \frac{2}{2 \cdot L_{ci} - L_t} \cdot \left( 8 \cdot M_w + \frac{M_c \cdot L_{ci}^2}{H_h} \right) = 34.764 \text{ tonnef}$$

Capacidad para colisiones de la región cerca de las juntas

Longitud de la línea de fluencia para una región exterior

$$L_{ce} := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H_h \cdot M_w}{M_c}} = 1.567 \text{ m}$$

Resistencia interior

$$R_{we} := \frac{2}{2 \cdot L_{ce} - L_t} \cdot \left( M_w + \frac{M_c \cdot L_{ce}^2}{H_h} \right) = 17.643 \text{ tonnef}$$

Evaluación del sistema de acera de hormigón y barrera de acero

Resultante de impacto en una región interior

$$R_{TI} := R'_R + R_{wi} = 40.512 \text{ tonnef}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } R_{TI} > F_t \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases}$$

Evaluación = “Satisfactoria”

Altura de la resultante del sistema de acera de hormigón y barrera de acero, interior

$$Y_{TI} := \frac{R'_R \cdot H_T + R_{wi} \cdot H_h}{R_{TI}} = 87.243 \text{ cm}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } Y_{TI} > H_e \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos”} \end{cases} = \text{“Satisfactoria”}$$

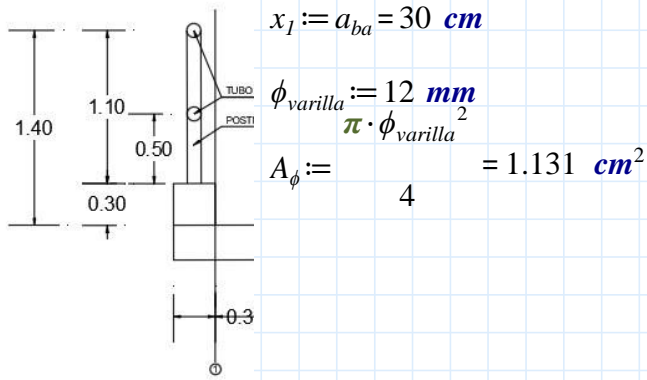
Resultante de impacto en una región exterior cerca de las juntas

$$R_{TE} := R_R + R_{we} = 20.661 \text{ tonnef}$$

$$R_{TE} := 28.054 \text{ tonnef}$$



## Evaluación del volado en la cara interna de la barrera sección 1



Factor de resistencia para Evento Extremo

$$\phi_{\text{ext}} := 1$$

Peso de la losa por metro cuadrado de longitud

$$w_{\text{losa}} := \gamma_h \cdot e_{ta} = 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Momento resistente por unidad de longitud de la barrera respecto a un eje longitudinal

$$M_c = 4.56 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{\text{losa}} \cdot x_1^2}{2} = 0.041 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado de la sección 1 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \frac{w_{ba} \cdot x_1^2}{2} = 0.001 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento mayorado total en la sección 1

$$M_{\text{total}} := M_c + M_{DClosa} + M_{DCba} = 4.602 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{\text{sup}} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{\text{total}}}{\phi_{\text{ext}} \cdot d_e^2} = 77.296 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.001871$$

**Nota.** AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017. Sección 1.3.2 Limit State y Tabla 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 4.566 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_\phi}{A_s} = 24.77 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

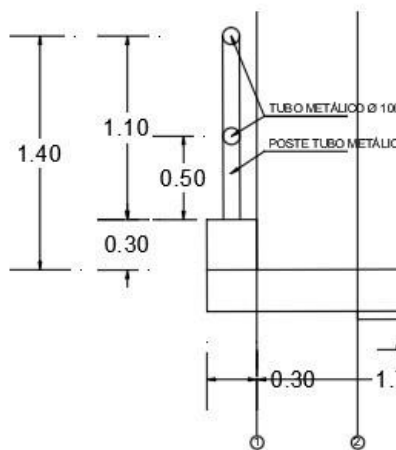
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

Evaluación en la cara externa de la viga, sección 2



$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Distancia de la sección 2

$$x_2 := a_{vi} = 25 \text{ cm}$$

$$A_\phi := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Tensión axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grado a cada lado de la barrera hasta la sección 2

$$l_{ad} := 2 \cdot \left( L_{vo} - \frac{x_2 - x_1}{2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg} = 0.837 \text{ m}$$

$$T := \max \left( \frac{R_{wi}}{L_{ci} + 2 \cdot h_{ba} + l_{ad}}, \frac{R_{we}}{L_{ce} + 2 \cdot h_{ba} + l_{ad}} \right) = 5.676 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Longitud de la línea de influencia para una región interior, dato del análisis de barreras

$$L_{ci} = 3.087 \text{ m}$$

Momento resistente de la barrera por colisión

$$M_{c2} := \left( L_{ci} + \left( 2 \cdot \left( \frac{M_c \cdot L_{ci}}{L_{vo} - x_1 - x_2} \right) \cdot \tan 30 \cdot \text{deg} \right) \right) = 3.724 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \left( \frac{L_{vo}}{2} \right)^2 = 0.595 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 2 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := \gamma_{DCmax} \cdot \left( \frac{w_{ba} \cdot x_1}{2} \right) = 0.00117 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento total mayorado en la sección 2

$$M_{utot2} := M_{c2} + M_{DClosa} + M_{DCba} = 4.321 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.2 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot2}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 73.778 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

Cuántía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.001785$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 4.319 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_s}{\phi} = 46.552 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

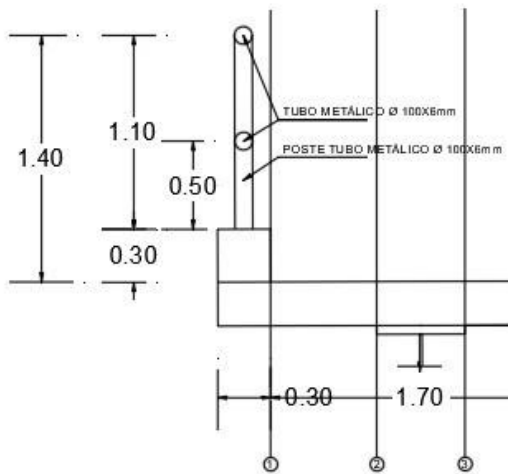
Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 2 cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

## Evaluación en la cara interna de la viga sección 3

La longitud de colisión  $L_c$  aumenta 30 grados a cada lado de la barrera y que el momento transmitido a la viga interior es igual al 25% de la viga exterior



$$M_c = 4.56 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{cint} := 0.25 \cdot M_c = 1.14 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento  $M_c$  transmitido a la cara interna de la viga exterior

$$M'_{c3} := \left( M_c + M_{cint} \cdot \frac{a_{vi} - x_1}{a_{vi}} - M_{cint} \right) = 1.14 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Relación entre el momento de la sección 3 y el momento en el volado

$$rel := \frac{M'_{c3}}{M_c} = 0.25$$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3

$$M_{c3} := \left( L_{ci} + \sqrt{2 \cdot (L_{vo} - x_1 + x_2) \cdot \tan 30 \text{ deg}} \right) = 0.808 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la losa

$$M_{DClosa} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{losa} \cdot \frac{L_{vo} + a_{vi}}{2} = 0.306 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento mayorado en la sección 3 por peso propio de la barrera

$$M_{DCba} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot w_{ba} \cdot \frac{x_1}{2} = 2.925 \cdot 10^{-4} \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento negativo por peso muerto en la sección 3

$$M_{unclm} := rel \cdot \gamma_{DCmax} \cdot \frac{W_D \cdot a_{vi}^2}{10 \text{ m}} = 0.008 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento total mayorado en la sección 3

$$M_{utot3} := M_{c3} + M_{DClosa} + M_{DCba} + M_{uncom} = 1.123 \text{ tonnef} \cdot \frac{m}{m}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$d_e := e_{ta} - R_{sup} - \frac{\phi}{2} = 24.4 \text{ cm}$$

Coefficiente de resistencia nominal

$$R_n := \frac{M_{utot3}}{\phi_{ext} \cdot d_e^2} = 18.857 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

Cuantía de refuerzo

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.000451$$

Área de acero requerido por unida de longitud (m)

$$A_s := \rho \cdot d_e = 1.1 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento requerido por refuerzo

$$S_{req} := \frac{A_s}{\phi} = 182.804 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño o construido

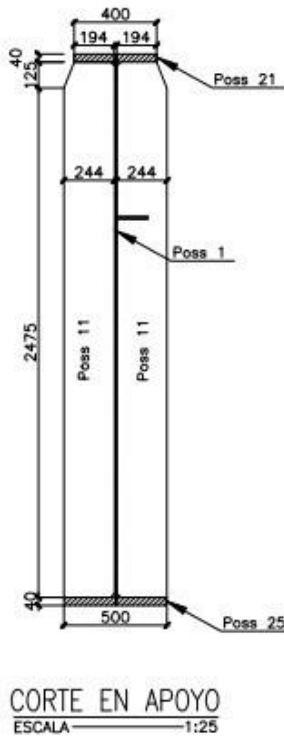
$$S_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Una vez que hemos comprobado todas las evaluaciones del refuerzo transversal del volado podemos concluir que el armado en la sección 3 cumple con los requisitos

1  $\phi$  12 @ 20 cm

1  $\phi$  16 @ 20 cm

## Evaluación de las Vigas Longitudinales de Acero A588 del Puente sobre el Río Chorlaví



### Dimensiones de las Vigas de Acero A588

Altura del alma	$h_{alma} := 2600 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_w := 12 \text{ mm}$
Ancho ala superior	$b_{fsup} := 400 \text{ mm}$
Espesor ala superior	$t_{fsup} := 40 \text{ mm}$
Ancho ala inferior	$b_{finf} := 500 \text{ mm}$
Espesor ala inferior	$t_{finf} := 40 \text{ mm}$

### Propiedades de las Vigas de Acero A588

Resistencia última a la tensión Acero A588	$f_{u588} := 4950 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a la fluencia del Acero A588	$f_{y588} := 3450 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

De acuerdo con la norma AASHTO LRFD en la sección 6.10.2 debemos verificar los límites de las proporciones de las vigas longitudinales

Revisión de esbeltez del alma de acuerdo con la sección 6.10.2.1.1, AASHTO LRFD, 2017

$$D := h_{alma} = 2.6 \text{ m} \quad t_w = 0.012 \text{ m} \quad h_v := h_{alma} + t_{finf} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$$

```

Evaluación := || if  $D \leq 150$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “No requiere rigidizadores longitudinales”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “Requiere rigidizadores longitudinales”
    
```

Evaluación = “Requiere rigidizadores longitudinales”

Podemos concluir que el uso de rigidizadores longitudinales es el adecuado en el diseño y corresponde a las especificaciones de los planos y debemos verificar los límites de la sección 6.10.2.1.2

```

Evaluación := || if  $D \leq 300$ 
                || ||  $t_w$  Verificación ← “Satisfactoria”
                || ||
                || else
                || || Verificación ← “No cumple con los requisitos de las proporciones”
    
```

Evaluación = “Satisfactoria”

## Revisión de las proporciones del ala de las Vigas

Relación entre ancho y espesor del ala

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{fsup}}{2 \cdot t_{fsup}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
||
```

Evaluación = "Satisfactoria"

```
Evaluación := || if  $\frac{b_{finf}}{2 \cdot t_{finf}} \leq 12$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
||
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Relación entre el ancho del ala y altura del alma

```
Evaluación := || if  $b_{fsup} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
||
```

Evaluación = "No cumple con los requisitos de las proporciones"

```
Evaluación := || if  $b_{finf} \geq \frac{D}{6}$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
||
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Revisión que las alas proporciones resistencia al pandeo por corte

```
Evaluación := || if  $t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w$ 
||
|| Verificación ← "Satisfactoria"
||
|| else
||
|| Verificación ← "No cumple con los requisitos de las proporciones"
||
```

Evaluación = "Satisfactoria"

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } t_{fsup} \geq 1.1 \cdot t_w \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Revisión para no utilizar secciones extremadamente monosimétricas

Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y

$$I_{yc} := t_{fsup} \cdot \frac{b_{fsup}^3}{12} = 21333.333 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia del ala en tensión con respecto al eje y

$$I_{yt} := t_{finf} \cdot \frac{b_{finf}^3}{12} = 41666.667 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluación} := & \begin{cases} \text{if } 0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \\ \quad \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple con los requisitos de las proporciones”} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

Cálculo de factores de distribución

Cálculo de Kg

En base a la sección transversal se debe hacer es calcular el centroide y el momento de inercia de la sección

Cálculo del centroide con respecto al eje inferior

$$\begin{aligned}
 A_1 &:= b_{finf} \cdot t_{finf} = 200 \text{ cm}^2 & x_1 &:= \frac{b_{finf}}{2} = 25 \text{ cm} & y_1 &:= \frac{t_{finf}}{2} = 2 \text{ cm} \\
 A_2 &:= h_{alma} \cdot t_w = 312 \text{ cm}^2 & x_2 &:= 244 \text{ mm} + \frac{t_w}{2} = 25 \text{ cm} & y_2 &:= t_{finf} + \frac{h_{alma}}{2} = 134 \text{ cm} \\
 A_3 &:= b_{fsup} \cdot t_{fsup} = 160 \text{ cm}^2 & x_3 &:= 50 \text{ mm} + \frac{b_{fsup}}{2} = 25 \text{ cm} & y_3 &:= t_{finf} + h_{alma} + \frac{t_{fsup}}{2} = 266 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Coordenada en X

$$X_{cg} := \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$X_{cg} = 250 \text{ mm}$$

Coordenada en Y

$$Y_{cg} := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$Y_{cg} = 1261.429 \text{ mm}$$

### Cálculo del momento de inercia

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y^2	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

$$I_{cg} := 0.087732873 \text{ m}^4 = 8773287.3 \text{ cm}^4$$

$$A := A_1 + A_2 + A_3 = 672 \text{ cm}^2$$

Razón entre módulos de acero y hormigón

$$n := 8$$

Distancia entre centros de gravedad entre el tablero y viga de acero

$$e_g := h_v - Y_{cg} + \frac{e_{ta}}{2} = 156.857 \text{ cm}$$

$$K_g := n \cdot (I_{cg} + e_g^2 \cdot A) = 2.025 \text{ m}^4$$

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas interiores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded:	$0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$
		Two or More Design Lanes Loaded:	$0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	$10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule			$N_b = 3$	

Factor de distribución para Momento,  $g_{mint}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2.2b-1

Donde:

S= Separación entre vigas, mm

L= Longitud del tramo de la viga, mm<sup>4</sup>

ts= altura de la losa de hormigón armado, mm

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

Un carril cargado

$$g_{mint1} := 0.06 + \left(\frac{S}{4300 \text{ mm}}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.464$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mint2} := 0.075 + \left(\frac{S}{2900 \text{ mm}}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.548$$

$$g_{mint} := \max(g_{mint1}, g_{mint2}) = 0.548$$

Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2b-1, AASHTO LRFD, 2017.

```
Evaluación1 := || if 3.5 ft ≤ S ≤ 16 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1 "
```

Evaluación<sub>1</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación2 := || if 4.5 in ≤ ts ≤ 12 in
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1 "
```

Evaluación<sub>2</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación3 := || if 20 ft ≤ L ≤ 240 ft
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1 "
```

Evaluación<sub>3</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación4 := || if nv ≥ 4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1 "
```

Evaluación<sub>4</sub> = "Satisfactoria"

```
Evaluación5 := || if 10000 in4 ≤ Kg ≤ 7000000 in4
                ||
                || Verificación ← "Satisfactoria"
                || else
                || Verificación ← "No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1 "
```

Evaluación<sub>5</sub> = "Satisfactoria"

Cálculo de factores de distribución de momentos para vigas exteriores

Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			$e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Factor de distribución para Momento,  $g_{mext}$ , tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2018, Table 4.6.2.2d-1

Donde:

S= Separación entre vigas,  $mm$

L= Longitud del tramo de la viga,  $mm^4$

$t_s$ = altura de la losa de hormigón armado,  $mm$

$$t_s := e_{ta} = 0.3 \text{ m}$$

La distancia  $d_e$ , se tomará como positiva si el alma exterior está dentro de la carga interior de la barrera de tráfico y negativa si está fuera de la barrera de tráfico.

En nuestro caso se encuentra dentro de la barrera de tráfico, por lo tanto el valor de  $d_e$  será positivo. Además, según The Manual for Bridge Evaluation, 2018 se evita el uso de factores multipresencia en la Evaluación de Puentes existentes.

$$d_e := L_{vo} - \frac{b_{finf}}{2} = 900 \text{ mm}$$

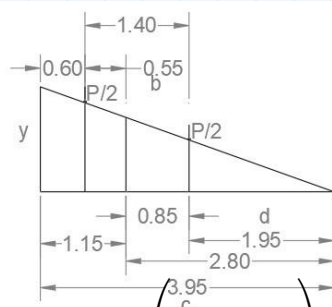
Verificación de los rangos de aplicabilidad de la Tabla 4.6.2.2d-1, AASHTO LRFD, 2017.

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } -305 \text{ mm} \leq d_e \leq 1676 \text{ mm} \\ \quad \text{e} \\ \quad \text{se} \end{cases} \begin{cases} \text{Verificación} \leftarrow \text{“Satisfactoria”} \\ \text{Verificación} \leftarrow \text{“No cumple los requisitos de la Tabla 4.6.2.2b-1”} \end{cases}$$

**Evaluación = “Satisfactoria”**

$$e := 0.77 + \frac{d_e}{2774 \text{ mm}} = 1.094$$

Un carril cargado (Regla de la Palanca)



**Nota.** No aplica el uso de factores multipresencia y la determinación de factores de distribución de corte no aplica ya que las vigas longitudinales no presentan daños importantes inducidos por corte, AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

$$g_{mext1} := 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 0.5}{3.95} \right) + 0.5 \cdot \left( \frac{1.41 \cdot 1.9}{3.95} \right) = 0.446$$

Dos o más carriles cargados

$$g_{mext2} := e \cdot g_{mint} = 0.6$$

$$g_{mext} := \max(g_{mext1}, g_{mext2}) = 0.6$$

## Cálculo de pesos

La carga muerta que resistirán las vigas de acero longitudinal se analizan como una sección compuesta y se asumirá que las cargas de barrera, aceras y capa de rodadura se distribuyen de manera igual a todas las vigas longitudinales.

Peso de la barrera de acero en las vigas longitudinales de una sección

$$w_{ba} = 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$
$$w_{bavi} := \frac{w_{ba}}{n_v} = 1.248 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso de la capa de rodadura

$$w_{cr} = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

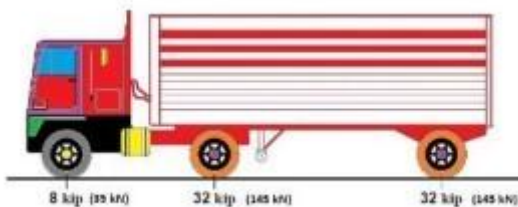
Peso total de la capa de rodadura a lo largo de las vigas longitudinales

$$w_{cr} := \frac{w_{cr}}{n_v} = 22.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

## Cálculo de momentos, cortante y esfuerzos

Se realizará la estimación del momento máximo producido por el camión de carga HL-93 y se utilizará el teorema de Barre y Líneas de influencia

Momento máximo 1 línea de carga HL-93 en sentido longitudinal



Carga distribuida para vehículos livianos

$$q := 0.95 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$x := 4.30 \text{ m}$$

$$R := 8 \text{ kip} + 2 \cdot 32 \text{ kip} \cdot 1.33 = 43.436 \text{ tonnef}$$

$$x_1 := \frac{32 \text{ kip} \cdot x \cdot 1.33}{R} = 1.911 \text{ m}$$

$$x_2 := \frac{32 \text{ kip} \cdot 2 \cdot x \cdot 1.33}{R} = 3.822 \text{ m}$$

$$x_T := x_1 + x_2 = 5.733 \text{ m}$$

$$C_k := x_T - 4.27 \text{ m} = 1.463 \text{ m}$$

$$a_k := \left( \frac{R}{L} \right) \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L \quad = 19.491 \text{ m}$$

$$M_{k,max} := \left( \frac{R}{L} \right) \cdot \left( L - C_k \right) + q \cdot L \quad - 8 \text{ kip} \cdot 1.33 \cdot x = 572.231 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Cálculo de momentos

Para determinar la carga que una sección compuesta puede resistir, consideramos tanto el tablero como las vigas trabajando juntas para soportar barreras y aceras. Para la carga muerta, utilizamos ecuaciones de estática. Calculamos la carga viva con líneas de influencia, utilizando el camión de diseño HL-93 para determinar el momento máximo, también se usará una carga de carril y camión por fatiga. El análisis se enfoca en vigas interiores. La elección de la normativa de AASTO Bridge Design Specifications, 2017 se basa en su concordancia con especificaciones de The Manual for Bridge Evaluation, 2018.

Momentos máximos de carga viva por el camión de diseño HL-93, tándem, carga de carril (línea) y camión fatiga con sus respectivos aumentos IM

distancia	Máx. Camión	Máx. Tandem	Línea	IM33%+Línea	Camión fatiga	FATIGA + IM15%
0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0
0.7	18.28	14.63	12.48	36.8	18	20
1.3	35.79	28.73	24.54	72.1	35	40
2.0	52.71	42.41	36.18	106.3	51	58
2.7	68.75	55.49	47.39	138.8	66	76
3.3	84.19	68.04	58.18	170.1	81	95
4.0	98.88	80.29	68.54	200.1	95	109
4.7	113.59	91.82	78.49	229.6	109	126
5.3	129.11	102.82	88.01	259.7	124	143
6.0	143.98	113.63	97.10	288.8	138	159
6.7	158.03	123.61	105.78	316.0	152	174
7.3	171.31	133.09	114.03	341.9	164	189
8.0	184.11	142.43	121.86	366.7	176	203
8.7	195.92	150.86	129.26	389.8	187	215
9.3	206.97	158.91	136.24	411.5	197	227
10.0	217.71	166.70	142.80	432.4	207	238
10.7	227.29	173.58	148.94	451.2	216	248
11.3	236.18	180.19	154.65	468.8	224	258
12.0	244.77	186.43	159.94	485.5	232	266
12.7	252.12	191.76	164.80	500.1	238	274
13.3	258.94	196.94	169.24	513.6	244	280
14.0	265.30	201.63	173.26	526.1	249	287
14.7	270.41	205.48	176.86	536.5	253	291
15.3	275.17	209.15	180.03	546.0	257	296
16.0	279.29	212.28	182.78	554.2	260	299
16.7	282.20	214.70	185.11	560.4	262	301
17.3	284.86	216.82	187.02	565.9	263	303
18.0	286.75	218.41	188.50	569.9	264	304
18.7	287.59	219.39	189.55	572.1	264	303
19.3	288.02	219.96	190.19	573.3	263	303
20.0	287.68	220.00	190.40	573.0	262	301

Se determinó el momento máximo hasta la distancia de 20 m, porque se asume que la otra mitad de la sección tendrían los mismos momentos, es decir, haría el efecto espejo.

A continuación, se necesita encontrar las cargas aplicadas y se usa las combinaciones de carga y factores de carga que se especificaron anteriormente.

Resistencia I	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Servicio II	$\gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{DWmax} \cdot DW + \gamma_{LL} \cdot LL$
Fatiga	$\gamma_{LL} \cdot LL$

Solicitaciones para combinaciones de carga y factores de carga

Cálculo Momentos DC

$$DC := \frac{w_{bavi} \cdot S^2}{10} = \left( 9.784 \cdot 10^{-4} \right) \text{ tonnef} \cdot m$$

A continuación, seleccionamos el momento máximo producido por el camión HL-93 y el Tándem y usamos las fórmulas de combinación de carga y factores de carga

Resistencia I

$$LL := 573 \text{ tonnef} \cdot m$$

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

$$\gamma_{DWmax} := 1.50$$

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

$$R_I := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{LL} \cdot LL = 1002.751 \text{ tonnef} \cdot m$$

Servicio II

$$\gamma_{DCmax} := 1$$

$$\gamma_{DWmax} := 1$$

$$\gamma_{LL} := 1.30$$

$$S_{II} := \gamma_{DCmax} \cdot DC + \gamma_{LL} \cdot LL = 744.901 \text{ tonnef} \cdot m$$

Fatiga

$$\gamma_{LL} := 0.75$$

$$LL := 301 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$F := \gamma_{LL} \cdot LL = 225.75 \text{ tonnef} \cdot m$$

## Propiedades de una sección compuesta

Nuestra sección compuesta está conformada por vigas de acero y losa de hormigón armado y trabajan en conjunto para soportar las cargas. Además, debemos determinar el ancho efectivo de la sección.

Ancho de ala efectiva para vigas interiores, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, Sección 4.6.2.6

Revisión 1

$$L = 40 \text{ m}$$

$$R1 := \frac{1}{4} \cdot L = 10 \text{ m}$$

Revisión 2

$$R2 := \min \left( 12 \cdot t + t_w, 12 \cdot t + \frac{b_{fsup}}{2} \right) = 3.612 \text{ m}$$

Revisión 3

$$R3 := S = 2.8 \text{ m}$$

$$A_{efe} := \min R1, R2, R3 = 2.8 \text{ m}$$

La proporción modular  $n$  permite un análisis de carga a corto plazo cuando las cargas se aplican rápido, sin embargo, es importante analizar la proporción modular conforme pasa el tiempo, es decir, con los efectos creep y la proporción modular es de  $3n$ , es importante considerar que son aspectos esenciales en el diseño y evaluación de estructuras compuestas ya que garantizan que la estructura sea útil y sea capaz de soportar las cargas previstas a lo largo del tiempo. Por lo tanto, según el objetivo de evaluar el comportamiento de la estructura se realizará con la proporción modular de  $3n$  y se comparará los efectos producidos con la proporción modular  $n$ .

### Dimensiones de las vigas y propiedades del acero

Altura del alma  $h_{alma} = 260 \text{ cm}$

Espesor del alma  $t_w = 1.2 \text{ cm}$

Ancho ala superior  $b_{fsup} = 40 \text{ cm}$

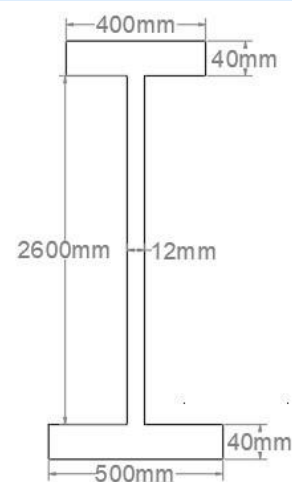
Espesor ala superior  $t_{fsup} = 4 \text{ cm}$

Ancho ala inferior  $b_{finf} = 50 \text{ cm}$

Espesor ala inferior  $t_{finf} = 4 \text{ cm}$

Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200 \text{ GPa}$

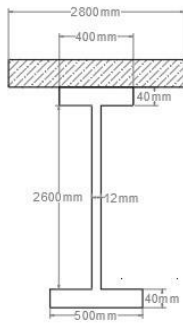
Altura total de la viga  $h_{viga} := t_{finf} + h_{alma} + t_{fsup} = 2.68 \text{ m}$



Inercia de solo viga

Viga sola	Área	Centroide fig	lo	A*y^2	Itotal
Ala superior	0.016	2.66	0.00000213	0.0312960	0.03129817
Ala infeior	0.0312	0.02	0.00000267	0.038732571	0.03873524
Alma	0.02	1.34	0.01757600	0.000123469	0.01769947
Sumatoria	0.0672	4.02	0.0175808	0.070152073	0.087732873

Sección compuesta n y sección compuesta 3n



Inercia Sección Compuesta n

Compuesta n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y^2	Itotal
Viga	0.0672	1.261428571	0.087732873	0.061473817	0.14920669
Losa	0.105	2.83	0.0063	0.039343243	0.045643243
Total	0.1722	2.217874564	0.094032873	0.100817059	0.194849933

Inercia Sección Compuesta 3n

Compuesta 3n	Área	Coord Centr. Fig	lo	A*y^2	Itotal
Viga	0.1722	1.261428571	0.194849933	0.049690806	0.244540739
Losa	0.095	2.83	0.0063	0.037231746	0.043531746
Total	0.2072	1.798610568	0.201149933	0.086922552	0.288072485

Módulos seccionales S

	Módulos seccionales (S) parte inf viga	Módulos seccionales (S) parte sup viga	Módulos seccionales (S) parte sup losa
Solo Viga	0.069550409	0.061845933	0.051049885
Compuesta n	0.087854352	0.421638624	0.255666487
Compuesta 3n	0.160163901	0.354163053	0.243842104

Módulo Seccional  
Solo viga

$$S_{VIV} := 0.069550409 \text{ m}^3$$

$$S_{VSV} := 0.061845933 \text{ m}^3$$

$$S_{SSL} := 0.051049885 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional n

$$S_{nIV} := 0.087854352 \text{ m}^3$$

$$S_{nSV} := 0.421638624 \text{ m}^3$$

$$S_{nSL} := 0.255666487 \text{ m}^3$$

Módulo Seccional 3n

$$S_{3nIV} := 0.160163901 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSV} := 0.354163053 \text{ m}^3$$

$$S_{3nSL} := 0.243842104 \text{ m}^3$$

Cálculo del momento plástico y momento de fluencia

El momento plástico se calcula de acuerdo con el apéndice D6.1 de la AASHTO Bridge Design Specifications, 2017. Las fuerzas plásticas que se debe considerar son:

- Fuerzas Plásticas en la Losa ( $P_s$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala de Compresión ( $P_c$ )
- Fuerzas Plásticas en el Alma ( $P_w$ )
- Fuerzas Plásticas en el Ala en Tensión ( $P_t$ )

No se tomará en cuenta el refuerzo longitudinal de la losa para tener un enfoque más conservador.

Fuerzas Plásticas en la losa

$$P_s := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{efe} \cdot e_{ta} = 1999.2 \text{ tonnef}$$

### Fuerza Plástica en el Ala a Compresión

$$P_c := f_{y588} \cdot b_{fsup} \cdot t_{fsup} = 552 \text{ tonnef}$$

### Fuerza Plástica en el Alma

$$P_w := f_{y588} \cdot h_{alma} \cdot t_w = 1076.4 \text{ tonnef}$$

### Fuerza Plástica en el Ala a Tensión

$$P_t := f_{y588} \cdot b_{finf} \cdot t_{finf} = 690 \text{ tonnef}$$

De acuerdo con el Apéndice D6 - Cálculos fundamentales para miembros en flexión, nos muestra en la Tabla D6.1-1 siete formas para determinar el momento plástico

#### Caso 1 (Eje Natural Plástico en el Alma)

$$\begin{aligned} \text{Caso}_1 &:= \text{if } P_t + P_w \geq P_c + P_s \\ &\quad \left\| \begin{array}{l} \text{Caso}_1 \leftarrow \text{“Se debe calcular el Momento Plástico según el Caso 1”} \\ \text{else} \\ \text{Caso}_1 \leftarrow \text{“Se debe probar un caso diferente”} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Caso<sub>1</sub> = “Se debe probar un caso diferente”

#### Caso 2 (Eje Natural Plástico en el Ala Superior)

$$\begin{aligned} \text{Caso}_2 &:= \text{if } P_t + P_w + P_c \geq P_s \\ &\quad \left\| \begin{array}{l} \text{Caso}_2 \leftarrow \text{“Se debe calcular el Momento Plástico según el Caso 2”} \\ \text{else} \\ F \leftarrow \text{“Se debe probar un caso diferente”} \\ 1 \end{array} \right. \end{aligned}$$

Caso<sub>2</sub> = “Se debe calcular el Momento Plástico según el Caso 2”

Procedemos a determinar el momento plástico según las consideraciones del Caso 2

$$Y := \frac{t_{fsup}}{2} \cdot \left( \frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) = 1.157 \text{ cm}$$

Para obtener el Momento Plástico es importante calcular la distancia entre los centroides de la losa, alma y ala en tensión a Y

$$d_s := Y + 5 \text{ cm} + \frac{e_{ta}}{2} = 21.157 \text{ cm}$$

$$d_w := Y - t_{fsup} + \frac{h_{alma}}{2} = 127.157 \text{ cm}$$

$$d_t := h + \frac{t_{finf}}{2} + Y - t_{fsup} = 259.157 \text{ cm}$$

#### Cálculo del Momento Plástico

$$M_p := \frac{P_c}{2 \cdot t_{fsup}} \cdot \left( Y + t_{fsup} - Y \right)^2 + \left( P_s \cdot d_s + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t \right) = 3586.356 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Momento de fluencia

Describe el momento máximo que una estructura puede resistir ante de experimentar una deformación plástica significativa

$$S_{NC} := S_{VIV} = 0.06955 \text{ m}^3 \quad M_{D1} := \frac{1 \text{ m} \cdot w_{losa} \cdot S^2}{10} + DC + LL = 301.565 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{LT} := S_{3nIV} = 0.16016 \text{ m}^3 \quad M_{D2} := DC + LL = 301.001 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$S_{ST} := S_{nIV} = 0.08785 \text{ m}^3$$

$$F_{yf} := \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Despejamos el  $M_{AD}$

$$M_{AD} := S_{ST} \cdot \left( f_{y588} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) = (2.485 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Calculamos  $M_y$

$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 3087.504 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Revisión para Resistencia I

### Flexión

Determinamos sección compacta o no compacta:

$$D_{cp} := Y = 0.012 \text{ m}$$

Para evaluarlo usamos la siguiente relación

$$\text{Evaluación} := \text{if } 2 \cdot \frac{D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_{y588}}} \quad \left| \begin{array}{l} \text{“Sección Compacta”} \\ \text{“Sección Compacta”} \\ \text{else} \\ \text{“Sección no Compacta”} \end{array} \right. = \text{“Sección Compacta”}$$

### Revisión de Ductilidad

Todas las secciones deben satisfacer lo siguiente

$$D_p := Y + e_{ta} + 5 \text{ cm} = 36.157 \text{ cm}$$

$$D_t := h_{viga} + e_{ta} = 2.98 \text{ m}$$

$$\text{Evaluación} := \text{if } D_p \leq 0.42 \cdot D_t \quad \left| \begin{array}{l} \text{“Satisfactoria”} \\ \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.1-1”} \end{array} \right. = \text{“Satisfactoria”}$$

## Cálculo del momento de resistencia nominal

Primero debe cumplir lo siguiente

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } D_p \leq 0.1 \cdot D_t \\ \quad \parallel \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”}$$

Ya que no cumple se usa la siguiente ecuación:

$$M_n := M_p \cdot \left( 1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento sobre el puente Resistencia I

$$M_u := R_I = 1002.751 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f := 1$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{if } M_u \leq \phi_f \cdot M_n \\ \quad \parallel \text{“Satisfactoria”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple los requisitos de la sección 6.10.7.1.2”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluación} = \text{“Satisfactoria”}$$

Resistencia nominal de la viga

$$R_n := \frac{M_n}{\phi_f \cdot 1 \text{ m}} = 3532.806 \text{ tonnef}$$

Debido a que nuestro interés es determinar la Resistencia nominal para la Evaluación de componentes del puente se omite las revisiones de Servicio II, sin embargo, al considerar que son estructuras de acero se debe revisar las condiciones de Fatiga.

Revisión de Fatiga, debe cumplir la siguiente condición

Para Fatiga I para combinaciones de carga y vida infinita

$$\gamma \cdot \Delta f \leq \Delta f_n$$

$\Delta f_n$  es el umbral de fatiga es importante para evaluar la vida útil de un componente y conociendo este elemento se previene fallas por fatiga

$$\Delta F_{TH} := 24 \text{ ksi} = 165.474 \text{ MPa}$$

Table 6.6.1.2.5-3—Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

Detail Category	Threshold (ksi)
A	24.0
B	16.0
B'	12.0
C	10.0
C'	12.0
D	7.0
E	4.5
E'	2.6
ASTM F3125, Grades A325 and F1852 Bolts in Axial Tension	31.0
ASTM F3125, Grades A490 and F2280 Bolts in Axial Tension	38.0

Calculamos el esfuerzo por fatiga con el módulo de sección en la parte inferior de la viga para una sección compuesta 3n

$$S_{3nIV} = 0.16 \text{ m}^3$$

$$M_F := 475 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta f := \frac{M_F}{S_{3nIV}} = 2965.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

```
Evaluación := if Δf ≤ ΔFTH |  
                || "Satisfactoria" |  
                else |  
                || "No cumple los requisitos" |
```

Evaluación = "Satisfactoria"

Los elementos tipo diafragmas y rigidizadores no serán evaluados ya que cumple con las solicitaciones de las vigas

## Evaluación Analítica de acuerdo con The Manual for Bridge Evaluation del Puente sobre la Quebrada Seca las Flores

Para el tablero de hormigón

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso de la losa  $w_{losa} := 720 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$W_{DC} := 0.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 2 \cdot 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$W_{DW} := 0.176 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$W_{IMLL} := 2.91 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal de la losa

Momento Nominal por momento positivo  $M_P := 5.914 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa1} := 5.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Momento Nominal por momento negativo  $M_N := 3.405 \text{ tonnef}$

$R_{nlosa2} := 3.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de clasificación ( $RF$ )

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.95$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nlosa1} + R_{nlosa2} = 8.854 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 1.5395189$$

Para las vigas de acero A588

Factor de resistencia para evento extremos  $\phi := 1$

Espaciamiento entre vigas  $S := 2.8 \text{ m}$

Peso de la barrera  $w_{ba} := 2 \cdot 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

$$W_{DC} := w_{ba} \cdot \frac{S^2}{10} = 0.01 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Peso de la capa de rodadura  $w_{cr} := 2 \cdot 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga muerta debido a superficies de desgaste y servicios públicos

$$W_{DW} := 0.176 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Efectos de carga viva y carga dinámica permitida IM+LL

$$W_{IMLL} := 575 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal de la losa

$$R_{ny} := 3532.806 \text{ tonnef} \cdot 1 \text{ m} = 3532.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Factor de clasificación (RF)

Factor de sistema especificado en la Tabla 18  $\phi_s := 1$

Factor de condición especificado en la Tabla 17  $\phi_c := 0.85$

Factor para carga muerta DC  $\gamma_{DCmax} := 1.25$

Factor para carga muerta DW  $\gamma_{DWmax} := 1.50$

Factor para carga viva LL  $\gamma_{LL} := 1.75$

Capacidad del momento positivo y negativo

$$C := \phi_s \cdot \phi_c \cdot \phi \cdot R_{nv} = 3002.885 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$RF := \frac{C - \gamma_{DCmax} \cdot W_{DC} - \gamma_{DWmax} \cdot W_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot W_{IMLL}} = 2.9839591$$

## REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL

### 1. INFORMACIÓN GENERAL

REPORTE No	2.1	FECHA:	18/0ctubre/2023	HORA:	15:00
UBICACIÓN	Anillo vial Tramo Sur		REFERENCIAS	Redondel Cota 24700, Queda de Saca las Flores	

### 2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN

NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chumero, 2 Ayudante

CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Nublado con chubascos

CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal

TIPO DE PUENTE: Simpl apoyado losa contrigas long. CÓDIGO DEL PUENTE T02

LONGITUD 40 m ANCHO 27 m ALTURA

EQUIPOS: cinta de 30m, cámara, Nivel, linterna, Estacas, Equipo de protección personal

### 3. COMPONENTES INSPECCIONADOS

ELEMENTOS INSPECCIONADOS Tablero de hormigón armado, aceras exteriores y centrales, barandas de acero, ciclovía, juntas, vigas longitudinales, estribos, superficie de rodamiento, señalización, sistemas de drenaje de hormigón y PVC

### 4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:

TIPO	DESCRIPCIÓN	CÓDIGO	UNIDAD	
Tablero de hormigón A	Tablero de hormigón armado sin las superficie de rodamiento y sistemas de protección.	T01	m <sup>2</sup>	
	CANTIDAD: 1080 m <sup>2</sup>			
	OBSERVACIONES: Presenta pequeñas síntomas de desgaste provocados por la humedad y agua.			
Aceras de hormigón	Aceras para uso peatonal de asfalto	Ac01	m <sup>2</sup>	
	CANTIDAD: 80 m <sup>2</sup> de acera central o parterre central,			
	OBSERVACIONES: No cuenta con aceras hormigón, simplemente se dividio con un bordillo y funciona como acera, presencia de basura y vegetación.			
Barandillas de acero	Barandillas de acero	BM01	m	
	DESCRIPCIÓN: Tubos de acero de 100x6mm A36, postes con las mismas propiedades y con espaciamientos de 1.60m			
	CANTIDAD: 2 filas de Tubos de acero con espaciamiento entre ellos de 60 cm y postes con espaciamiento de 1.60 m			
	OBSERVACIONES: Presentan leves manchas por corrosión y ningún otro defecto pero la vegetación evita el uso adecuado para los usuarios			
Vigas de acero	Vigas de acero	V02	m	
	DESCRIPCIÓN: Vigas de acero A588 de alta resistencia a la corrosión			
	CANTIDAD: 10 vigas longitudinales de longitud de 40 m			
	OBSERVACIONES: Presentan muchas manchas por corrosión y no tienen deformaciones importantes.			

TIPO	Estribos de hormigón	CÓDIGO	E01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Muro de contención y muros de alca				
	CANTIDAD: 31,25 m				
	OBSERVACIONES: Presenta varias desprendimientos por humedad y agua, la corrosión que hay son muy grandes, es decir, sus manchas tienen demarcada larg.				
TIPO	Juntas de expansión	CÓDIGO	J03	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión de neopreno shore 60 con tornillos de acero				
	CANTIDAD: 34 m en total 8,50 m en cada calzada y dos en cada extremo				
	OBSERVACIONES: fugas mínimas, grietas superficiales y acumulación de material petreo.				
TIPO	Junta expansión Strip Seal	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión tipo transfer				
	CANTIDAD: 40 m				
	OBSERVACIONES: La altura y el acceso al punto dificulta la observación pero se puede observar corrosión por humedad y agua en el hormigón de los juntos				
TIPO	Capa de Rodamiento asf.	CÓDIGO	R01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Superficie de Rodamiento de asfalto				
	CANTIDAD: 680 m <sup>2</sup> en total 340 m <sup>2</sup> por cada calzada				
	OBSERVACIONES: leves desprendimientos y no necesita reparación importante.				
TIPO	Sist. de drenaje de horm.	CÓDIGO	D01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Sistema de drenaje a los extremos de la forma típica en puentes				
	CANTIDAD: 40 m por calzada con un total de 80 m				
	OBSERVACIONES: Acumulación de vegetación, material granular, estancamiento en el drenaje.				
TIPO	Sist. de drenaje de PVC	CÓDIGO	D03	UNIDAD	m; u
	DESCRIPCIÓN: Tubería de drenaje de PVC corrugado				
	CANTIDAD: Se puede observar dos tuberías a los extremos				
	OBSERVACIONES: Una de las tuberías está deformada por desprendimientos en el terreno pero no obstaculiza el flujo de agua				
TIPO	A <sub>1</sub>	CÓDIGO		UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN:				
	CANTIDAD:				
	OBSERVACIONES:				







# REPORTE DE INSPECCIÓN VISUAL


1. INFORMACIÓN GENERAL					
REPORTE No	2.2	FECHA:	17/ octubre /2023	HORA:	10:00
UBICACIÓN	Anillo vial Tramo Sur	REFEREN	Quebrado Seco las Flores		
2. DETALLES DE LA INSPECCIÓN					
NOMBRE DE LOS INTEGRANTES DEL EQUIPO DE TRABAJO: Rogger Chameiro, 2 ayudantes					
CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Despejado					
CONDICIONES DE ILUMINACIÓN: Normal					
TIPO DE PUENTE:	Tablero de hormigón armado y vigas de acero	CÓDIGO DEL PUENTE	T02		
LONGITUD	40 m	ANCHO	27 m	ALTURA	
EQUIPOS: Cinta de 30m, cámara, nivel, equipo de protección personal, flexómetro					
3. COMPONENTES INSPECCIONADOS					
ELEMENTOS INSPECCIONADOS Tablero de hormigón armado, aceras centrales de hormigón, aceras de asfalto exteriores, barandas de acero para pasamanos, juntas, vigas longitudinales ASBB, estribos de hormigón, superficie de rodamiento de asfalto, sistemas de drenaje de hormigón					
4. RESULTADOS DE INSPECCIÓN:					
TIPO	Tablero de hormigón armado	CÓDIGO	T01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Tablero de hormigón armado, sin barandas de acero, aceras de asfalto y aceras de hormigón centrales				
	CANTIDAD: 80 m <sup>2</sup> de aceras centrales				
	OBSERVACIONES: Presenta grandes manchas de óxido, delaminación leve menor a 2.5cm y socavación no visible				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
DELAMINACIÓN		✓			
ACERO EXPUESTO	✓				
ÓXIDO			✓		
GRIETAS	✓				
ABRASIÓN	✓				
ASENTAMIENTOS	✓				
SOCAVACIÓN		✓			
DAÑOS	✓				
TIPO	Aceras de hormigón y asfalto	CÓDIGO	AC01	UNIDAD	m <sup>2</sup>
	DESCRIPCIÓN: Aceras para uso peatonal de asfalto y aceras centrales de hormigón				
	CANTIDAD: 80 m <sup>2</sup> de aceras de asfalto en áreas calzadas con un total de 160 m <sup>2</sup> y 80 m <sup>2</sup> de aceras de hormigón				
	OBSERVACIONES: Aceras de asfalto presencia de berrusa y vegetación				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1	CE 2	CE 3	CE 4	
	BUENA	NORMAL	POBRE	SEVERA	
DELAMINACIÓN	✓				
ACERO EXPUESTO	✓				
ÓXIDO	✓				
GRIETAS	✓				
ABRASIÓN	✓				
ASENTAMIENTOS	✓				
SOCAVACIÓN		✓			
DAÑOS	✓				

TIPO	Barandas de acero	CÓDIGO	BH0-1	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Tubos de acero de 100x60mm con postes con las mismas dimensiones de 1,60m				
	CANTIDAD: 2 filas de tubos de 100x60mm con postes de igual dimensión con espaciadores de 1,60m.				
	OBSERVACIONES: Presentan manchas por corrosión y vegetación que dificultan su uso.				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Corrosión		✓			
Grietas	✓				
Conexión	✓				
Distorsión		✓			
Asentamiento	✓				
Sacavación	✓				
Daños	✓				
TIPO	Vigas de acero A588	CÓDIGO	V02	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Vigas de acero A588 de alta resistencia a la corrosión				
	CANTIDAD: 10 vigas longitudinales de 40m.				
	OBSERVACIONES: manchas por corrosión y no hay				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Corrosión			✓		
Grietas	✓				
Conexión		✓			
Distorsión		✓			
Asentamiento	✓				
Sacavación		✓			
Daños	✓				
TIPO	Estrijos de hormigón	CÓDIGO	E01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Incluye muros de contención y muros de cierre				
	CANTIDAD: 31,23m				
	OBSERVACIONES: Brandas manchas por óxido				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Óxido			✓		
Delaminación		✓			
Acero expuesto	✓				
Grietas		✓			
Abundancia	✓				
Asentamientos		✓			
Sacavación		✓			
Daños	✓				
TIPO	Juntas de expansión Strip Seal	CÓDIGO	J01	UNIDAD	m
	DESCRIPCIÓN: Junta de expansión de neopreno Shore 60 con lemninas de acero				
	CANTIDAD: 34m en total, 8,5m en cada extremo de la carpada				
	OBSERVACIONES: fugas mínimas, fisuras y grietas superficiales				
CONDICIÓN DE ESTADO (CE)					
DEFECTOS	CE 1 BUENA	CE 2 NORMAL	CE 3 POBRE	CE 4 SEVERA	
Fugas		✓			
Adh. en la junta		✓			
Daños en la junta		✓			
Grietas en sello		✓			
Imparc. escombros		✓			
Plat. adyacente	✓				
Deterioro		✓			
Daños	✓				



**5. FOTOGRAFÍAS Y DOCUMENTACIÓN ADICIONAL**

			
<p><b>Tablero de hormigón armado</b></p>	<p><b>Código: T01</b></p>	<p><b>Acera de asfalto</b></p>	<p><b>Código: AC01</b></p>
			
<p><b>Barandillas de acero</b></p>	<p><b>Código: BM01</b></p>	<p><b>Barandillas de Acero y Aceras de asfalto</b></p>	<p><b>Código: BM01 y AC01</b></p>
			
<p><b>Vigas de Acero A588</b></p>	<p><b>Código: V02</b></p>	<p><b>Vigas de Acero A588</b></p>	<p><b>Código: V02</b></p>

			
<b>Estribos de hormigón armado</b>	<b>Código: E01</b>	<b>Junta de expansión de neopreno shore 60</b>	<b>Código: J01</b>
			
<b>Superficie de rodamiento de asfalto</b>	<b>Código: SR01</b>	<b>Junta de expansión tipo transflex</b>	<b>Código: J01</b>
			
<b>Superficie de rodamiento de asfalto</b>	<b>Código: SR01</b>	<b>Sistema de drenaje de hormigón</b>	<b>Código: D01</b>



**Reporte de Inspección de Nivel 1 o de Inventario**



**Acumulación de material granular y de basura en los laterales**



**Reporte de Inspección de Nivel 2**



**Condiciones meteorológicas e iluminación**