

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE NOCHOZ EN EL
TRAMO II- VILLA RICA –PUERTO BERMUDEZ, OXAPAMPA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JORGE ANTONIO UMPIRE PORTOCARRERO

Lima- Perú

2015

	Pág
RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	6
INTRODUCCIÓN	7
CAPÍTULO I : ANTECEDENTES.	
1.1 RESEÑA HISTÓRICA	8
1.2 UBICACIÓN DEL PUENTE	10
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE	10
CAPÍTULO II : DOCUMENTACIÓN UTILIZADA PARA LA EVALUACIÓN DEL PUENTE.	
2.1 FORMATO DE INSPECCIÓN	12
2.1.1 Ficha de evaluación de puentes	12
2.2 DOCUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE	13
2.2.1 Manual de diseño de puentes	13
2.2.2 Especificaciones AASHTO-LRFD	13
2.2.3 Manual for Brigde Evaluation	13
2.2.4 Ensayos especiales	16
2.2.5 Prueba aplicada en campo	25
CAPÍTULO III : METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL PUENTE USANDO EL “MANUAL FOR BRIGDE EVALUATION”DE LA AASHTO.	
3.1 ÁMBITO	27
3.2 CLASIFICACIÓN DE FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA	27
3.2.1 Introducción	27
3.2.2 Cargas para evaluación	31
3.2.3 Análisis estructural	33
3.2.4 Procedimiento de la clasificación de la carga	35

3.2.5 Estructuras de concreto	48
-------------------------------	----

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

4.1 DATOS DEL PUENTE	54
4.1.1 Propiedades de la sección	54
4.2 ANÁLISIS DE CARGA MUERTA	59
4.2.1 Componentes y accesorios DC	59
4.2.2 Superficie de desgaste	60
4.3 ANÁLISIS DE CARGA VIVA	60
4.3.1 Cálculo de los factores de distribución de carga viva	60
4.4 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN	65
4.4.1 Viga interior (para momento positivo)	65
4.4.2 Viga interior (para momento negativo)	67
4.4.3 Viga exterior (para momento positivo)	68
4.4.4 Viga exterior (para momento negativo)	69
4.5 ECUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN GENERAL	70

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 Conclusiones	72
5.2 Recomendaciones	74
BIBLIOGRAFÍA	75
ANEXOS	76

RESUMEN

Se está realizando el mejoramiento y rehabilitación de la carretera en el Tramo II-Villa Rica - Puerto Bermúdez en la Provincia de Oxapampa del departamento de Cerro de Pasco, en la cual se están realizando evaluaciones a las estructuras de concreto armado. Para este documento nos avocaremos al Puente Nochoz el cual tiene una antigüedad mayor a 29 años y se construyó en base a otra magnitud de sobrecarga vehicular C-30 de acuerdo a las especificaciones de diseño francesa la cual considera la acción conjunta de dos vehículos de diseño (camión de 30 toneladas de 2 ejes traseros de 12 toneladas más 6 toneladas del delantero). Actualmente se usa la sobrecarga vehicular de verificación que es la HL-93 de las especificaciones AASHTO –LRFD, la cual considera la acción conjunta de un vehículo de diseño (camión de 32.7 toneladas) y de una carga uniformemente distribuida de 0.96 t/m por vía de tránsito con la cual evaluaremos el puente. Actualmente está en operación y transitan vehículos livianos desde una Station Wagon, camioneta Pickup hasta las más pesada como buses de tipo 2,3 E y camiones de 2, 3,4 E.

Iniciamos desde la última evaluación que se le hizo a la estructura en el 2006 que es el capítulo I en la cual se recomendó hacer pequeñas reparaciones a la estructura como el pintado y lijado de barandas, limpiar el drenaje del puente. Teniendo esa base de datos se procede hacer la evaluación estructural en base a la metodología AASHTO-LRFD y teniendo como guía "Manual for Bridge Evaluation" principalmente, además de elaborar una ficha de inspección del puente en la cual se detalla todas sus características en diseño, geometría y demás parámetros.

LISTA DE CUADROS

	Pág
- Cuadro N°1.1: Descripción del Puente Nochoz .	10
- Cuadro N°2.1: Factores de reducción de resistencia.	15
- Cuadro N°2.2: Combinaciones de carga y factores de carga de acuerdo a la AASHTO-LFRD.	15
- Cuadro N°2.3: Tipos de inspecciones especiales en puentes.	16
- Cuadro N°2.4: Lista de inspecciones con sus correspondientes denominaciones	16
- Cuadro N°2.5: Factores de corrección cuando no se cumple la relación diámetro/altura.	22
- Cuadro N°3.1: Estados límites y factores de carga para la clasificación de carga.	38
- Cuadro N°3.2: Factor de condición.	39
- Cuadro N°3.3: Factores de sistema ϕ_s para efectos axiales y de flexión.	40
- Cuadro N°3.4: Conversión aproximada en seleccionar ϕ_c .	41
- Cuadro N°3.5: Factores de carga para diseño de carga: YL.	43
- Cuadro N°3.6: Factores de carga viva generalizados :YL para Rutinas de tráfico comercial	43
- Cuadro N°3.7: $t_{(ADTT)}$.	45
- Cuadro N°3.8: Factores de carga viva generalizados, YL para los los vehículos de transporte especializados.	46
- Cuadro N°3.9: Cantidad permitida de carga dinámica : IM	46
- Cuadro N°3.10: Resistencia a la compresión mínima del concreto de un año de construcción.	48
- Cuadro N°3.11: Rendimiento de la resistencia del acero de refuerzo.	49
- Cuadro N°3.12: Resistencia a la tracción de hebras pretensadas	50
- Cuadro N°3.13: Resistencia del material a la conformación de de acero pretensado.	52

LISTA DE FIGURAS

	Pág
- Figura N°1.1: Vista aguas arriba del Puente Nochoz.	8
- Figura N°1.2: Vista del estribo del Puente Nochoz.	8
- Figura N°1.3: Vista en planta y perfil del Puente Nochoz.	9
- Figura N°1.4: Vista de la sección multicelda del Puente Nochoz.	9
- Figura N°1.5: Ubicación geográfica	10
- Figura N°1.6: Vista de las partes principales del Puente Nochoz	11
- Figura N°1.7: Vista del estribo+aleros del puente Nochoz	11
- Figura N°2.1: Elementos constituyentes para las celdas de corrosión.	18
- Figura N°2.2: Elementos constituyentes de las celdas de corrosión.	19
- Figura N°2.3: Corrosión en la losa del puente	20
- Figura N°2.4.a: Corrosión en la columna de concreto de pila	20
- Figura N°2.4.b: Corrosión en la columna de concreto de pila	21
- Figura N°2.5: Núcleos extraídos de los pilares	22
- Figura N°2.6: Muestras ensayadas a compresión	22
- Figura N°2.7: Ensayo de compresión del concreto por esclerómetro	24
- Figura N°2.8: Partes de un esclerómetro	25
- Figura N°4.1: Vista de la sección de viga interior con refuerzo para el momento positivo.	54
- Figura N°4.2: Vista de la sección de viga interior con refuerzo para el momento negativo.	55
- Figura N°4.3: Vista de la sección de viga exterior con refuerzo para el momento positivo.	57
- Figura N°4.4: Vista de la sección de viga exterior con refuerzo para el momento negativo.	58
- Figura N°4.5: Factores de distribución de carga viva para vigas Interiores.	60
- Figura N°4.6: Factores de distribución de carga viva para vigas exteriores.	60
- Figura N°4.7: Modelo del camión HL-93 según las especificaciones Aashto-lrfd.	62
- Figura N°4.8: Distribución del camión HL-93 para el momento positivo+ línea de influencia para el momento positivo.	62
- Figura N°4.9: Distribución de camiones para el momento negativo.	64
- Figura N°4.10: Análisis de una viga TEE:viga alma+ Viga Patín.	65

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- LRFD : Load Factor Design.
- AASHTO : American Association Of State Highway and Transportation Officials.
- RF : Rating Factor.
- C : Estado límite de Resistencia.
- γ_{DC} : Factor LRFD que afecta DC.
- γ_{DW} : Factor LRFD que afecta DW.
- DC : Carga muerta.
- DW : Carga permanente por superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- LL : Carga Viva.
- IM : Carga dinámica por impacto.
- ϕ_c : Factor de condición
- ϕ_s : Factor de Sistema.
- R_n : Resistencia nominal del elemento.
- $f_{ck,est}$: Resistencia característica estimada del concreto a la edad del ensayo.
- f_{ci} : Resistencia a la compresión de cada testigo.
- N : Número total de testigos.
- f_{cl} : Mínima resistencia a la compresión de los testigos ensayados.
- ADTT : Volumen de tráfico.
- W^* : Peso del camión promedio para el 20% superior de la muestra de peso de los camiones (Kips).
- σ^* : Desviación estándar del 20 % superior de la muestra de peso del camión (kips).
- $t_{(ADTT)}$: Valor fractal apropiado para el evento dado de carga máxima esperada.
- RT : Clasificación en toneladas para uso de camiones en efecto de carga viva calculada.
- C_s : Coeficiente sísmico.
- A_s : Área de acero en cm².
- f_y : Resistencia del acero en kg/cm²
- h_f : Peralte del ala.
- b_e : Ancho efectiva del ala.
- b_w : Ancho efectiva del ala.
- A_c : Área del concreto.

INTRODUCCIÓN

Hay muchos puentes existentes que fueron diseñados en base a la sobrecarga vehicular C-30 de la norma francesa en los años 80 , el puente Nochoz fue uno de ellos el cual se evaluara en este informe con la sobrecarga vehicular actual HL-93 de las especificaciones Aashto-Irfd.

Para la evaluación del puente se tomó como base un ejemplo del Manual for Bridge Evaluation la cual contempla una serie de pasos que van desde calcular las propiedades geométricas, las solicitaciones que aporta cada material (concreto-acero), solicitaciones por carga muerta (componentes, accesorios y superficie de rodadura.) hasta llegar finalmente a la ecuación general de carga la cual indica por cada elemento mediante valores si la estructura se encuentra estable, necesita reforzamiento o debe demolerse(Clasificador RF).

Se tomó la sección cajón de tres celdas y lo dividimos en 4 vigas (2 exteriores y dos interiores) la cual se diferencian entre ellas por la ubicación del refuerzo por flexión (Positivo-Negativo).El dividir la sección cajón en elementos conocidos ayudo en el planteamiento del análisis.

Para el cálculo de las solicitaciones por carga viva se usaron las líneas de influencia para un puente continuo de dos tramos, en el cual se puede visualizar claramente la ubicación solicitación máxima (Momento-Cortante).según la posición del camión a lo largo del puente.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.

1.1 RESEÑA HISTÓRICA :

El puente fue construido en el año 1985 con la sobrecarga de diseño C-30 de la norma francesa.

A lo largo de los años fue haciéndose su respectivo evaluación y mantenimiento, siendo la última evaluación en julio del 2006 en la cual el puente se encontraba relativamente en buen estado tanto en la Súper-estructura, y la sub-estructura como la superficie de rodadura, estribos, pilar; solo se encontró cierto grado de oxidación y despintado en las barandas metálicas, además de algunas tuberías de drenaje obturadas a la cual recomendaron lijado, repintado y limpieza respectivamente.

No tenía losa de aproximación en ningún de los extremos del puente por lo cual recomendó construirlos, además de colocar un colchón de mampostería en la base del pilar. Actualmente se cuenta con las mismas observaciones.

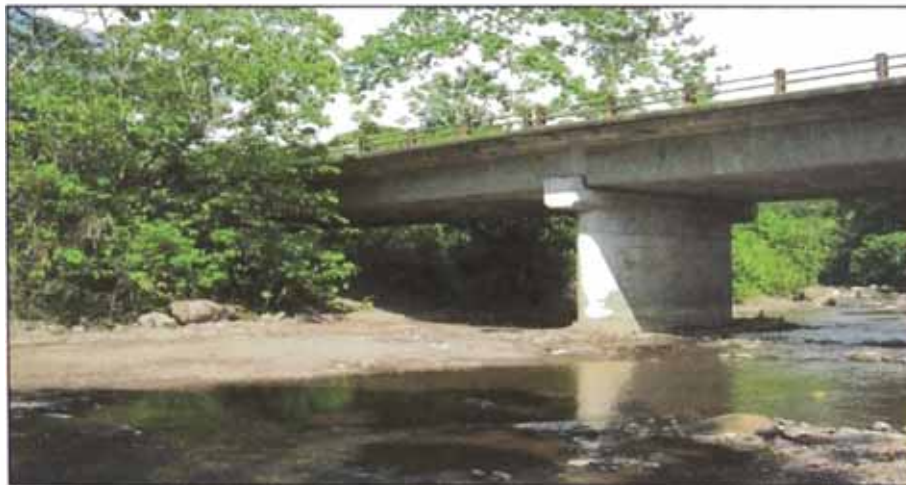


Figura N°1.1.- Vista aguas arriba del Puente Nochoz (se puede apreciar el buen estado).



Figura N°1.2.- Vista del estribo del Puente Nochoz en la que se aprecia su buen estado, sólo se nota a la vista presencia de moho por la humedad.

1.2 UBICACIÓN DEL PUENTE :

El puente Nochoz se encuentra ubicado en:

- Departamento: Pasco.
- Provincia: Oxapampa.
- Distrito: Villa Rica.
- Tramo II Villa Rica –Puerto Bermúdez.
- Longitud total :
53.753 km.
- Progresiva: Km 99+331.70.
- Coordenadas UTM :
N: 8857650.
E: 501400.
- Elevación 266 msnm.



Figura N°1.5 .- Ubicación geográfica

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE :

El puente ubicado en la Quebrada Nochoz tiene las siguientes características:

Cuadro N°1.1 .- Descripción del Puente Nochoz

	Tipo	Característica
Superestructura	Losa	De concreto de espesor 17.5 cm.
	Viga	Viga multicajón de concreto armado compuesto de 4 vigas
Subestructura	Estribo izquierdo	Elevación tipo cantiléver y cimentación tipo zapata
	Estribo derecho	Elevación tipo cantiléver y cimentación tipo zapata
	Pilar	Tipo columna tarjeta de concreto armado con cimentación tipo zapata.

Fuente: Elaboración propia



Figura N°1.6.- Vista actual de las partes principales del Puente Nochoz (Super estructura – Subestructura).

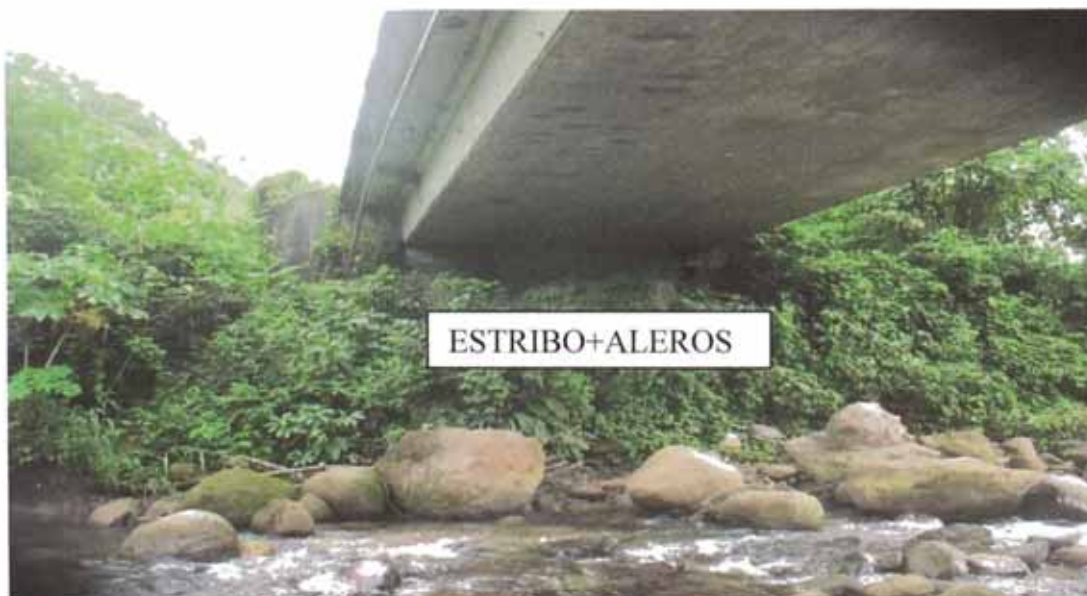


Figura N°1.7.- Vista actual del estribo + aleros del Puente Nochoz.

CAPÍTULO II: DOCUMENTACIÓN UTILIZADA PARA LA EVALUACIÓN DEL PUENTE.

2.1 FORMATO DE INSPECCIÓN:

Tenemos el siguiente formato de inspección:

2.1.1 Ficha de evaluación de puentes:

Es una ficha en la cual se detallan los siguientes parámetros:

- Identificación y ubicación del puente.
- Datos Generales del puente como longitud, ancho de calzada, ancho de vereda, etc.
- Descripción de cada tramo del puente.
- Descripción del Tablero de Rodadura (Viga +Losa).
- Descripción de la Subestructura compuesto por los estribos derecho, izquierdo y los pilares con su respectiva cimentación.
- Descripción Detallada del puente en :
Barandas, veredas y sardineles
Apoyos.
- Juntas de expansión.
- Accesos a los puentes.
- Seguridad Vial referido a la señalización.
- Sobrecarga referida a la carga de diseño.
- Rutas alternas.
- Condición del sector de la carretera.
- Característica del suelo de cimentación.
- Niveles de agua.
- Capacidad hidráulica del puente.

Cada ítem está compuesto por varias consideraciones que a su vez son clasificados según características propias con respecto a material, tipo de elemento, etc.

Este formato está basado en la Guía para inspección de puentes del Ministerio de Transportes y comunicaciones.

2.2 DOCUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE:

2.2.1 Manual de diseño de puentes:

El manual de diseño de puentes ,establece las condiciones generales para la preparación de un proyecto ,así como las cargas a las que serán sometidas las estructuras, la resistencia de los materiales que la conforman ,las deformaciones que se pueden producir y los métodos de análisis para evaluar su comportamiento con seguridad y estabilidad en su periodo de vida útil.

2.2.2 Especificaciones AASHTO-LRFD:

En este documento se introdujo el método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño.

2.2.3 Manual for Bridge Evaluation:

Esta norma de revisión de puentes existentes está concebida para hacer un balance entre la seguridad y la economía y tiene dos opciones de evaluación:

- Factores de clasificación (“Factor rating”) de carga y resistencia basados en la filosofía de AASHTO-LRFD.
- Factores de clasificación de carga y esfuerzos admisibles basados en la filosofía de la AASHTO.

En este caso se describe los aspectos principales basados en la primera metodología de evaluación:

A) Factores de clasificación de carga y resistencia: Está basado en los criterios de la norma AASHTO-LRFD, donde exponen las especificaciones y criterios que

deben tenerse en cuenta para la evaluación de la capacidad de carga de puentes existentes. Esta metodología usa factores de carga y resistencia.

A.1) Determinación de los factores de clasificación :

La norma recomienda tres niveles de evaluación de la capacidad de carga utilizando los factores de clasificación que dependen del tipo de carga de revisión. Un primer nivel se basa en la carga de diseño, el otro en las cargas legales y por último en las cargas permitidas. La ecuación general para la determinación de dicho factor en cada componente es la siguiente:

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

Dónde C es la capacidad del elemento, el cual se trabaja como un estado límite de resistencia y está definido por:

$$C = \phi_c \phi_s \phi R_n$$
$$\phi_c \phi_s \geq 0.85.$$

Estos factores de reducción de resistencia que afectan los estados límites R_n corresponde a la resistencia nominal del elemento o miembro del estudio.

DC es el efecto de la carga muerta debido al peso propio y accesorios, DW es la carga muerta adicional (Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos). LL es la carga viva e IM es lo equivalente a carga dinámica producto del impacto.

Además tenemos factores de mayoración que afectan las cargas muertas, permanentes, adicionales y vivas las cuales son las siguientes:

γ_{DC} = Factor LRFD que afecta DC

γ_{DW} = Factor LRFD que afecta DW

γ_{LL} = Factor LRFD que afecta DC.

A.2) Cargas de revisión :

Para la evaluación de los puentes existentes, El Manual de diseño de puentes y la norma (Manual for Bridge Evaluation) establece la carga de diseño HL-93 que consta de tres cargas puntuales y una carga distribuida además de ser afectada por el valor del impacto establecido por AASHTO –LRFD.

A.3) Factores de reducción de resistencia:

La capacidad de un puente depende de la resistencia de los elementos y conexiones que lo componen .La resistencia de un elemento es determinada por el tipo de material y las dimensiones. Se clasifican en tres categorías:

- Factor material: incluye resistencia del material, módulo de elasticidad, esfuerzos de tensión y composición química.
- Factor de fabricación: incluye geometría, dimensiones y módulo de sección.
- Factor de análisis: incluye método aproximando de análisis, tensión idealizada y modelo de distribución de tensión.

Cuadro N°2.1.- Factores de reducción de resistencia.

Denominación	Símbolo	Descripción
Factor de condición	ϕ_c	Es una reducción de la variable de resistencia relacionada con el nivel de deterioro de los miembros .Los calificados buenos tienen un valor de 1.0, los regulares 0.95 y los malos 0.85.
Factor del sistema	ϕ_s	Este factor refleja el nivel de redundancia .Para la evaluación de cortante y puentes en madera se recomienda que dicho factor tenga un valor de 1.0

Fuente: Elaboración propia

A.4) Factores de mayoración de carga muerta y carga viva:

La norma AASHTO –LRFD recomienda diferentes factores de mayoración para la carga muerta y la carga viva, esto depende del tipo de puente (acero, concreto reforzado, presforzado o de madera) y de los estados límites que se van a evaluar (Resistencia I y II, servicio I, II y III y fatiga).

Cuadro N°2.2.- Combinaciones de carga y factores de carga de acuerdo a la AASHTO-LRFD.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	γ_a	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_e	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_e		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_e	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_e	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

Fuente: Especificaciones AASHTO-LRFD

2.2.4 Ensayos especiales:

El manual de evaluación de puentes existentes de Estados Unidos (AASHTO) recomienda diferentes ensayos no destructivos y semidestructivos para estructuras de puentes de concreto y acero. Para las de concreto especifica los siguientes ensayos o inspecciones especiales de acuerdo con los defectos o daños identificados.

Cuadro N°2.3.- Tipos de inspecciones especiales en puentes de concreto basados en los defectos identificados y sugeridos por lo AASHTO.

G =Muy aplicable. F =Aplicación intermedio. P =Poco aplicable. N =No aplicable .o= Defectos de laminaciones. b =Debajo de pavimentos bituminosos.

Método basado en	Defectos del concreto					
	Agrietamiento	Fractura o incrustación por congelamiento	Corrosión	Apariencia y abrasión	Ataque químicos	Hormigueros
Resistencia	N	N	P	N	P	N
Sonido	F	N	G ^b	N	N	N
Ultrasonido	G	N	F	N	P	N
Magnético	N	N	F	N	N	N
Eléctrico	N	N	G	N	N	N
Nuclear	N	N	F	N	N	N
Termografía	N	G ^b	G ^a	N	N	N
Radar	N	G ^b	G ^a	N	N	N
Radiografía	F	N	F	N	N	F

Fuente: Ingeniería de Puentes.

Cuadro N°2.4.- Lista de inspecciones con sus correspondientes denominaciones.

Inspección especial o auscultación profunda.
INPPE -1: Carbonatación o baja de PH.
INPPE -2: Contenidos de cloruros.
INPPE -3: Ataque de sulfatos.
INPPE -4: Mapeo para potencial electroquímico.
INPPE -5: Resistividad eléctrica.
INPPE -6: Porosidad.
INPPE -5: Medición de la velocidad de corrosión.
INPPE -6: Porosidad
INPPE -7: Medición de la velocidad de corrosión.

Inspección especial o auscultación profunda.
INPPE -8 : Resistencia a la compresión
INPPE -9: Ensayo del módulo de elasticidad mediante extracción de núcleos.
INPPE -10: Prueba copo.
INPPE -11: Prueba del esclerómetro.
INPPE -12: Prueba de pulso ultrasónico.
INPPE -13: Prueba de adherencia.
INPPE -14: Levantamiento geométrico, localización de refuerzos.
INPPE -15: Medidor y espesor remanente del acero.
INPPE -16 : Medidor del espesor de pintura
INPPE -17: Ensayos de tensión.
INPPE -18: Ensayo de contenido químico.
INPPE -19: Ensayo de fatiga.
INPPE -20: Verificación de soldadura filete.
INPPE -21: Tintos penetrantes.
INPPE -22: Partículas magnéticas.
INPPE -23: Ensayos de radiografía.
INPPE -24: Ultrasonido.
INPPE -25 :Sanidad
INPPE -26: Verificación de remaches.
INPPE -27: Verificación de torques en pernos y tornillos.
INPPE -28: Ensayo o compresión mediante extracción de núcleos de ladrillo.
INPPE -29: Apique para evaluar cimentación.
INPPE -30: Estudio de suelos.
INPPE -31: Ensayo de refracción sísmica.
INPPE -32: Ensayo de Down Holes.
INPPE -33: Ensayo de integridad de pilotes.
INPPE -34: Monitoreo e instrumentación de la socavación de puentes.
INPPE -35: Monitoreo e instrumentación de propiedades dinámicas.
INPPE -36: Monitoreo e instrumentación de elementos sometidos a cargas vivas.
INPPE -37: Resistencia a la compresión de ladrillos.
INPPE -38: Resistencia a la compresión de morteros de cal.
INPPE -39: Prueba de carga.
INPPE -40: Pesaje en movimiento a través de un puente instrumentado.

Fuente: Ingeniería de Puentes.

A) Ensayos de corrosión

A.1) Conceptos básicos de corrosión de armadura.

La corrosión es un proceso electroquímico que provoca la degradación (oxidación) del acero en el hormigón o del acero estructural en puentes de

armadura u otra tipología. Las características del hormigón, el medio ambiente y la disposición de las armaduras en los componentes estructurales son los factores asociados con este fenómeno. Los defectos causados por corrosión del acero de refuerzo se manifiestan a través de fisuras en el concreto, paralelas a la dirección de los refuerzos, delaminación y/o desprendimientos del recubrimiento. En componentes estructurales de los puentes que tengan un elevado contenido de humedad, los primeros síntomas de corrosión se evidencian por medio de manchas de óxido en la superficie del hormigón. Los efectos por corrosión en el acero de refuerzo de elementos principales pueden afectar su capacidad estructural, ya que disminuyen su sección transversal y generan pérdida de adherencia entre el acero y el concreto. Dicho fenómeno se encuentra con frecuencia en elementos de concretos de baja calidad, elaborados con altas relaciones agua-cemento, alta porosidad y afectados por humedad o ciclos de mojado.

La corrosión ocurre por la formación de una celda electroquímica constituida por cuatro elementos principales que se describen a continuación, y que se muestran en la figura 1.

- Un ánodo donde ocurre la oxidación.
- Un cátodo donde ocurre la reducción.
- Un conductor metálico donde la corriente eléctrica es un flujo de electrones.
- Un electrolito, que es el hormigón, donde la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso.

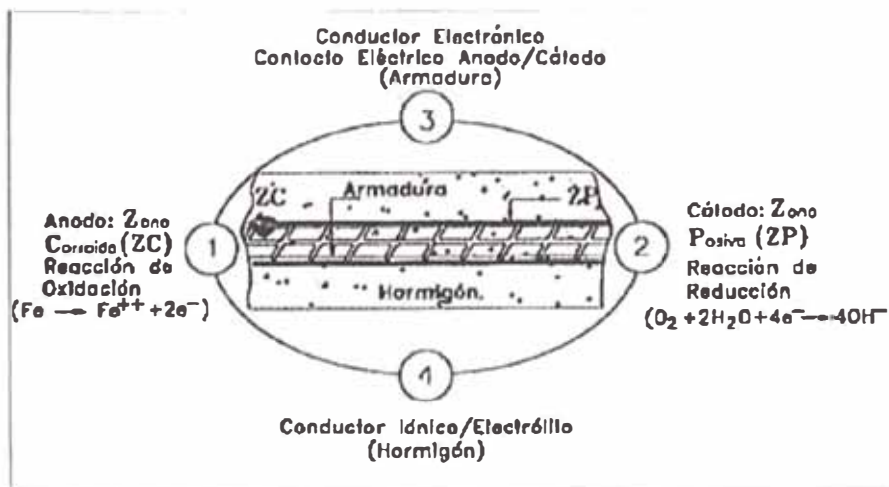


Figura 2.1.- Elementos constituyentes para las celdas de corrosión.

En el concreto, cuando sus condiciones de servicio cambian y se altera, o a través de él se ingresan sustancias agresivas, se produce el rompimiento de la película (protectora) y la corrosión de las armaduras se desencadena. Según este fenómeno produce:

- 1- Disminución de la sección del acero o inclusive se convierte en óxido.
- 2- Disminución o eliminación de adherencia armadura-hormigón.
- 3- Figuración o delaminación del hormigón por las presiones que ejerce el óxido expansivo.
- 4- Desprendimiento del recubrimiento.
- 5- Manchas de óxido para materiales con alto contenido de humedad. También resalta considera importante en la corrosión lo siguiente:

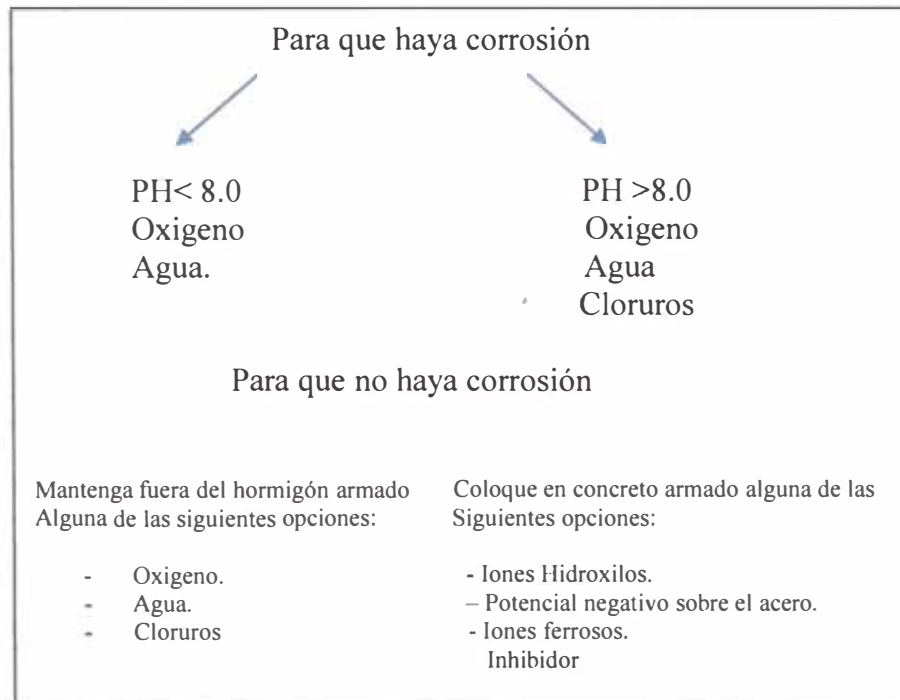


Figura 2.2.- Elementos constituyentes de las celdas de corrosión

CASO 1: LOSA DE PUENTE

Inicialmente, la corrosión se forma localmente, con frecuencia en grietas provocadas por el momento de flexión negativo o en áreas afectadas por desconchamiento del concreto. Áreas de filtraciones: especialmente cuando el agua contiene cloruros.

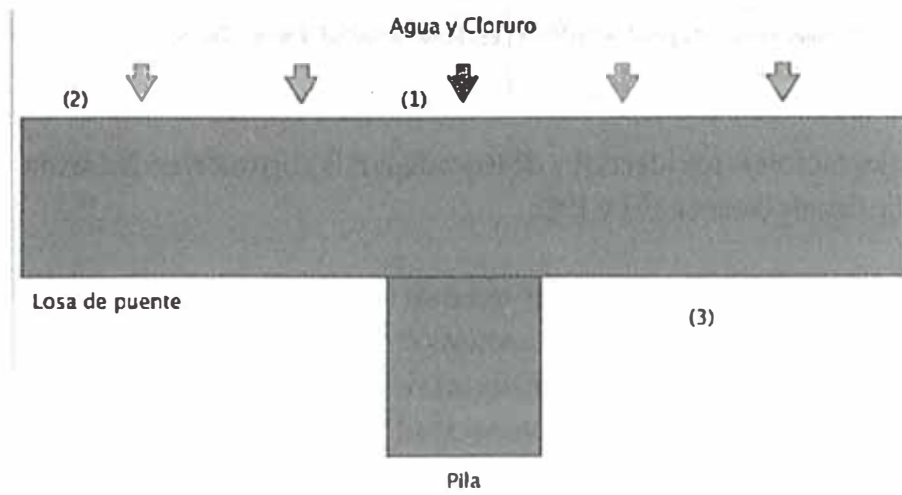


Figura 2.3.- Corrosión en losa de puente.

CASO 2: PILAR

Se presenta en áreas en donde el componente está expuesto a constante humedad o en ciclos de humedecimiento y secado, la falta de oxígeno no impide el desarrollo de la corrosión, ya que este proceso se formará en el nivel anterior al área de acero.

CASO 3: ESTRIBOS Y ALETAS

Se presenta en varios sectores; uno de ellos es bajo el nivel de tierra (condiciones similares al de la pila); la parte superior del elemento puede ser afectada por cloruros presentes en el terreno con ciclos de humedecimiento y secado, generando desconchamientos verticales; por la parte delantera se presenta alto contenido de cloruro, debido a la evaporación del agua salina que ha penetrado a través de él.

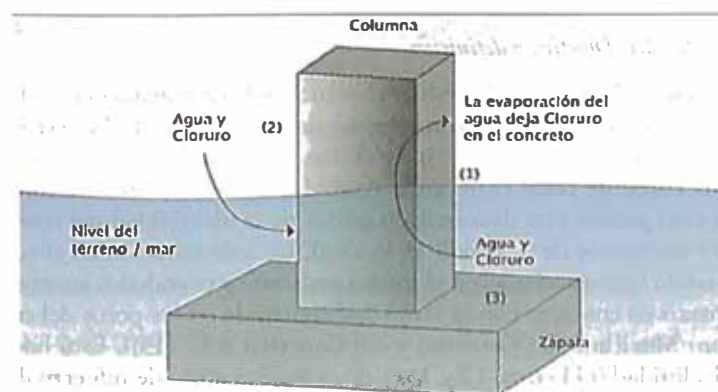


Figura 2.4.a.- Corrosión en la columna de concreto de pila

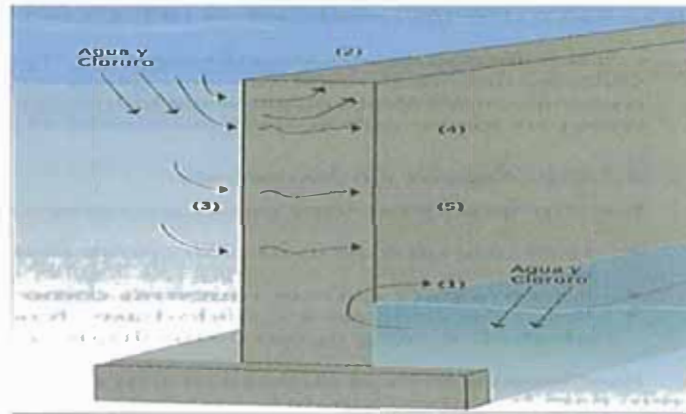


Figura 24b.- Corrosión en la columna de concreto de pila

B) Pruebas mecánicas del concreto

Existen diversos ensayos para determinar la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad. Se pueden hacer en campo directamente o extraer muestra y ensayar en laboratorio. Generalmente, estos ensayos se hacen para la evaluación de la capacidad de carga de los puentes. A continuación se presentan los principales.

B.1) Resistencia a la compresión

Mediante este ensayo se determina la resistencia a la compresión del concreto, a través de la extracción de una muestra cilíndrica con un taladro que tenga diámetros adecuados de brocas. Es una de las propiedades más importantes que se deben evaluar en el concreto, pues da información útil desde el punto de vista estructural y de durabilidad. Este ensayo determina la máxima compresión que soporta un testigo -cilindro en concreto-, cuyas dimensiones deben cumplir con las especificaciones de la norma ASTM C39/C39M.

Equipos y procedimientos

Para dicho ensayo es necesario tomar o extraer una muestra cilíndrica de la estructura existente con un equipo "extractor de núcleos", aparato que tiene una broca hueca cortante giratoria con incrustaciones de diamante en sus bordes.

Para esta labor se requiere:

- Planta eléctrica: depende de las características del taladro.
- Taladro eléctrico con broca y copa que cumpla con la norma ASTM C42/C42M
- Disco de corte para cortar y separar los extremos de los cilindros.
- Máquina universal.

Dichas muestras son llevadas al laboratorio para ensayarlas a compresión en la máquina universal. La especificación y procedimiento de este ensayo se encuentra en las normas ASTM C39/C39M.

Para este ensayo se tiene que contar con las siguientes especificaciones:

- El diámetro de la muestra o núcleo debe ser igual o superior a tres veces el máximo tamaño del agregado grueso, pero nunca menor a 10 cm (4"). Se debe tener en cuenta que en algunos casos por la localización y separación de las armaduras esto no es fácil de cumplir.
- Igual que para cilindros extraídos y ensayados para estructuras nuevas, los núcleos deben tener, preferiblemente, una relación de esbeltez (altura-diámetro) de dos. En algunos casos especiales no es fácil tener esta relación, para lo cual el ASTM C42/C42M permite factores de corrección en función de la esbeltez, que se presentan a continuación:

Relación altura/diámetro	Factor de corrección
2	1
1.75	0.98
1.5	0.96
1.25	0.90
1	0.89

Cuadro N°2.5.- Factores de corrección cuando no se cumple la relación diámetro/altura.

Además, se recomienda hacer un mínimo de seis (6) ensayos por cada elemento que se desea analizar, y cumplir con los requisitos mínimos que exige la norma.

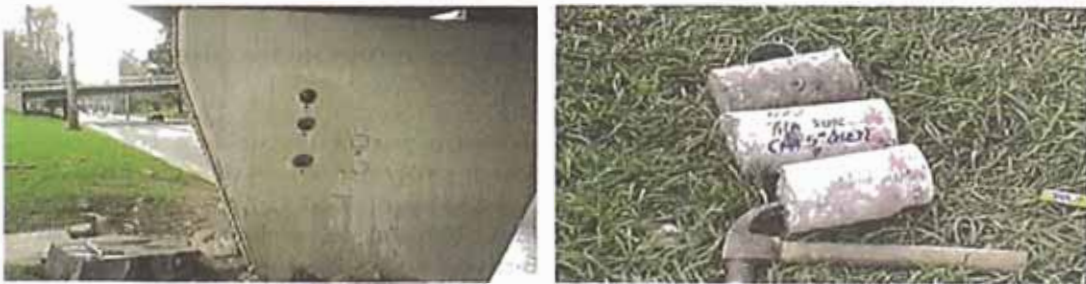


Figura N°2.5.- Núcleos extraídos de los pilares.



Figura N°2.6.- Muestras ensayadas a compresión, falla de cono y corte.

Criterios de evaluación

Con base en los resultados de esta resistencia se tiene información importante para la revisión estructural de los componentes examinados del puente existente.

Para esto es importante emplear el concepto de resistencia característica que se fundamenta en los valores promedios determinados, la desviación estándar y el coeficiente de variación. Para la determinación de esta variable existen diferentes recomendaciones, una de ellas la hace y consiste en seleccionar el mayor valor.

$$f_{ck,est} \geq \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{0.9n}$$

$$f_{ck,est} \geq \frac{f_{cl}}{0.8}$$

Donde,

$f_{ck,est}$ = Resistencia característica estimada del hormigón a la edad del ensayo

f_{ci} = Resistencia a la compresión cada testigo (Mpa).

n = Número total de testigos

f_{cl} = Mínima resistencia a la compresión de los testigos ensayados

B.2) Prueba de martillo de rebote o esclerómetro.

Objetivo y definición

Este procedimiento se encuentra estandarizado en la norma ASTM C803 / C803M, y se considera una prueba de carácter comparativo cuya utilidad principal es determinar la uniformidad del concreto o comparar un concreto con otro, pero nunca para determinar su resistencia, ya que la resistencia determinada se basa en curvas de calibración con limitada precisión.

Equipo y procedimiento.

Es un ensayo complementario al de ultrasonido y al de extracción de núcleos falla en máquina universal. En la figura 10 se muestran un ensayo con el martillo de rebote o esclerómetro de estructuras de concreto en sentido vertical y horizontal.

Consiste en una barra de acero (émbolo) que recibe el impacto de una pieza de acero impulsada por un resorte. Este impacto se transmite a la superficie de concreto y debido a la resistencia de este, la pieza rebota y su desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija al cuerpo del instrumento.



Figura N°2.7.- Ensayo de compresión del concreto por esclerómetro

Criterios de evaluación.

Los datos y sus correcciones dependen del tipo de esclerómetro y dicha información debe ser suministrada por el fabricante. Con respecto a las medidas, se deben eliminar las lecturas que difieran del promedio en más de 5 unidades y se determina un promedio final de las lecturas. Si más de 3 lecturas difieren del promedio en 6 unidades, se deben descartar todas las lecturas. La prueba efectuada por un mismo operador, con un mismo dispositivo y en el mismo espécimen, debe dar una precisión del 10%.

C) Ensayos de suelos

C.1) Ensayos para estudio de suelos

Es una labor que depende del problema de las cimentaciones, o interacción suelo-estructura, detectado en el puente. El número y tipos de ensayos que se deben realizar dependen de las recomendaciones del ingeniero especialista en suelos, geotecnia y cimentaciones. Esta labor consiste en la realización e interpretación de ensayos de suelos, que pueden tener los siguientes propósitos:

- Estudio y revisión de la capacidad portante de las cimentaciones de los puentes, para efectos de cargas estáticas y dinámicas.
- Evaluación del fenómeno de los diferentes tipos de socavación de las cimentaciones de los puentes (local, global, etc.).

2.2.5 Prueba aplicada en campo:

A) Prueba esclereométrica (Marco Teórico):

La evaluación de las estructuras de concreto en sitio, además de los métodos de extracción de testigos y pruebas de carga, se puede realizar mediante ensayos no destructivos, que tienen la ventaja de permitir el control de toda la estructura y sin afectarla en forma rápida.

Dentro de los métodos no destructivos, los de dureza superficial son los más generalizados, por su economía y facilidad de ejecución, entre ellos el método del esclerómetro es empleado por el mayor número de países.

B) Descripción del aparato y del método:

Un esquema del aparato está dado en la figura N° 1, según la información del fabricante, en el que se singulariza los siguientes elementos:

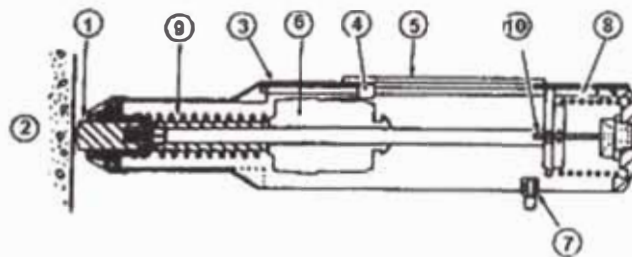


Figura N°2.8.- Partes de un esclerómetro: 1. Percutor, 2. Concreto, 3. Cuerpo exterior, 4. Aguja, 5. Escala, 6. Martillo, 7. Botón de fijación de lectura, 8. Resorte, 9. Resorte, 10. Seguro.

El ensayo se efectúa apretando el percutor contra la superficie a examinar, hasta que el martillo, impulsado por un resorte, se descargue sobre el percutor. Después del golpe, el martillo rebota una cierta distancia, la cual se indica por una aguja en una escala graduada. La lectura de la posición de la aguja representa la medida del retroceso en porcentaje del avance del martillo.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL PUENTE USANDO EL “MANUAL FOR BRIDGE EVALUATION” DE LA AASHTO.

3.1 ÁMBITO

Para la clasificación de carga y desplazamiento de puentes existentes se provee una elección de métodos de clasificación de carga para lo cual se divide en dos partes:

- La parte A incorpora provisiones específicas para la Clasificación de Factor de Resistencia y Carga (LRFR) método desarrollado para proveer fiabilidad uniforme en las clasificaciones de carga del puente, desplazamientos de la carga, y decisiones de permiso.
- La parte B provee criterios seguros y procedimientos para el Esfuerzo permitido y factor de clasificación métodos de evaluación

Para este informe solo se abarcara la parte A.

3.2: CLASIFICACIÓN DE FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA

3.2.1 Introducción:

A) General:

Los procedimientos de la clasificación de factor de resistencia y carga de la parte A proveen una metodología para la clasificación de carga un puente consistente con la filosofía de diseño de factor de resistencia y carga del Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD. Las clasificaciones de carga específica son usadas en identificar la necesidad para el desplazamiento de carga o el fortalecimiento del puente y en hacer decisiones de permiso de vehículos con sobre peso.

B) Ámbito:

El enfoque primario de la Parte A es el cálculo de la seguridad de los puentes para cargas vivas (incluyendo sobrecargas) y fatiga. Los eventos extremos tienen una probabilidad muy pequeña de incidente pero imparte fuerzas de altas magnitudes muy altas en una estructura.

La clasificación de carga de un puente no debe ser llevada a cabo sin una inspección de campo minuciosa reciente. La inspección de puentes en servicio es importante por:

- Provee la información de condición y otra información de no condición crítica necesaria para la evaluación.
- Minimiza la posibilidad del evaluador cometer un error grueso en evaluar la capacidad de un componente o conexión, y

En casos ordinarios, la revisión de una aplicación de permiso no debería necesitar una inspección especial del puente, y la evaluación puede ser basada en los resultados de la inspección más reciente.

C) Filosofía:

En el diseño puede adoptar un índice de fiabilidad conservativo e imponer revisiones para asegurar serviciabilidad y durabilidad sin incurrir un impacto de costo mayor.

Los procedimientos de clasificación presentados aquí reconocen un balance entre seguridad y economía. En la mayoría de casos, un blanco más bajo de fiabilidad que el diseño ha sido escogido para la clasificación de carga en el estado límite de resistencia.

D) Aplicación de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD

Esta sección del Manual es consistente con las actuales Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD. Donde esta sección del Manual es silenciosa, el actual Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD gobierna. Cuando es apropiado, la referencia aquí para artículos específicos en las

El muestreo de material, instrumentación, y pruebas de carga pueden ser útiles en establecer la capacidad de carga para tales miembros.

E) Método de evaluación

Este Manual provee métodos empíricos y analíticos para evaluar la capacidad de carga viva máxima segura de puentes o para evaluar su seguridad bajo una condición de carga particular. Los métodos empíricos son clasificaciones de carga por pruebas de carga. Solo el método analítico específico, Clasificación del Factor de Resistencia y Carga de puentes, es discutido en esta Parte A de la Sección 6.

- Mejora la seguridad del puente a través del descubrimiento temprano del deterioramiento o signos de distensión que podría hacer señas de una falla inminente.

Casi todos los puentes existentes han sido diseñados de acuerdo con las Especificaciones Estándares de Puentes AASHTO para Puentes de Carretera, más de acuerdo con las ediciones más antiguas de las especificaciones. Las Especificaciones LRFD no proveen guía en los tipos de puentes más viejos que usan materiales y detalles ya no en uso. Sin embargo, las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD incorporan el estado del arte en los métodos de análisis y diseño, cargas, y la resistencia de los materiales.

F) Clasificación de carga y resistencia.

Las evaluaciones del puente son desarrollados para varios propósitos usando diferentes modelos de carga viva y criterios de evaluación. La evaluación de los modelos de carga viva es comprendida de la carga viva de diseño. Esta Sección específica un acercamiento sistemático a la clasificación de carga de un puente por estos modelos de carga, usando la filosofía del factor de resistencia y carga, apuntados en evaluar los diferentes usos de los resultados de la clasificación de carga.

La metodología para la clasificación del factor de resistencia y carga de puentes es comprendida de tres distintos procedimientos: 1) Clasificación de carga de diseño 2) Clasificación de carga legal, y 3) Clasificación de carga de permiso. Los resultados de cada procedimiento sirven usos específicos y también guían la necesidad evaluaciones futuras para verificar la serviciabilidad o seguridad del puente

F.1) Clasificación de carga de diseño.

La clasificación de carga de diseño es el primer nivel de evaluación de puentes basado en los estándares de diseño LRFD y la carga HL-93, usando las dimensiones y propiedades del puente en su condición como es inspeccionado presente. Es una medida de desempeño de puentes existentes a estándares de diseño de puentes LRFD actuales. Bajo esta revisión, los puentes son proyectados para el estado límite de resistencia en el nivel de diseño LRFD de fiabilidad.

La clasificación de carga de diseño puede servir como un proceso de proyección para identificar los puentes que deben ser clasificados de carga por las cargas legales. Los puentes que pasan la revisión de carga de diseño ($RF \geq 1$) en el nivel de Inventario tendrán una clasificación de carga satisfactoria para todas las cargas legales que caen dentro de los límites de exclusión LRFD.

G) Evaluación de componentes específicos

G.1) Plataforma

Las losas de la plataforma de concreto de viga longitudinal soportadas y plataformas de metal que cargan un tráfico normal satisfactoriamente no necesitan ser rutinariamente evaluados por la capacidad de carga. Las plataformas de puentes deben ser inspeccionadas regularmente para verificar un desempeño satisfactorio.

G.2) Subestructuras

Los miembros de subestructuras no necesitan ser revisados rutinariamente para la capacidad de carga. Los elementos de las subestructuras tales como tapa de amarradero y columnas deben ser revisados en situaciones donde el Ingeniero tiene razón de creer que su capacidad puede gobernar la capacidad de carga de todo el puente.

Donde considere necesario por el Ingeniero, la clasificación de carga de los elementos de la subestructura y la revisión de la estabilidad de los componentes de la subestructura, tales como estribos, pilas y paredes, deben ser hechos usando la combinación de carga Resistencia I y los factores de carga del Artículo de Diseño LRFD 3.4.1, incluyendo todas las cargas permanentes y cargas debidas a fuerzas centrífugas y de frenado, pero omitiendo otras cargas transitorias tales como el viento o la temperatura. Los factores de carga permanente deberán ser escogidos de la Tabla de Diseño LRFD 3.4.1-2 así

como para producir el efecto de fuerza factorada máximo. Cuando la estabilidad longitudinal es considerada inadecuada, la estructura puede ser desplazada por la velocidad restringida.

H) Documentación de clasificación de cargas

La clasificación de carga debe ser completamente documentada, incluyendo toda la información de fondo tales como los reportes de inspección de campo, material e información de los tests de carga, todas las computaciones de soporte, y una clara declaración de todas las suposiciones usadas en calcular la clasificación de carga.

3.2.2 Cargas para evaluación

A) General

En general, solo las cargas permanentes y las cargas vehiculares son consideradas a ser consecuencia en la clasificación de carga. Las cargas del medio ambiente tales como viento, hielo, temperatura, la corriente del río y terremotos, son usualmente no considerados en la clasificación excepto cuando las condiciones inusuales garantizan su inclusión.

B) Cargas permanentes y factores de carga

La clasificación de carga de puentes deberá considerar todas las cargas permanentes. Las cargas permanentes incluyen cargas muertas y efectos de fuerza encerrada del proceso de construcción.

La revisión de la capacidad es siempre hecha en la base de un miembro sin importar de cómo compleja una estructura está siendo revisada. Cuando la estructura siendo evaluada es de un tipo no cubierto en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD, los modelos analíticos deberán ser suficientemente conservativos así las fuerzas del miembro usadas en la clasificación son suficientes para cubrir cualquier incremento de incertidumbre en calcular los efectos de carga.

B.1) Cargas muertas: DC Y DW

Los efectos de carga muerta en la estructura deberán ser calculados de acuerdo con las condiciones existentes en el tiempo de análisis. Las cargas muertas

deben ser basadas en dimensiones mostradas en los planos y verificadas con las medidas de campo. Cuando el presente, utilidades, las uniones, y el grosor de superficies desgastadas deben ser verificadas de campo en el tiempo de inspección.

B.2) Otras cargas permanentes a parte de las cargas muertas:

Los efectos secundarios del post-tensionamiento deberán ser considerados como cargas permanentes.

B.3) Factores de carga

Los factores de carga para cargas permanentes son tal dadas en la tabla 6A.4.2.2-1. Si el grosor de la superficie desgastada es medido de campo, γ_{DW} puede ser tomado como 1.25.

Un factor de carga de 1.0 deberá ser aplicado a los efectos secundarios del post-tensionamiento, citado en el artículo 6A.2.2.2 ($\gamma_p=1.0$).

C) Cargas transitorias

C.1) Cargas vivas vehiculares (Cargas de gravedad): LL

Las cargas vivas teóricas a ser usadas en la evaluación de puentes son seleccionadas basadas en el propósito y uso intentado de los resultados de la evaluación. Los modelos de carga para la clasificación de carga incluyen:

Carga de Diseño: Carga de Diseño HL- 93 por las Especificaciones de Diseño LRFD:

- Cargas Legales:

1. Cargas Legales AASHTO, como se especifica en el artículo 6A.4.4.2.1a.
2. La carga de clasificación teórica como se especifica en el artículo 6A.4.4.2.1b o cargas legales Estatales.

- Carga de Permiso: Camión de permiso actual:

Los factores de carga para cargas vivas vehiculares apropiadas para el uso en la clasificación de carga son especificados en los artículos 6A.4.3.2.2, 6A.4.4.2.3, y 6A.4.5.4.2.

Las cargas legales Estatales que tienen solo variaciones menores de las cargas legales AASHTO deben ser evaluadas usando los mismos procedimientos y factores específicos para camiones AASHTO en este manual.

Las cargas del Estado significativamente más pesadas que las cargas legales AASHTO deben ser clasificadas de carga usando los factores de carga especificados para permisos de rutinas en este Manual, si la arcada tiene capacidad suficiente para cargas legales AASHTO.

C.2) Aplicación de la carga viva vehicular

El número de líneas de tráfico para ser cargadas y la colocación transversal de las líneas de ruedas deberán ser en conformidad con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD y los siguientes:

- Los anchos de calzada de 18 a 20 ft deberán tener dos líneas de tráfico, cada una igual a una mitad del ancho de la calzada.
- Los anchos de calzada menos de 18 ft deberán conducir solo una línea de tráfico.
- El centro de cualquier carga de rueda no deberá ser más cercana a 2.0 ft del borde de la línea de tráfico o cara del bordillo.
- La distancia entre las líneas de ruedas aledañas de camiones pasantes no deberá ser menos que 4 ft.
- El ancho de calibre estándar, distancia entre las ruedas de un camión deberá ser tomada a ser 6 ft a menos que se note de otra manera.

C.3) Permiso de carga dinámica: IM

EL permiso de carga dinámica para evaluación deber ser tal cual se especifica en los artículos 6A.4.3.3, 6A.4.4.3, y 6A.4.5.5.

3.2.3 Análisis estructural

A) General

Los métodos de análisis estructural adecuado para la evaluación de puentes deberán ser como se describe en la sección 4 de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD y en esta sección.

B) Métodos aproximados de análisis estructural

Excepto como se especifica aquí, los métodos aproximados de análisis de distribución como se describe en el artículo de Diseño LRFD 4.6.2 puede ser usado para la evaluación de puentes rectos existentes.

El factor de presencia múltiple de 1.2 el cual es incluido en los factores de distribución LRFD para cargas de un solo carril no debe ser usado cuando se revisa la fatiga o las cargas de permiso especiales. Ajustes en la distribución para explicar el volumen de tráfico provisto en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD debe también no ser factorada en los factores de distribución de evaluación.

La evaluación busca verificar un adecuado desempeño de puentes existentes con un apropiado nivel de esfuerzo. Dentro de un procedimiento de evaluación dado, el evaluador tiene la opción de usar métodos simplificados que tienden a ser algo conservativos o siguen a acercamiento más refinado para una precisión mejorada.

Las fórmulas de distribución de carga viva provistas en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD fueron desarrolladas para tipos de puentes comunes y dimensiones, para la familia HS de camiones. Si los parámetros de carga o puente caen fuera de estos rangos especificados, la precisión es reducida o las formulas no pueden ser aplicables. En tales casos, los métodos refinados de análisis deben ser considerados.

Aplicar un factor de distribución de múltiple-carril a una carga envolviendo un camión de permiso pesado solo en un carril puede ser excesivamente conservativo.

Las vigas exteriores de puentes existentes pueden haber sido diseñados para menos capacidad que las vigas interiores. Adicionalmente, ellos pueden también se sujetos a un deterioración aumentada debido a su exposición al ambiente aumentada. Los métodos aproximados para análisis de vigas exteriores son

frecuentemente menos fiables que las vigas interiores debido a la participación estructural de bordillos y parapetos. El nivel de la participación estructural podría variar de puente a puente. Los procedimientos de prueba de campo (prueba de carga) descritos en la sección 8 pueden ser empleados para verificar el comportamiento de vigas exteriores.

Las vigas de caja adyacentes de concreto pretensado y puentes de bloque (o losa=salía como esas dos palabras) antes de 1970 pueden no tener suficiente post-tensionamiento transversal (el artículo de Diseño LRFD C4.6.2.2.1 requiere una pre-tensión mínima de 0.25 ksi) para actuar como una unidad. Estos puentes deben ser analizados usando el método S/D de distribución de carga viva provisto en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

C) Análisis de prueba de campo

Los puentes pueden evaluarse mediante pruebas de campo (pruebas de carga) si el evaluador considera que los enfoques analíticos no representan precisamente el verdadera comportamiento y la distribución de la carga de la estructura y sus componentes. Los procedimientos para las pruebas de carga están descritos en la Sección 8 de este manual.

3.2.4 Procedimiento de la clasificación de la carga

A) Introducción

Tres procedimientos de la clasificación de la carga y filosofía del factor de resistencia han sido proporcionados en el Artículo 6.A.4 para la evaluación de la capacidad de carga de los puentes en servicio:

- Clasificación de diseño de carga (primer nivel de evaluación)
- Clasificación de carga legal (segundo nivel de evaluación)
- Clasificación de carga permitida (tercer nivel de evaluación)

La mayor parte de modelos analíticos están basados en respuestas lineales donde el efecto de carga es proporcional a la carga aplicada. Por lo contrario, los modelos de resistencia usados para el diseño y evaluación asumen respuestas no lineales en el estado límite de resistencia.

La clasificación de carga para ASSHTO cargas legales es requerido solo cuando un puente falla ($RF < 1$) la clasificación de diseño de carga en el Nivel Operativo.

...

Similarmente, solo los puentes que pasan la clasificación de carga para AASHTO cargas legales deben ser evaluados para permisos de sobrepeso.

B) Ecuación general de la clasificación de carga

B.1) General:

La siguiente expresión general se utilizará para determinar la clasificación de carga de cada componente y sometido a un efecto de fuerza única conexión (ej. Fuerza axial, de flexión, o de cizallamiento):

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

Para los estados límites de resistencia

$$C = \varphi_C \varphi_S \varphi_n$$

Donde se aplicara el siguiente límite inferior

$$\varphi_C \varphi_S \geq 0.85$$

Para los límites de trabajo

$$C = f_R \quad , \quad \text{Donde:}$$

RF= Factor de clasificación.

C= Capacidad.

f_R =Tensión permitida especificada en el código LRFD

R_n =Resistencia nominal de miembros (como inspeccionado)

DC = Efecto de carga muerta debido a componentes estructurales y dispositivos.

DW=Efecto de carga muerta debido al uso de superficie y utilidades.

P = Cargas permanentes aparte de las cargas muertas.

LL=Efecto de la carga viva.

IM=Carga dinámica asignada.

γ_{DC} =Factor de carga LRFD para componentes estructurales y dispositivos .

Cabe señalar que los modificadores de carga n relacionadas con ductilidad y redundancia operacional importancia contenida en el Artículo 1.3.2.1 de las especificaciones de Diseño de puente AASHTO LRFD no están incluidos en la ecuación general de la clasificación de carga. En la clasificación de carga, la ductilidad es considerada en conjunción con la redundancia e incorporada en el factor de sistema ϕ_s . La importancia operacional no está incluida como un factor de las disposiciones de clasificación de carga LRFR.

La clasificación de carga de un puente deteriorado debe basarse en una reciente inspección de campo exhaustiva. La clasificación de carga puede ser también calculada usando como propiedades de miembro construido para servir como una base o con fines comparativos.

El factor de resistencia ϕ tiene el mismo valor para un nuevo diseño y para la clasificación de la carga. También $\phi = 1.0$ para todos los estados límites sin resistencia. Para factores de condición, ver Artículo 6.A.4.2.3. Para factores de sistemas, ver Artículo 6.A.4.2.4.

γ_{DW} =Factor de carga LRFD para usar superficies y utilidades .

γ_p =Factor de carga para carga permanente aparte de las cargas muertas= 1.0.

γ_{LL} =Evaluación del factor de carga viva.

ϕ_c =Factor de condición .

ϕ_s =Factor de sistema.

ϕ =Factor de resistencia LRFD .

B.2) Estados límites:

La resistencia es el estado límite primario para la clasificación de cargas; los estados límites de trabajo y fatiga están selectivamente aplicados en concordancia con las provisiones de este Manual. Los estados límites aplicables están resumidos en la Tabla 6.A.4.2.1.

Cuadro N°3.1 : Estados limites y factores de Carga para la clasificación de carga.

Tipo de puente	Estado limite	Carga muerta Y_{DC}	Carga muerta Y_{DW}	Carga de diseño		Carga legal Y_{LL}	Carga permitida Y_{LL}
				Inventario	Operación		
				Y_{LL}	Y_{LL}		
Acero	Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.35	Tabla 3.A.4.4.2.3.a-1 and 3.A.4.4.2.3.b-1	---
	Resistencia II	1.25	1.5	---	---	---	Tabla 3.A.4.5.4.2.a-1
	Servicio II	1	1	1.3	1	1.3	1
	Fatiga	0	0	0.75	---	---	---
Concreto reforzado	Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.35	Tabla 3.A.4.4.2.3.a-1 and 3.A.4.4.2.3.b-1	---
	Resistencia II	1.25	1.5	---	---	---	Tabla 3.A.4.5.4.2.a-1
	Servicio I	1	1	---	---	---	1
Concreto preesforzado	Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.35	Tabla 3.A.4.4.2.3.a-1 and 3.A.4.4.2.3.b-1	---
	Resistencia II	1.25	1.5	---	---	---	Tabla 3.A.4.5.4.2.a-1
	Servicio III	1	1	0.8	---	1	---
	Servicio I	1	1	---	---	---	1
Madera	Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.35	Tabla 3.A.4.4.2.3.a-1 and 3.A.4.4.2.3.b-1	---
	Resistencia II	1.25	1.5	---	---	---	Tabla 3.A.4.5.4.2.a-1

Fuente: Manual for bridge evaluation.

*Definido en las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

Notas:

- Las celdas sombreadas de la tabla indican con checks opcionales.
- El Servicio I es usado para comprobar el $0.9F_y$ y el límite de estrés en acero reforzado
- Los factores de carga para DW en el estado límite de fuerza pueden ser tomados como 1.25 donde el grosor ha sido medido de campo.
- El estado límite de fatiga es revisado usando el camión de fatiga LRFD (ver Artículo 6.A.6.4.1).

B.3) Factor de condición: ϕ_c

El uso de Factores de condición como están presentados abajo pueden ser considerados una base opcional en una práctica de la agencia de clasificación de la carga.

El factor de condición proporciona una reducción a cuenta para proporcionar una reducción para dar cuenta de la creciente incertidumbre en la resistencia de los miembros deteriorados y el deterioro futuro probable del aumento de estos miembros durante el período entre los ciclos de inspección.

Cuadro N°3.2 : Factor de condición: Φ_c

Condición del miembro estructural	ϕ_c
Bueno o Satisfactoria	1
Justo ,equitativo	0.95
Pobre	0.85

Fuente: Manual for bridge evaluation.

Las incertidumbres asociadas con la resistencia de un miembro intacto existente son al menos iguales a la de un nuevo miembro en la etapa de diseño. Una vez que el miembro experimenta deterioro y comienza a degradarse, las incertidumbres y variabilidades de resistencia se incrementan (la dispersión es mayor).

Además, se ha observado que los miembros deteriorados son generalmente propensos a una mayor tasa de deterioro futuro en comparación a los miembros intactos. Parte de Φ_c se refiere a posibles pérdidas de sección más antes de la próxima inspección y evaluación.

Si las propiedades de la sección se obtienen con precisión, mediante una

medición de campo real de las pérdidas en lugar de un porcentaje estimado de las pérdidas, los valores especificados para Φ_c en la Tabla 6.A.4.2.3-1 pueden ser aumentados por 0.05 ($\Phi_c \leq 1.0$).

El factor de condición, Φ_c , ligado a la condición estructural del miembro, cuenta por el deterioro del miembro debido a causas naturales (ej. corrosión atmosférica). Los daños causados por accidentes no se considera especialmente aquí.

B.4) Factor de sistema: ϕ_s

Los factores del sistema son multiplicadores aplicados a la resistencia nominal para reflejar el nivel de redundancia y el sistema completo de la superestructura. Los puentes que son menos redundantes tendrán sus capacidades del miembro factoradas reducidas y, por consiguiente tendrán las calificaciones más bajas.

Deben utilizarse los factores de sistema que corresponden con los modificadores de factor de carga en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD. Los factores de sistema en la Tabla 6.A.4.2.4-1 son más conservativos que los valores de diseño LRFD y pueden ser utilizados a discreción del evaluador hasta que son modificados en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

Cuadro N°3.3 : Factores de sistema: ϕ_s para Efectos Axiales y de Flexión.

Tipo de superestructura	ϕ_s
Miembros soldados en puentes de dos vigas /armadura/	0.85
Miembros remachados en puentes de dos vigas /armaduras/arco.	0.9
Miembros múltiples de barra en puentes de armadura.	0.9
Puente con 3 vigas espaciadas a 6ft.	0.85
Puente de 3 vigas espaciadas a ≤ 4 ft.	0.95
Todos los demás puentes de viga y puentes de bloques o losa.	1
Piso de vigas con espacio > 12 ft y largueros no continuos.	0.85
Subsistemas de largueros redundantes.	1

Fuente: Manual for bridge evaluation.

Si la condición de información es recogida y grabada en forma de clasificación de la condición NBI solamente (no como elemento de nivel de datos), entonces la siguiente conversión aproximada puede aplicarse en la selección Φ_c .

Cuadro N°3.4 : Conversión aproximada en Seleccionar Φ_c

Clasificación de la condición de superestructura	Miembro equivalente de la condición estructural
6 o mayor	Buena o satisfactoria
5	Justo
4 o menor	Pobre

Fuente :Manual for bridge evaluation.

Los miembros estructurales de un puente no se comportan de forma independiente, pero interactúan con otros miembros para formar un sistema propugnando. La redundancia de un puente es la capacidad de un sistema estructural de puente para llevar cargas después de daños o la falta de uno o más de sus miembros. La redundancia interna y la redundancia estructural que sale como resultado de la continuidad se descuidan cuando se clasifica a un miembro como no-redundante.

El objetivo de Φ_s es agregar una reserva de capacidad tal que aumenta la confiabilidad del sistema global de aproximadamente un nivel operativo (para sistemas redundantes) con un objetivo más realista para sistemas no redundantes correspondientes a los niveles de inventario.

El Φ_s puede tomarse como 1.0. En algunos casos, el nivel de redundancia puede ser suficiente para utilizar un valor de Φ_s , superior a 1.0, pero en ningún caso debe Φ_s tomarse como superior a 1.2.

Para la evaluación de puentes de madera, se asigna un valor constante de $\Phi_s = 1.0$ para flexión y cizallamiento.

C) Clasificación de diseño de la carga

C.1) Propósito

La capacidad de diseño de carga evalúa el desempeño de puentes existentes utilizando la carga de diseño LRFD (HL-93) y las normas de diseño. La clasificación de diseño de carga de puentes pueden ser realizadas en el mismo nivel de diseño (Nivel de Inventario) la fiabilidad adoptada para nuevos puentes por las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD o en un segundo nivel inferior de fiabilidad comparable a la confiabilidad de nivel

operativo inherente a las prácticas de clasificación de carga. La capacidad de diseño de carga produce factores de calificación de nivel inventario y operativo para la carga de HL-93.

La capacidad de diseño de carga sirve como un proceso de selección para identificar puentes que deben ser clasificados de carga para las cargas legales, por los siguientes criterios:

- Puentes que pasan examen de HL-93 en el nivel de inventario tendrán una capacidad adecuada para todas las cargas legales AASHTO y cargas legales estatales que caen dentro de los límites de exclusión descritos en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

Para los efectos de determinar factores de sistema, cada una viga de caja puede ser considerado como una viga-I.

La clasificación de diseño de carga se realiza con dimensiones y propiedades para el puente en su estado actual, obtenido formen una reciente de inspección de campo.

Ninguna evaluación adicional es necesaria para los puentes que tienen una capacidad adecuada ($RF > 1$) en la confiabilidad de Nivel de Inventario para HL-93. Los puentes que pasan examen de HL-93 solamente en la confiabilidad de nivel operativo no tendrán una capacidad adecuada para las cargas legales estatales significativamente más pesadas que las cargas legales de AASHTO. Los puentes existentes que no pasan una clasificación de diseño de carga en los niveles operativos de confiabilidad deben ser evaluados por la capacidad de carga para las cargas legales AASHTO mediante los procedimientos previstos en esta sección.

- Puentes que pasan examen de HL-93 sólo en el nivel operativo tendrá una capacidad adecuada para las cargas legales AASHTO, pero tal vez no clasifiquen ($RF < 1$) para todas las cargas legales estatales, especialmente los vehículos significativamente más pesados que los camiones AASHTO.

-

C.2) Carga viva y factores de carga.

Carga viva

El diseño-LRFD, carga viva HL-93 (ver figura C3.A-1) debe ser usada.

Factores de carga viva

La evaluación de los factores de carga viva para el estado límite de Resistencia I debe ser tomada como se muestra en la Tabla 6.A.4.3.2.2-1.

Cuadro N°3.5 : Factores de Carga para Diseño de Carga: YL

Nivel de evaluación	Factor de carga
Inventario	1.75
Operación	1.35

Fuente: Manual for bridge evaluation.

Margen de carga dinámica

Se aplicará el margen de carga dinámica especificada en las especificaciones LRFD para el nuevo diseño de puente (LRFD Artículo de Diseño 3.6.2).

El margen de carga dinámica no necesita ser aplicado en los componentes de madera (LRFD Artículo de Diseño 3.6.2.3)

D) Factores de carga viva generalizados γ_L

D.1) Factores de carga viva generalizados para rutinas de tráfico comercial.

Los factores de carga viva generalizados para el estado límite de RESISTENCIA I son especificados en la Tabla I para rutinas de tráfico comercial. Si en el juicio del ingeniero, un incremento en los factores de carga viva está garantizado debido a las condiciones o situaciones no señaladas en este Manual cuando se determina la carga legal segura, el Ingeniero puede incrementar los factores en la Tabla I, sin exceder el valor del factor multiplicado por 1.3.

Cuadro N°3.6: Factores de Carga Viva Generalizados: YL para Rutinas de Tráfico Comercial.

Volumen de tráfico (una dirección)	Factor de carga por tipo 3, tipo 3s2, tipo 3-3 y línea de carril de cargas.
Desconocido	1.8
ADTT \geq 5000	1.8
ADTT= 1000	1.65
ADTT \leq 100	1.4

Fuente: Manual for bridge evaluation.

La Interpolación lineal está permitida para otro ADTT.

Los factores de carga viva generalizados son planeados para cargas legales AASHTO y cargas legales del Estado que solo tienen variaciones pequeñas de las cargas legales AASHTO.

Los factores de carga viva generalizados fueron derivados usando métodos similares a los usados en el Especificaciones de Diseño de Puente AASHTO LRFD. El factor de carga es calibrado para el análisis de fiabilidad en el Especificaciones de Diseño de Puente AASHTO LRFD con las siguientes modificaciones:

- Redujo el índice de fiabilidad del el nivel de diseño por el nivel de (evaluación) funcionamiento.
- Redujo el factor de carga viva para explicar por uno de 5 años en vez de uno exposición de 75 años.
- Los múltiples factores de presencia en esta son derivados basados en situaciones de tráfico posible en vez de casos posibles más extremos en el Especificaciones de Diseño de Puente AASHTO LRFD.

En general, tal información debe ser obtenida por sistemas capaces de pesar todos los camiones sin aceptar vehículos con sobrepeso pesado que rodeen la operación de pesaje.

Para un caso de carga de dos o más de dos carriles , el factor de carga viva para el estado límite de Resistencia I debe ser tomado como:

$$\gamma_L = 1.8 \left[\frac{2W^* + t_{ADTT} 1.4\sigma^*}{240} \right] > 1.3$$

Para un caso de carga de un solo carril, el factor de carga viva para el estado límite de Resistencia debe ser tomado como:

$$\gamma_L = 1.8 \left[\frac{W^* + t_{(ADTT)}\sigma^*}{120} \right] > 1.8$$

Donde:

W^* = Peso del camión promedio para el 20% superior de la muestra de peso de los camiones (kips)

σ^* = Desviación estándar del 20% superior de la muestra de peso del camión (kips)

Cuadro N°3.8 : Factores de Carga Viva Generalizados, YL para Vehiculos de Transporte Especializados

Volumen de tráfico (una dirección)	Factor de carga para NRL, SU4, SU5, SU6, y SU7.
Desconocido	1.6
ADTT≥5000	1.6
ADTT≥1000	1.4
ADTT≤100	1.15

Fuente :Manual for bridge evaluation.

Interpolación lineal es permitida en otros ADTT.

D.3) Incremento por carga dinámica

Los efectos estáticos de las cargas de camiones deben ser incrementados por 33% para estados de servicio límite y resistencia para explicar los efectos dinámicos debidos a los vehículos en movimiento. La carga dinámica permitida debe ser aplicada solo en cargas de ejes donde las cargas tipo carril dadas son usadas para evaluación.

La carga dinámica aceptada no necesita ser aplicada a componentes de madera (Artículo de Diseño LRFD 3.6.2.3).

Los factores de carga viva provistos en estas especificaciones se toman en cuenta para de múltiple-presencia de dos camiones pesados de lado-a-lado en un puente de múltiples-carriles al igual que a la probabilidad que los camiones puedan ser cargados en tal manera que estos excedan a los límites legales correspondientes El factor a ser aplicado a los efectos de carga estática deben ser tomados como: $(1 + IM/100)$. Los factores son aplicables a configuraciones de arcadas continuas y simples.

El 33% de la carga dinámica permitidas especificada deliberadamente refleja las condiciones conservativas que pueden prevalecer bajo ciertos acercamiento des estresado y las condiciones de la plataforma de un puente con protuberancias, combaduras u otras mayores derivaciones y discontinuidades de las superficie.

Cuadro N°3.9 : Cantidad Permitida de Carga Dinámica: IM

Condiciones de superficie de rodamiento	IM
Superficie de rodadura lisa en acercamiento, plataforma del puente y expansión de juntas.	10 %
Desviación de la superficie menor o depresiones	20%

Fuente :Manual for bridge evaluation.

D.4) Clasificación en toneladas

El Factor de Clasificación (RF) obtenido puede ser usado para determinar la capacidad de carga segura de un puente en toneladas como se muestra:

$$RT = RF \times W$$

Donde:

RT = Clasificación en toneladas para uso de camiones en efecto de carga viva calculada.

W = Peso en toneladas de un camión usado en efecto de carga viva calculada.

Cuando un modelo de carga tipo-carril (ver Figuras D6A-4 y D6A-5) rige la clasificación de carga, el peso equivalente del camión W para uso en la calculación de la capacidad de carga segura para el puente debe ser tomado como 80 kips.

E) Clasificación de carga permitida

E.1) Transfondo

Los dueños de puentes usualmente tienen establecidos procedimientos y regulaciones que permiten el paso de vehículos encima de las limitaciones de peso establecidas legalmente en un sistema de carreteras. Estos procedimientos envuelven la emisión de un permiso que describe las características del vehículo y/o de sus cargas y, en la mayoría de jurisdicciones, que especifica la ruta aceptable o rutas de viaje.

El permiso de carga dinámica para componentes determinados por la prueba del campo puede ser usado en vez de valores especificados aquí. El uso de pruebas dinámicas a full-escala bajo control o las condiciones normales de tráfico queda el modo más fiable de obtener un permiso de carga dinámica para un puente específico.

Los puentes flexibles y los largos y delgados componentes del puente pueden ser susceptibles a las vibraciones inducidas del vehículo; y los efectos de las fuerzas dinámicas pueden exceder el permiso de impacto provisto. Estos casos pueden requerir pruebas de campo.

E.2) Propósito

El Artículo 6.A.4.5 nos provee procedimientos para las revisiones de puentes para determinar los efectos de carga inducidos por las cargas permitidas de sobrepeso y sus capacidades para seguramente transportar estas sobrecargas. La clasificación de carga permitida debe ser usada solo si el puente tiene un factor de clasificación superior a 1.0 cuando es evaluado para cargas legales AASHTO.

3.2.5 Estructuras de concreto

A) Alcance

Las provisiones del Artículo 6.A.5 aplican a la evaluación de componentes de puentes de concreto reforzadas con barras de acero y/o hebras pretensadas o barras. Las provisiones del Artículo 6.A.5 combinan y unifican los requerimientos para concreto reforzado y pretensado.

B) Materiales

B.1) Concreto

Cuando la resistencia a la compresión del concreto f'_c es desconocida y el concreto está en una condición satisfactoria. f'_c para los componentes de superestructuras de concreto reforzado pueden ser tomados como en la Tabla I considerando la fecha de construcción.

Cuadro N°3.10 : Resistencia a la compresión mínima del concreto de un año de construcción

Año de construcción	Resistencia de compresión f'_c (Ksi)
Antes del 1959	2.5
1959 hacia adelante	3

Fuente: Manual for bridge evaluation.

Para componentes de concreto pretensados, las resistencias a la compresión mostradas arriba pueden ser incrementadas por un 25%.

Donde la calidad del concreto es incierta, los núcleos (centros) deben ser tomados por pruebas de propiedad mecánicas. Donde las propiedades mecánicas han sido establecidas por pruebas, el valor teórico para la resistencia es típicamente tomado como el significado de los valores del test sin 1.65

derivaciones estándares para proveer un límite de confianza de 95%. La guía en muestra de materiales para evaluación de un puente es dado en el Artículo 5.3.

Cuando la reacción LL hacia arriba reduce la reacción total a menos del 10% de la reacción DL descendente normal, el levantamiento puede ser considerado a ocurrir. A menos que el levantamiento sea contrarrestado (por pesos o atados), el vehículo debe no ser permitido en el puente.

Las provisiones para la clasificación de puentes de concreto segmentario es usando la metodología LRFR son dados en el Artículo 6.A.5.13.

La resistencia del concreto puede tener un pequeño efecto en la capacidad de los miembros resistentes a la flexión. Sin embargo, en caso de los miembros de compresión, el aumento de la capacidad de los ejes puede ser tan largo como el aumento de la resistencia del concreto.

B.2) Acero

El rendimiento de las resistencias para aceros de refuerzo es especificado en la Tabla I. El rendimiento de las resistencias de aceros de refuerzo desconocido puede ser estimado considerando la fecha de construcción. Donde practico, especímenes de acero desconocido debe ser obtenido por probar para determinar más precisad propiedades mecánicas.

Cuadro N°3.11: Rendimiento de la resistencia del acero de refuerzo

Tipo de acero de reforzamiento	Resistencia de rendimiento, f_y , Ksi
Acero desconocido construido antes del 1954.	33.0
Grado estructural	36.0
Alojamiento o grado intermedio ,grado 40 y acero desconocido construido durante y después de 1959	40
Carril o grado duro .grado 50	50
Grado 60	60

Fuente: Manual for bridge evaluation.

B.3) Acero pretensando

Donde la resistencia a la tracción de la hebra pretensada es desconocida. Los valores especificados en la Tabla I basados en la fecha de construcción pueden ser usados.

Cuadro N°3.12: Resistencia a la Tracción de Hebras Pretensadas

Año de construcción	Resistencia a la tracción (Ksi)
Antes de 1963	232
1963 en adelante	250

Fuente :Manual for bridge evaluation.

C) Factores de resistencia

Los factores de resistencia, ϕ , para miembros de concreto, para el estado límite de resistencia, deberá ser tomado como se especifica en el Artículo de Diseño LRFD 5.5.4.2.

D) Estados limites

Los estados de límite aplicables y de sus combinaciones de carga para la evaluación de miembros de concreto son especificados para los varios procedimientos de clasificación. Las combinaciones de carga, son especificadas en la Tabla 6.A4.2.2-1 y en estos Artículos.

Las hebras de estrés aliviado deben ser asumidas cuando el tipo de hebra es desconocida.

Para estados de límite de servicio, $\phi = 1.0$

D.1) Clasificación de carga de diseño

Las combinaciones de carga de Resistencia I deberán ser revisadas por componentes de concreto reforzados. Las combinaciones de carga de Servicio III y Resistencia I deberán ser revisadas por componentes de concreto pretensados.

D.2) Clasificación de carga y clasificación de permiso

Las clasificaciones de carga para cargas legales y cargas de permiso serán basadas en satisfacer los requerimientos para estados de límite de servicio y límite de resistencia, guiado por las consideraciones presentes en estos artículos

Estado límite de resistencia

Los componentes de puentes de concreto serán clasificados de carga para la combinación de carga de Resistencia I para cargas legales, y para la combinación de carga de Resistencia II para cargas de permiso.

Estado límite de servicio

- Clasificación de carga legal:

La clasificación de carga de puentes de concreto pretensados basada en satisfacer tracción de concreto limitativo tensa bajo las cargas de servicio en el estado de límite de Servicio III es considerado opcional, excepto por los puentes construidos segmentalmente. Un factor de carga viva de 1.0 es recomendable para cargas legales cuando se usa esta revisión para propósitos de clasificación.

El Servicio III no necesitar ser revisado para HL-93 en el nivel de funcionamiento como Servicio III es una revisión de nivel de Diseño para el control de grieta en componentes pretensados. La combinación de carga de Servicio I de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD no necesita ser revisada para puentes de concreto reforzado, como este pertenece a la distribución de reforzamiento para controlar el ancho de las grietas en vigas de concreto. La distribución de reforzamiento para el control de grietas es un criterio de diseño que no es relevantes para la evaluación. En LRFD, Servicio I es también usado para revisar la comprensión en puentes de concreto pretensados. Esta revisión puede gobernar en transferencia pretensada, pero usualmente no gobernara la capacidad de carga viva bajo condiciones de servicio.

La mayoría de diseños pretensados no están diseñados para agrietamiento bajo las cargas de servicio completo. La fatiga no es una preocupación hasta que el agrietamiento comienza. Por lo tanto, los componentes pretensados no necesitan ser revisados rutinariamente para fatiga.

Estas provisiones para la evaluación de permiso de puentes de concreto pretensados, pero no alentar, la practica pasada de tensiones de tracción de concreto limitante en una carga de servicio.

- Clasificación de carga legal:

Las provisiones de este Artículo son consideradas opcionales y aplican para la combinación de carga de Servicio I para componentes de concreto reforzado y

componentes de concreto pretensados.

Durante la clasificación de carga de permiso, las tensiones en las barras de reforzamiento y/o acero de pretensado lo más cerca a la fibra de tensión extrema del miembro no debe exceder 0.90 del punto límite de fluencia para cargas no facturadas.

En la ausencia de un límite de fluencia bien definido para aceros de pretensamiento, los valores siguientes de f_{py} son definidos:

Cuadro N°3.13: Resistencia del material a la conformación de acero pretensado

Tipo de tendón	f_{py}
Fibra de baja relajación	$0.9 f_{pu}$
Fibra de esfuerzo aliviado y barra de alta resistencia tipo 1	$0.85 f_{pu}$
Barra de alta resistencia tipo 2	$0.8 f_{pu}$

Fuente :Manual for bridge evaluation.

E) Suposiciones para clasificación de carga

Los procedimientos para la clasificación de carga computarizada de puentes de concreto están basadas en suposiciones que los materiales y construcción son de una buena calidad y que no hay pérdida de resistencia del diseño del material, o, cuando es garantizado, la resistencia del material ha sido establecido por pruebas, y otras reducciones en áreas debido a la deterioración han sido consideradas

Esta revisión es llevada a cabo usando la combinación de Servicio I donde todas las cargas son tomadas en sus valores teóricos normales. Debe ser notado que en el diseño, el Servicio I no es usado para investigar la tensión de tracción del acero en componentes de concreto. Respecto a esto, constituye una salida de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

Las tensiones del acero limitantes a $0.9 F_y$ es previsto para asegurar que las grietas que desarrollan durante el pasaje de vehículos con sobrepeso cerraran una vez el vehículo es removido. También asegura que hay una reserva de ductilidad en el miembro.

Para miembros de concreto con diseños estándar y reforzamiento de tensión agrupado cercanamente, el Ingeniero puede, como una alternativa a la tensión del acero limitante, elegir para limitar momentos no facturados a 75% de su capacidad de flexión teórica.

Perdida de la resistencia del concreto puede ocurrir si ha habido desintegración apreciable de la matriz del concreto y la separación de agregados debido a agentes químicos u otras causas. En tales casos, muestras de material y pruebas deben ser consideradas para evaluar la resistencia del concreto y calidad. La cantidad de reducción actual de capacidad depende en el tipo de la deterioración y su ubicación.

F) Reforzamiento máximo

La resistencia factorada de compresión controlada las secciones no pretensadas y pretensadas debe ser reducida en acuerdo con el Artículo de Diseño LRFD 5.5.4.2.1.

G) Reforzamiento mínimos

Miembros de concreto que no satisfacen las provisiones de reforzamiento de flexión mínima del Artículo de Diseño LRFD 5.7.3.3.2 deben tener su resistencia de flexión reducida multiplicando por un factor de reducción K, donde:

$$K = \frac{M_r}{M_{min}} \leq 1.0$$

Dónde:

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_{min} = \text{menor de } 1.2 M_{cr} \text{ o } 1.33 M_u$$

$$M_{cr} = \text{momento de agrietamiento (diseño LRFD Eq. 5.7.3.3.2 - 1)}$$

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

Puente viga cajón: Evaluación de cargas de diseño y cargas permitidas en la viga interior y exterior por flexión.

4.1 DATOS DEL PUENTE:

- Longitud de tramo: 82ft.
- Año de construcción: mayo del 1985.
- Concreto:
 - $f_{\text{tablero+losa+diafragma}} = 4 \text{ ksi (280 kg/cm}^2\text{)}$
- Acero de refuerzo:
 - Diámetro: 1 pulg.
 - $f_c' = 60 \text{ Ksi grado 60.}$

4.1.1 Propiedades de las secciones:

A) Viga interior (Para momento positivo) :

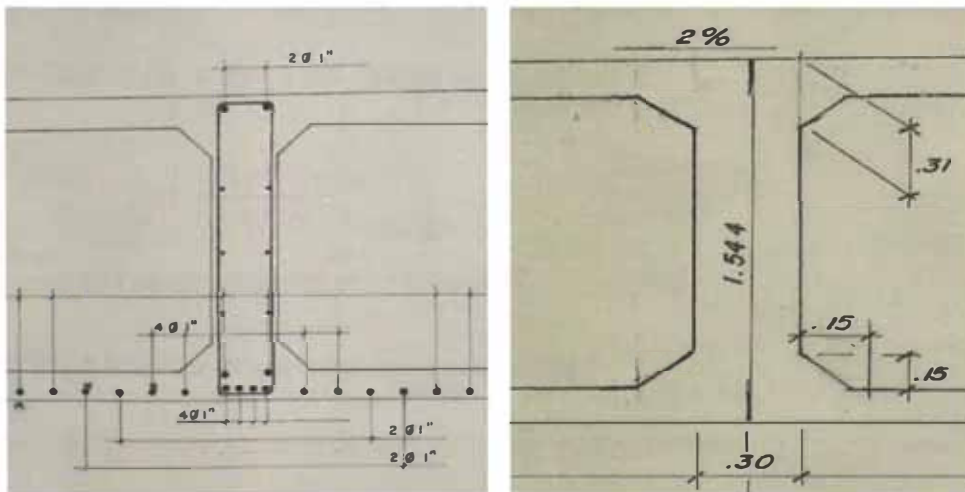


Figura N°4.1.- Vista de la sección de viga interior con refuerzo para el momento positivo.

$$\bar{y} = \frac{16 * (4 + 0.95 + 1.27) + 2 * (4 + 0.95 + 2.54 * 2 + 1.27)}{18}$$

$$Y = 6.78 \text{ cm.}$$

$$d = H - \bar{y} = 154.4 - 6.78 \text{ cm.}$$

$$d = 147.62 \text{ cm.}$$

Características geométricas de la viga interior:

$$H = 154.4 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$d' = 6.22 \text{ cm} \quad \text{Distancia del centroide de tensiones a la fibra más lejana.}$$

$d = 147.62 \text{ cm}$ Peralte efectivo.

$h_f = 16 \text{ cm}$ Peralte del ala.

$L1 = 2500 \text{ cm}$ Longitud de viga.

$L2 = 220 \text{ cm}$ Distancia entre dos vigas adyacentes.

$b_e = 110 \text{ cm}$ Ancho efectiva del ala.

$b_w = 30 \text{ cm}$

Area del concreto $c = 5912 \text{ cm}^2$ Área del concreto.

Materiales:

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

$f_Y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$C_s = 0.75$. Coeficiente sísmico.

$A_s = 18$ varillas de 1" (91.8 cm²).

Verificación de una viga T:

1.- hallando cuantía de acero suponiendo viga rectangular

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = 0.0207.$$

2.- Calculo de la altura del bloque de tensiones

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = 54 \text{ cm}.$$

Como $a > t$ se comporta como una viga T.

B) Viga interior (Para momento negativo) :

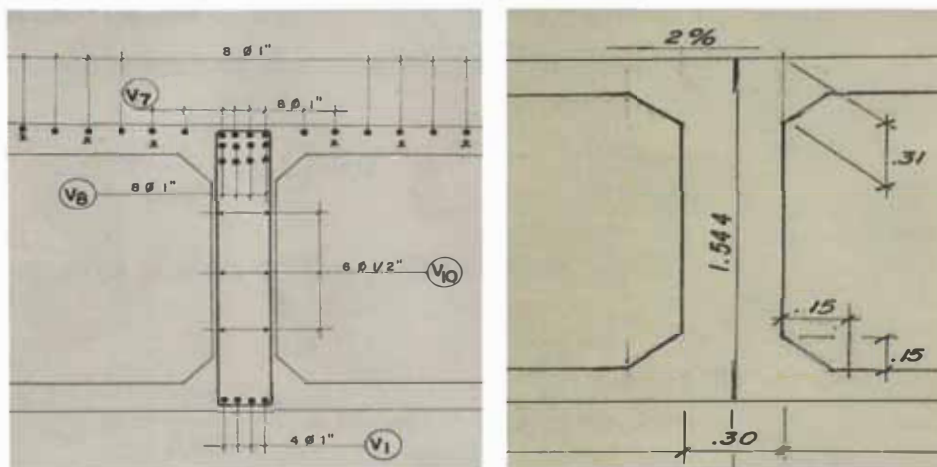


Figura N°4.2.- Vista de la sección de viga interior con refuerzo para el momento negativo.

$$\bar{y} = \frac{16 * (4 + 1.27 + 1.27) + 4 * (4 + 1.27 + 2.54 * 2 + 1.27) + 4 * (4 + 1.27 + 2.54 * 4 + 1.27)}{24}$$

$$Y = 9.08 \text{ cm.}$$

$$d = H - \bar{y} = 154.4 - 9.08 \text{ cm.}$$

$$d = 145.32 \text{ cm.}$$

Características geométricas de la viga interior:

$$H = 154.4 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$d' = 6.54 \text{ cm} \quad \text{Distancia del centroide de tensiones a la fibra más lejana.}$$

$$d = 145.32 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$h_f = 15 \text{ cm} \quad \text{Peralte del ala.}$$

$$L1 = 2500 \text{ cm} \quad \text{Longitud de viga.}$$

$$L2 = 220 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre dos vigas adyacentes.}$$

$$be = 110 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectiva del ala.}$$

$$bw = 30 \text{ cm} \quad \text{Ancho del alma.}$$

$$\text{Area del concreto } c = 5832 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del concreto.}$$

Materiales:

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_s = 0.75. \text{ Coeficiente sísmico.}$$

$$A_s = 24 \text{ varillas de } 1'' \text{ (122.4 cm}^2\text{).}$$

Verificación de una viga T:

1.- hallando cuantía de acero suponiendo viga rectangular

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = 0.020807.$$

2.- Calculo de la altura del bloque de tensiones

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = 72 \text{ cm.}$$

Como $a > t$ se comporta como una viga T.

C) Viga exterior (Para momento positivo):

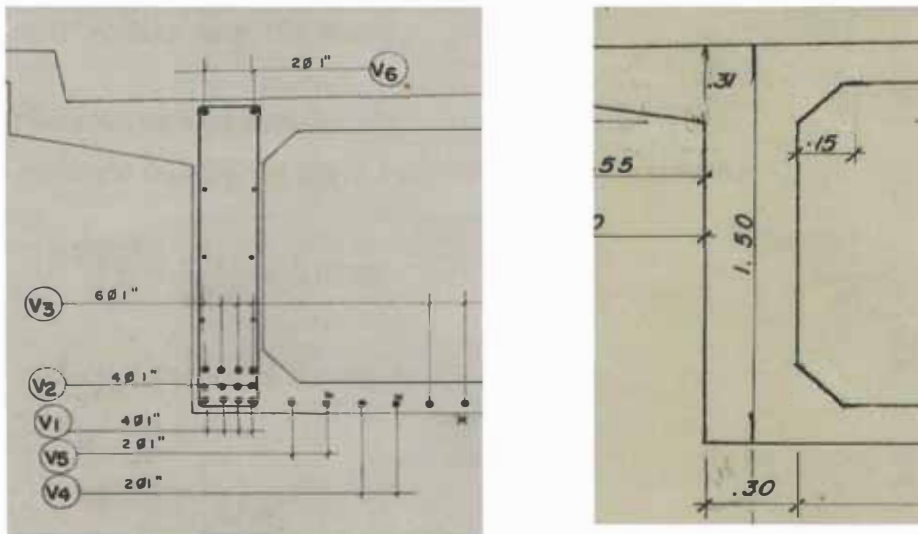


Figura N°4.3.- Vista de la sección de viga exterior con refuerzo para el momento positivo.

$$\bar{y} = \frac{10 * (4 + 0.95 + 1.27) + 4 * (4 + 0.95 + 2.54 * 2 + 1.27) + 4 * (4 + 0.95 + 2.54 * 4 + 1.27)}{18}$$

$$Y = 9.61 \text{ cm.}$$

$$d = H - \bar{y} = 150.0 - 9.61 \text{ cm.}$$

$$d = 140.39 \text{ cm.}$$

Características geométricas de la viga interior:

H = 150.0 cm Peralte efectivo.

d' = 6.22 cm Distancia del centroide de tensiones a la fibra más lejana.

d = 140.39 cm Peralte efectivo.

h_f = 16 cm Peralte del ala.

L1 = 2500 cm Longitud de viga.

L2 = 190 cm Distancia entre dos vigas adyacentes.

b_e = 110 cm Ancho efectiva del ala.

b_w = 30 cm

Area del concreto c = 5912 cm² Área del concreto.

Materiales:

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

$$f_Y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$C_s = 0.75$. Coeficiente sísmico.

$A_s = 18$ varillas de 1" (91.8 cm²).

Verificación de una viga T:

1.- hallando cuantía de acero suponiendo viga rectangular

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = 0.0218.$$

2.- Calculo de la altura del bloque de tensiones

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = 54 \text{ cm.}$$

Como $a > t$ se comporta como una viga T.

D) Viga exterior (Para momento negativo):

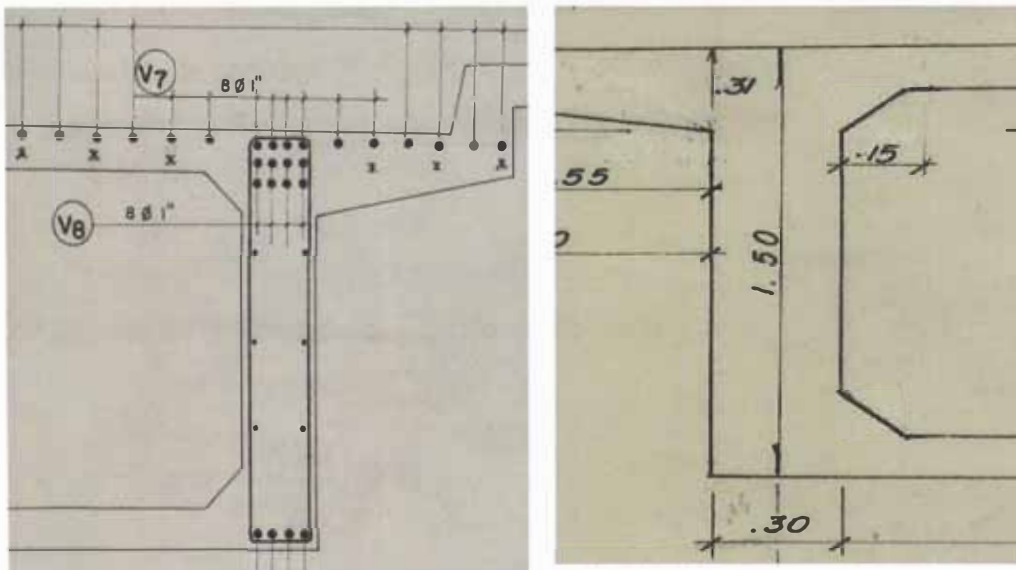


Figura N°4.4.- Vista de la sección de viga exterior con refuerzo para el momento negativo.

$$\bar{y} = \frac{16 * (4 + 1.27 + 1.27) + 4 * (4 + 1.27 + 2.54 * 2 + 1.27) + 4 * (4 + 1.27 + 2.54 * 4 + 1.27)}{24}$$

$Y = 9.08 \text{ cm.}$

$d = H - \bar{y} = 150.0 - 9.08 \text{ cm.}$

$d = 140.92 \text{ cm.}$

Características geométricas de la viga interior:

H = 150.0 cm Peralte efectivo.

$d' = 6.54$ cm Distancia del centroide de tensiones a la fibra más lejana.

d = 140.92 cm Peralte efectivo.

$h_f = 15$ cm Peralte del ala.

L1 = 2500 cm Longitud de viga.

L2 = 220 cm Distancia entre dos vigas adyacentes.

be = 110 cm Ancho efectiva del ala.

bw = 30 cm

Area del concreto $c = 5832$ cm² Área del concreto.

Materiales:

$f'_c = 280$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm².

$C_s = 0.75$. Coeficiente sísmico.

$A_s = 24$ varillas de 1" (122.4 cm²).

Verificación de una viga T:

1.- hallando cuantía de acero suponiendo viga rectangular

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = 0.02895.$$

2.- Calculo de la altura del bloque de tensiones

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = 72 \text{ cm.}$$

Como $a > t$ se comporta como una viga T.

4.2 ANALISIS DE CARGA MUERTA:

4.2.1 Componentes y accesorios, DC.

A= 1.59 m².

$\gamma_{concreto} = 2.4$ ton/m³.

Peso propio de las vigas (incluyendo diafragmas)	2.486 Kip/ft.
Veredas	0.222 Kip/ft.

Parapetos	0.468 Kip/ft.
Barandilla	0.065 Kip/ft.
Total DC :	3.241 Kip/ft
$M_{DC(-)} =$	2723.952 Kip-ft
$M_{DC(+)} =$	1531.95 Kip-ft

4.2.2 Superficie de desgaste

$b = 2.5 \text{ m.}$
 $e = 0.05 \text{ m.}$
 $\gamma_{asfalto} = 2.25 \text{ ton/m}^3.$

Capa de asfalto : 0.18 Kip/ft.
 Total DW : 0.18 Kip/ft.

$M_{DW(-)} = 154 \text{ Kip-ft.}$
 $M_{DW(+)} = 86.6 \text{ Kip-ft.}$

4.3 ANALISIS DE CARGA VIVA:

4.3.1 Calculo de los factores de distribución de carga viva

Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
---	---	---	---

Figura N°4.5.- Factores de distribución de carga viva para vigas interiores (Según la tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2b-1).

N_c = Numero de celdas.
 S = Separación de ejes.

L = longitud de tramo de viga

$N_c = 3$
 $S = 1900.0 \text{ mm.}$
 $L = 25000.00 \text{ mm}$

Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{\pi'_e}{4300}$	$g = \frac{\pi'_e}{4300}$	$\pi'_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		

Figura N°4.6.- Factores de distribución de carga viva para vigas exteriores (Según la tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2d-1).

W_e = Un medio de la separación entre almas más el vuelo total (mm).

$W_e = 1900 \text{ mm}$

A) Factor de distribución por momento.

A.1) Para vigas interiores

- Para un carril cargado:

$$g_{m1} = \left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$$

$$g_{m1} = 0.3244$$

- Dos carriles cargados:

$$g_{m2} = \left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$$

$$g_{m2} = 0.5455$$

Escogemos el mayor:

$$g_m = 0.5455$$

A.2) Para vigas exteriores

- Para un carril cargado :

$$g_{m1} = \frac{W}{4300}$$

$$g_{m1} = 0.442$$

$$g_{m2} = \frac{W}{4300}$$

$$g_{m2} = 0.442$$

$$g_m = 0.442$$

B) Máximo momento por carga viva (HL-93) en el tramo central.

Diseño por carga de carril (sobrecarga distribuida).

- 537.92 Kip-ft.

Calculo de momentos máximos:

Momentos positivos:

- Datos :

Luz del puente: 25 m.

Ancho de vía: 8.50m.

Número de vías: 2, Factor: 1.

Camión de diseño: HL-93.

$$P = 3.695 \text{ Tn.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

$$c = 4.30 \text{ m.}$$

$$S/C = 0.96 \text{ Tn/m}$$

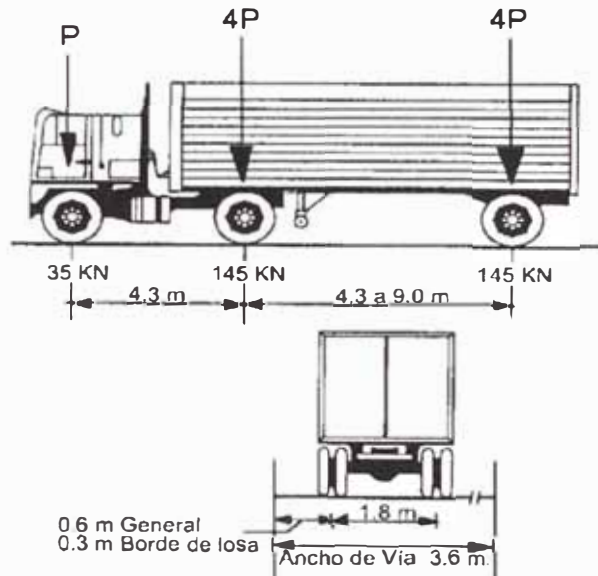


Figura N°4.7.- Modelo del camión HL-93 según las especificaciones Aashto-Irfd.

Hacemos la combinación camión HL-93 +S/C sobre la línea de influencia

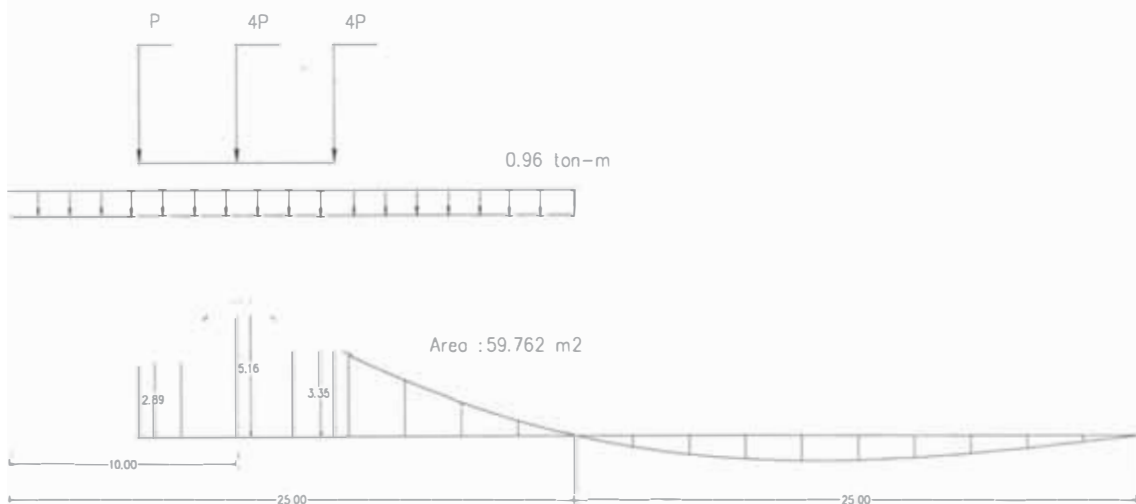


Figura N°4.8.-Distribucion del camión HL-93 para el momento positivo+Linea de influencia para el momento positivo.

El momento por el camión HL-93 es:

$$M_{HL-93} = 3.6 \text{ ton} (2.89\text{m}) + 14.8\text{ton} (5.16\text{m}) + 14.8 \text{ ton} (3.35\text{m})$$

$$M_{HL-93} = 136.352 \text{ ton-m.}$$

El momento por la sobrecarga distribuida en el primer tramo es:

$$M_{S/cdistribuida} = 59.762 \text{ m}^2 (0.96 \text{ ton/m})$$

$$M_{S/cdistribuida} = 57.372 \text{ ton-m.}$$

$$414.97 \text{ kip-ft.}$$

El momento por sobrecarga máximo considerando por carga dinámica para el estado límite de resistencia $IM = 0.33$ es:

$$M_{IM+S/C} = 986.24 \text{ kip-ft} * 1.33 + 414.97 \text{ kip-ft}$$

$$M_{IM+SC} = 1726.672 \text{ kip-ft.}$$

Momentos negativos:

- Datos :

Luz del puente: 25 m.

Ancho de vía: 8.50m.

Numero de vías: 2, Factor: 1.

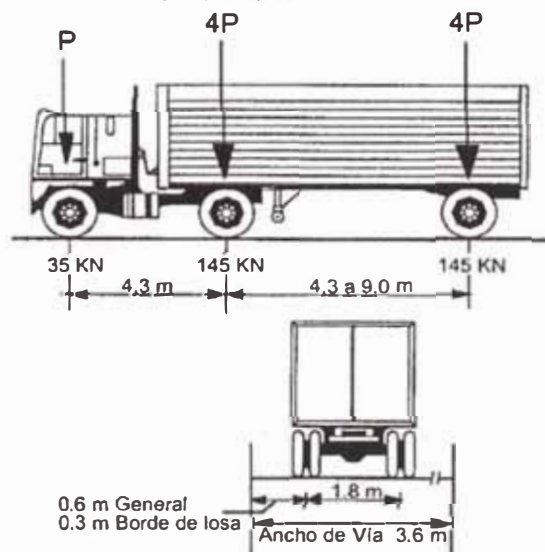
Camión de diseño: HL-93.

$$P = 3.695 \text{ Tn.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

$$c = 4.30 \text{ m.}$$

$$S/C = 0.96 \text{ Tn/m}$$



Modelo del camión HL-93 según las especificaciones Aashto-Irfd.

Para los momentos negativos usamos la carga especial HL-93 que consta de

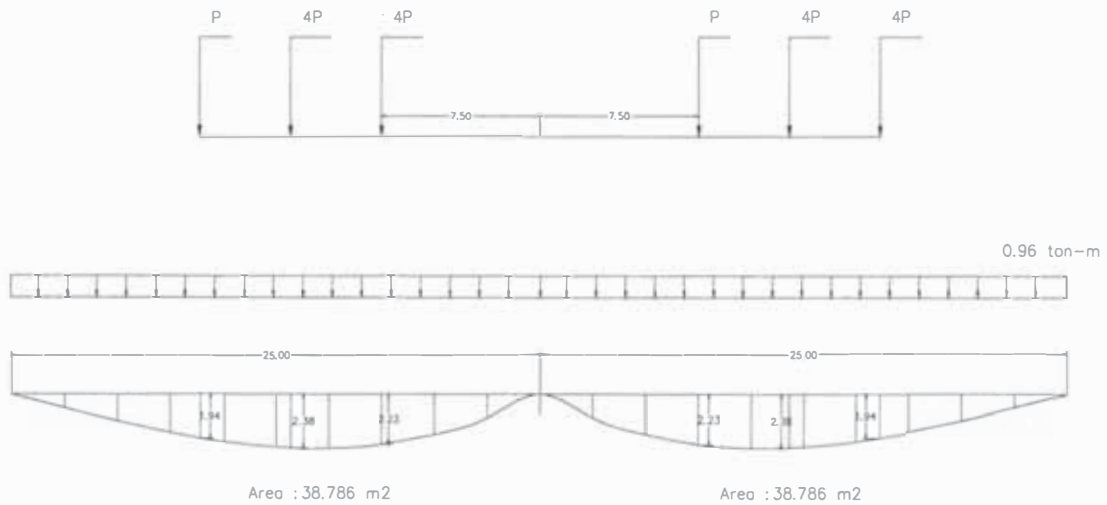


Figura N°4.9.-Distribucion de camiones para el momento negativo +Línea de influencia para el momento negativo.

dos camiones separados a 15m como mínimo además de usar la S/C distribuida en todo el puente.

El momento por los dos camiones de diseño es:

$$M_{HL-93} = 3.6 \text{ ton}(1.94\text{m}) + 14.8\text{ton}(2.38\text{m}) + 14.8 \text{ ton} (2.23\text{m}) + 3.6 \text{ ton}(2.23\text{m}) + 14.8\text{ton}(2.38\text{m}) + 14.8 \text{ ton} (1.94\text{m})$$

Solo consideramos el 90 % de la sollicitación:

$$M_{HL-93} = 132.458 \text{ ton-m.}$$

$$958.08 \text{ kip-ft.}$$

El momento por la sobrecarga distribuida en todo el puente es:

$$M_{s/c \text{ distribuida}} = 77.572 \text{ m}^2 (0.96 \text{ ton/m})$$

$$M_{s/c \text{ distribuida}} = 74.47 \text{ ton-m.}$$

Consideramos solo el 90% de la sollicitación:

$$M_{s/c \text{ distribuida}} = 67.02 \text{ ton-m}$$

$$484.78 \text{ kip-ft.}$$

El momento por sobrecarga máximo considerando por carga dinámica para el estado límite de resistencia IM: 0.33 es:

$$M_{IM+S/C} = 958.08 \text{ kip-ft} * 1.33 + 484.78 \text{ kip-ft}$$

$$M_{IM+SC} = 1759.03 \text{ kip-ft.}$$

En resumen:

- 1726.7 kip-ft para momento positivo con la sobrecarga HL-93.
- 1759.0 kip-ft Para momento negativo con la sobrecarga HL-93S.

Para momento positivo:

$$M_{LL+IM} = 1726.7 \text{ kip-ft}$$

$$g \times M_{LL+IM} = 942.01 \text{ kip-ft. , } M (+) \text{ (V int.)}$$

$$g \times M_{LL+IM} = 762.95 \text{ kip-ft. , } M (+) \text{ (V ext.)}$$

Para el momento negativo:

$$M_{LL+IM} = 1759.0 \text{ kip-ft.}$$

$$g \times M_{LL+IM} = 959.66 \text{ kip-ft. , } M (-) \text{ (V int.)}$$

$$g \times M_{LL+IM} = 777.24 \text{ kip-ft. , } M (-) \text{ (V ext.)}$$

4.4 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN.

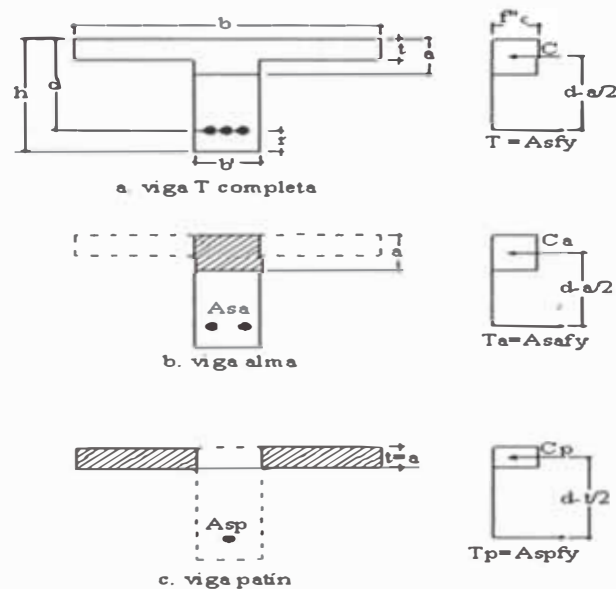


Figura N°4.10.-Análisis de una viga TEE:Viga alma +Viga Patín.

4.4.1 Viga interior (para momento positivo).

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'c (b - b_w) * h_f}{f_y} = 72.53 \text{ cm}^2$$

A_{sf} = Acero de refuerzo de la viga patín

$$A_s - A_{sf} = 19.27 \text{ cm}^2$$

Calculo del momento nominal:

Para la viga patín

$$M_1 = A_{sf} f_y (d - h_f/2) = 425.34 \text{ ton-m.}$$

$$3076.49 \text{ kip-ft}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 b_w f'_c} = 11.33 \text{ cm.}$$

Para la viga alma:

$$M_2 = (A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2) = 114.87 \text{ ton-m}$$

$$830.85 \text{ kip-ft}$$

$$M_n = 540.21 \text{ ton-m.}$$

$$3907.35 \text{ kip-ft}$$

Calculo del momento último M_u

$$M_u = n (1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM})$$

$$M_u = 5284.48 \text{ kip-ft.}$$

$$1.33 M_u = 7028.4 \text{ kip-ft}$$

Hallando el momento crítico:

$$M_{cr} = f_r S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$S = (b \times h_f^2)/6$$

$$S = 399513.8473 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 33.6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 134.371 \text{ ton-m.}$$

$$971.92 \text{ kip-ft.}$$

$$1.22 M_{cr} = 1185.7368 \text{ kip-ft}$$

Como $M_u > 1.22 M_{cr}$, Usamos el M_{cr}

El $M_r = \phi M_n$, Se comprueba que $M_r = 1 \cdot 3907.35 > 1.22 M_{cr} = 1185.73$

Entonces cumple el mínimo reforzamiento

4.4.2 Viga interior (para momento negativo).

$$A_{sf} = \frac{0.85f'c(b-b_w)h_f}{f_y} = 68 \text{ cm}^2.$$

A_{sf} = Acero de refuerzo de la viga patín

$$A_s - A_{sf} = 54.4 \text{ cm}^2$$

Calculo del momento nominal

Para la viga patín

$$M_1 = A_{sf} f_y (d - h_f/2) = 393.61 \text{ ton-m}$$

$$2847.03 \text{ kip-ft}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 b_w f'c} = 32 \text{ cm}$$

Para la viga alma:

$$M_2 = (A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2) = 295.47 \text{ ton-m}$$

$$2137.15 \text{ kip-ft}$$

$$M_n = 689.08 \text{ ton-m}$$

$$4984.18 \text{ kip-ft}$$

Calculo del momento último M_u

$$M_u = n (1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = 5284.48 \text{ kip-ft.}$$

$$1.33M_u = 7028.4 \text{ kip-ft.}$$

Hallando el momento crítico :

$$M_{cr} = f_r S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = (b \times h_f^2)/6$$

$$S = 387161.544 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 33.6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 130.217 \text{ ton-m.}$$

$$941.87 \text{ kip-ft.}$$

$$1.22M_{cr} = 1149.075 \text{ kip-ft}$$

como $M_u > 1.22 M_{cr}$, Usamos el M_{cr}

El $M_r = \phi M_n$, Se comprueba que $M_r = 1 * 4984.18 \cdot 1.2 > 2 M_{cr} = 1149.07$

Entonces cumple el minimo reforzamiento.

4.4.3 Viga exterior (para momento positivo).

$$A_{sf} = \frac{0.85f'c(b-b_w)*h_f}{f_y} = 72.53 \text{ cm}^2$$

A_{sf} = Acero de refuerzo de la viga patin

$$A_s - A_{sf} = 19.27 \text{ cm}^2$$

Calculo del momento nominal

Para la viga patin

$$M_1 = A_{sf} f_y (d - h_p / 2) = 403.31 \text{ ton-m}$$

$$2917.18 \text{ kip-ft}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 b_w f' c} = 11.33 \text{ cm}$$

Para la viga alma

$$M_2 = (A_s - A_{sf}) f_y (d - a / 2) = 109.02 \text{ ton-m}$$

$$788.53 \text{ kip-ft}$$

$$M_n = 512.33 \text{ ton-m}$$

$$3705.72 \text{ kip-ft}$$

Calculo del momento último M_u

$$M_u = n (1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = 5284.48 \text{ kip-ft}$$

$$1.33M_u = 7028.4 \text{ kip-ft}$$

Hallando momento crítico:

$$M_{cr} = f_r S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = (b \times h_f^2)/6$$

$$S = 361338.1218 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 33.6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 121.53 \text{ ton-m}$$

$$1.22M_{cr} = 1072.43 \text{ kip-ft}$$

Como $M_u > 1.22 M_{cr}$, Usamos el M_{cr}

El $M_r = \phi M_n$, Se comprueba que $M_r = 1 \cdot 3705.72 > 1.22 M_{cr} = 1072.43$

Entonces cumple el mínimo reforzamiento

4.4.4 Viga exterior (para momento negativo).

$$A_{sf} = \frac{0.85f'_c(b-b_w)h_f}{f_y} = 68 \text{ cm}^2$$

A_{sf} = Acero de refuerzo de la viga patín.

$$A_s - A_{sf} = 54.4 \text{ cm}^2$$

Calculo del momento nominal:

Para la viga patín.

$$M_1 = A_{sf} f_y (d - h_f/2) = \begin{matrix} 381.05 \text{ ton-m} \\ 2756.14 \text{ kip-ft} \end{matrix}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 b_w f'_c} = 32 \text{ cm.}$$

Para la viga alma:

$$M_2 = (A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2) = 285.42 \text{ ton-m}$$

2064.44 kip-ft

$$M_n = 666.46 \text{ ton-m}$$

$$4820.57 \text{ kip-ft}$$

Calculo del momento último M_u

$$M_u = n (1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = 5284.48 \text{ kip-ft.}$$

$$1.33M_u = 7028.4 \text{ kip-ft}$$

Hallando el momento critico

$$M_{cr} = f_r S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = (b \times h_f^2) / 6$$

$$S = 364071.5173 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 33.6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 122.45 \text{ ton-m}$$

$$885.69 \text{ kip-ft}$$

$$1.22M_{cr} = 1080.55 \text{ kip-ft}$$

Como $M_u > 1.22 M_{cr}$, Usamos el M_{cr}

El $M_r = \phi M_n$, Se comprueba que $M_r = 1 * 4820.57 > 1.22 M_{cr} = 1080.55$

Entonces cumple el refuerzo mínimo

4.5 Ecuación de capacidad de carga en general:

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

4.5.1 Factores de evaluación para estados limites de resistencia

Factor de resistencia por flexión ϕ

$$\phi = 1$$

Factor por condición ϕ_c

$$\varphi_c = 1$$

Factor por sistema φ_s

$$\varphi_s = 1$$

4.5.2 Estado límite de resistencia I

$$RF = \frac{\varphi_c \varphi_s \varphi_{Rn} - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW)}{\gamma_L(LL+IM)}$$

Carga	Inventario	Operación
DC	1.25	1.25
DW	1.5	1.5
LL+IM	1.75	1.35

4.5.3 Resultados por flexión

Viga	RF (Inventario)	RF (Operación)
Interior (+)	1.13	1.465
Interior (-)	0.803	1.041
Exterior (+)	1.244	1.613
Exterior (-)	0.871	1.129

Según el clasificador RF se tiene

CLASIFICADOR DE RF	
RF < 0.65	La estructura debe demolerse
0.65 < RF < 1.0	Reforzamiento de la estructura
RF > 1.0	Estructura estable

Como lo denota el cuadro de clasificación RF tenemos que las vigas interior y exterior que son afectadas con el momento positivo caen en el rango de estructura estable al contrario de las vigas interior y exterior que son afectadas por el momento negativo el cual recomienda reforzar la estructura.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 CONCLUSIONES:

- Se halló que considerando mínima distancia entre los ejes secundarios (4.30m) del camión de diseño HL-93 se halla los momentos máximos (Positivos y negativos).
- Se halló que el máximo momento positivo se halla a 0.4 de la luz efectiva (25m).
- Mediante la configuración de camiones que recomienda el AASHTO-LRFD para hallar el momento negativo en puentes continuos se halló el momento máximo a 13.78 m del apoyo.
- Al evaluar el puente por flexión debido a la sobrecarga vehicular HL-93 para el momento positivo y HL-93S para el momento negativo ,se obtuvo el siguiente resultado :

1726.7 kip-ft para momento positivo con la sobrecarga HL-93.

1759.0 kip-ft Para momento negativo con la sobrecarga HL-93S.

Como podemos apreciar generamos mayor momento crítico en la zona central del puente cerca del apoyo.

- Al ser un puente de sección cajón tiene mayor aporte a la rigidez lateral la cual permite trabajar con grandes luces y se puede aprovechar más si se usa el concreto pretensado la cual aporta mayor. Este puente tiene un peralte que varía desde 1.50 en las vigas exteriores hasta 1.544 en las vigas interiores.

Según el cuadro de profundidades mínimas según el AASHTO-LRFD considera unas profundidades según la tipología del puente para la cual tenemos los siguientes resultados:

	Tipo	Tramos continuos
Hormigón armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	0.15
	Vigas T	1.625
	Vigas Cajón	1.375
	Vigas de estructuras peatonales	0.825
Hormigón pretensado	Losas	0.675
	Vigas cajón coladas insitu	1
	Vigas doble T prefabricadas	1
	Vigas de estructuras peatonales	0.75
	Vigas de cajón adyacentes	0.625

	Tipo	Tramos continuos
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0.8
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.675
	Cerchas	2.5

El peralte de la viga cajón según planos es de 1.50 la cual ha coincidido con el resultado si se asumíamos erróneamente que era de tramo simple. El puente es de tramo continuo por lo cual tenemos el resultado de 1.375 m que es 12.5cm menor con la cual fue construido. En conclusión Tal vez una alternativa hubiera sido el usar el pretensado ya que reducía al peralte a la unidad y sin apoyo intermedio el peralte hubiera sido de dos metros por lo cual ofrecía una mejor alternativa en diseño y costos.

- Según los parámetros RF que se muestra en el cuadro a continuación:

CLASIFICADOR DE RF	
RF < 0.65	La estructura debe demolerse
0.65 < RF < 1.0	Reforzamiento de la estructura
RF > 1.0	Estructura estable

y el cuadro de resultados por flexión

Viga	RF (Inventario)	RF (Operación)
Interior (+)	1.13	1.465
Interior (-)	0.803	1.041
Exterior (+)	1.244	1.613
Exterior (-)	0.871	1.129

La estructura se reforzara solo en las vigas interior y exterior que fueron afectadas por los momentos negativos.

5.2 RECOMENDACIONES:

- Para la evaluación de un puente existente lo recomendable es tener a la mano los planos de construcción ya que en ellos se ve reflejado varios detalles estructurales la cual se usaran para hallar las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas.
- Sería recomendable tener a la mano los cálculos o las consideraciones que han tenido los ingenieros en esos años para considerarlos en la

- evaluación del puente (memoria de cálculo, bibliografía, etc.).
- Teniendo como base el último estudio realizado en el 2006 es recomendable tenerlo como referencia para saber que parámetros y consideraciones se usaron en la evaluación estructural, además de la condición física (estado del concreto, las barandas, juntas, etc.) de la estructura y su entorno (presencia de vegetación, socavación en los cimientos, sedimentación, etc.) en esos momentos.
 - Para la evaluación de un puente multicelda es recomendable tomarlos como secciones la cual toma la viga como alma y la losa superior e inferior como alas y de acuerdo a la cantidad de vigas se considerara dos exteriores y las demás interiores.

BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation, “*Officials-Standard Specifications for Highway Bridges*” (*Especificaciones AASHTO-LRFD*), Washington, DC, USA, 2012.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), “*Manual for Bridge of evaluation 2nd edition*”, 2011.
- Díaz Muñoz, Eduardo Edgar, “*Ingeniería de puentes Tomos I y II: reseña histórica, tipología, diagnóstico y recuperación - Colapso, inspección especial, socavación, vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga*”. Editorial U. Javeriana. Colombia ,2012.
- Ministerio de transportes y comunicaciones, “*Guía para inspección de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*”, Dirección de Normatividad Vial, Lima, Marzo 2006.
- Ministerio de transportes y comunicaciones, “*Manual de Diseño de Puentes y Carreteras de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*”, Dirección de Normatividad Vial. Lima, Marzo 2013.