



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

***EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA
SUPERESTRUCTURA DE PUENTES TIPO***

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

PRESENTA:

URIEL ISAAC REYES BAÑUELOS

TUTOR:

Dr. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F., FEBRERO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Secretario: Dr. Pozos Estrada Adrián

Vocal: Dr. Gómez Martínez Roberto

1^{er}. Suplente: Dr. García Soto Adrián David

2^{do}. Suplente: M.I. Arce Riobóo José Carlos

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Roberto Gómez Martínez

FIRMA

ÍNDICE

Resumen	V
Abstract	V
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 ¿EN QUÉ CONSISTE LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA ESTRUCTURA O DE UN PUENTE?.....	2
1.4 ¿CUÁNDO SE DEBE EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PUENTE?.....	3
2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA “Bridge Load Rating”	
2.1 INSPECCIÓN.....	4
2.1.1 Requerimientos de inspección.....	4
2.1.2 Personal de inspección.....	4
2.1.3 Herramientas de inspección.....	5
2.1.4 Frecuencia de inspección.....	5
2.1.5 Tipos de inspección.....	5
2.1.6 Registros.....	6
2.2 EVALUACIÓN “RATING”.....	6
2.2.1 Principios de evaluación “rating”.....	7
2.3 FILOSOFÍAS DE EVALUACIÓN “RATING”.....	8
2.4 NIVELES DE EVALUACIÓN “RATING”.....	9
2.4.1 Nivel de inventario.....	9
2.4.2 Nivel de Operación.....	9
3 DESCRIPCIÓN DE PUENTES	
3.1 PUENTE “PAPALOAPAN”.....	10
3.2 PUENTE “CARACOL”.....	13
3.3 PUENTE “NAUTLA”.....	15
3.4 PUENTE “EL RAUDAL”.....	18
3.5 PUENTE “BUENA VISTA”.....	21
3.6 PUENTE “JIMBA”.....	24
4 MODELACIÓN MATEMÁTICA	
4.1 CRITERIOS DE MODELADO.....	28
4.1.1 Materiales.....	28
4.1.2 Condiciones de apoyo.....	29
4.2 PUENTE “PAPALOAPAN”.....	30
4.3 PUENTE “CARACOL”.....	31
4.4 PUENTE “NAUTLA”.....	33
4.5 PUENTE “EL RAUDAL”.....	34
4.6 PUENTE “BUENA VISTA”.....	35
4.7 PUENTE “JIMBA”.....	36
5 ANÁLISIS DE MODELOS MATEMÁTICOS	
5.1 CARGAS.....	38
5.1.1 Cargas muertas.....	38

5.1.2	Cargas vivas.....	38
5.2	COMBINACIONES DE CARGA.....	40
5.3	BAJADA DE CARGAS.....	43
5.3.1	Puente “Papaloapan”.....	43
5.3.2	Puente “Nautla”.....	44
5.3.3	Puente “El Raudal”.....	45
5.3.4	Puente “Jimba”.....	46
5.3.5	Puente “Caracol”.....	47
5.3.6	Puente “Buena Vista”.....	48
6	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	
6.1	CLASIFICACIÓN DE PUENTES.....	49
6.2	RESISTENCIA NOMINAL.....	50
6.2.1	Puente “Papaloapan”.....	51
6.2.2	Puente “Nautla”.....	51
6.2.3	Puente “El Raudal”.....	51
6.2.4	Puente “Jimba”.....	51
6.2.5	Puente “Buena Vista”.....	52
6.2.6	Puente “Caracol”.....	52
6.3	EFFECTO DE LA CARGA MUERTA FACTORIZADA.....	52
6.4	EFFECTO DE CARGA VIVA PROVENIENTE DE LOS VEHÍCULOS DE REFERENCIA.....	53
6.5	FACTOR DE CORRECCIÓN PARA EL ANÁLISIS.....	54
6.6	OBTENCIÓN DEL FACTOR DE EVALUACIÓN (FR).....	55
6.6.1	Puente “Papaloapan”.....	55
6.6.2	Puente “Nautla”.....	56
6.6.3	Puente “El Raudal”.....	57
6.6.4	Puente “Jimba”.....	58
6.6.5	Puente “Caracol”.....	59
6.6.6	Puente “Buena Vista”.....	61
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1	CONCLUSIONES.....	63
7.2	RECOMENDACIONES.....	64
	ANEXOS	
A.1	ELEMENTOS DE CONCRETO.....	65
A.1.1	Resistencia a la flexión.....	65
A.1.2	Resistencia a cortante.....	68
A.1.2.1	NTC – 2004.....	69
A.1.2.2	ACI – 318M.....	71
A.2	ELEMENTOS DE ACERO.....	75
A.2.1	Resistencia a la flexión.....	76
A.2.2	Resistencia a la compresión.....	78
A.2.3	Resistencia a la tensión.....	78
A.2.4	Resistencia a cortante.....	79
	BIBLIOGRAFÍA.....	81

RESUMEN

En este trabajo se presenta el procedimiento de evaluación de la capacidad de carga (Bridge Load Rating) para la superestructura de 6 puentes tipo localizados en el estado de Veracruz, así como los valores obtenidos para los factores de *Rating (FR)*; las estructuras evaluadas cuentan con un promedio de vida de 50 años desde su construcción. La finalidad del trabajo es, principalmente, determinar las condiciones actuales de dichas estructuras ya que con el paso del tiempo las cargas móviles han cambiado su magnitud así como la posición de los ejes, lo cual representa una condición de carga diferente a la que se utilizó cuando los puentes fueron diseñados, con los factores obtenidos de la evaluación se podrán determinar las acciones a tomar, ya sea en forma de trabajos de refuerzo o restricciones al tráfico.

Los resultados obtenidos y presentados aquí muestran que los puentes son capaces de soportar de forma satisfactoria la magnitud de las cargas vivas móviles. En algunos casos esto es debido a trabajos de refuerzo que se han realizado con anterioridad a las estructuras y en algunos otros casos, se debe a un sobrediseño resultado de la utilización de factores de carga y resistencia en el diseño.

ABSTRACT

In this research the Bridge Load Rating procedure for 6 bridge's superstructures located in Veracruz is show, too the Rating Factors (RF) values obtained. The evaluated structures have 50 years old since its construction. The main purpose of this work is get the actual conditions for these structures, because with the passage of time the legal mobile loads magnitude and axes position in México has changed. This change represent a different condition that the used in the original design. The value of the obtained factors help us to determinate the actions to make in this structures, maybe reinforcement works or traffic restrictions.

The results presented here show us that the bridges are capable to transport the maximum legal loads in México in a satisfactory way. In some cases this is due reinforcement works in the structures and the other cases this is due that the structure is over-designed for the use of load and resistance factors.

1. INTRODUCCIÓN

La comunicación, como todas las formas de interacción humana, es indispensable para todos los integrantes de una sociedad. Entre los tipos de comunicación tenemos la que se hace a través de vías y medios de transporte.

La infraestructura de transporte constituye un elemento detonante indispensable para el crecimiento económico, la competitividad y la integración social de un país. En particular, el transporte carretero permite la comunicación y el intercambio entre regiones, y en México es el principal modo para el desplazamiento de pasajeros y bienes, lo que convierte a las carreteras en un instrumento básico para la integración del espacio económico y social del país.

De igual importancia es la conservación de esa infraestructura o red carretera. En la medida en que la red opere en condiciones más favorables de fluidez y de seguridad del tránsito, aumentará su capacidad de proporcionar un transporte eficiente, con los consecuentes beneficios a la sociedad.

Parte importante de dicha infraestructura son los puentes carreteros, por ello es necesario aplicar procedimientos para su inspección y la verificación de sus propiedades físico-mecánicas (rigidez, módulo de elasticidad, resistencia) durante el tránsito de los vehículos que prestan el servicio de autotransporte de pasaje, turismo, carga y transporte privado. Esto con el fin de determinar sus limitaciones en operación y promover que los servicios se presten en unidades vehiculares en óptimas condiciones.

1.1 OBJETIVO Y ALCANCES

El presente trabajo se desarrolla con la finalidad de hacer una comparativa de los efectos que generan las condiciones de carga viva actuales en la superestructura de puentes, con respecto a los que generan las condiciones de carga utilizadas en el diseño original de los mismos, así como una comparación de la capacidad de carga en ambos estados.

La evaluación de la capacidad de carga (Bridge Load Rating) de las superestructuras, se hará para 6 puentes ubicados en el estado de Veracruz, que tienen aproximadamente 50 años de de servicio. Aunque algunos de ellos han sido reforzados.

1.2 ANTECEDENTES

Es indudable que el actual crecimiento demográfico aunado a los acelerados avances tecnológicos y en las comunicaciones, trae consigo cambios en todos los aspectos de la vida humana, no siendo la excepción la Ingeniería Civil.

Si hablamos particularmente de la Ingeniería del Transporte y en específico de las carreteras y puentes del país, estos cambios en las comunicaciones y la tecnología del transporte implican un cambio en los medios de transporte; modificando de esta manera las cargas móviles utilizadas en el análisis y diseño originales.

Existen en la red carretera del país, muchos puentes con un tiempo de vida considerable, y que con el paso del tiempo y debido a factores como el desgaste propio de su función, los embates físicos, los desastres naturales y las no muy periódicas o nulas actividades de mantenimiento, han llevado al deterioro y disminución de la capacidad de carga de las estructuras. Cabe mencionar que aun en las mejores condiciones, dichos puentes fueron en su tiempo, diseñados con cargas que difieren de las

actuales y es necesario realizar una evaluación de su capacidad para soportar las cargas actuales, así como su resistencia. Esto con la finalidad de poner restricciones al tráfico, si fuera el caso, de ciertos vehículos o a la combinación de algunos de ellos. Todo esto para mantener a la infraestructura carretera en condiciones óptimas de servicio, siendo la seguridad estructural el aspecto más importante.

Al hablar de la necesidad de revisar periódicamente la capacidad de carga de las estructuras, ya sea superestructura o subestructura, debemos enfatizar en hechos que han dado origen y que hasta la actualidad han determinado la importancia de los trabajos de inspección y por consiguiente los de evaluación de la capacidad de carga o resistencia.

A lo largo de la historia se han presentado eventos catastróficos relacionados con el colapso de parte o de la totalidad de puentes, dichos colapsos en la mayoría de los casos son debidos a un mal diseño, aunque también se han presentado debido al incumplimiento de restricciones, como la mencionada en párrafos anteriores respecto al tráfico pesado, o al uso inadecuado de ellos, lo que lleva a sobrecargas para las cuales el puente no fue diseñado y que llevan a la falla estructural.

A continuación se hace mención de algunos eventos desafortunados ocurridos en México:

Puente Tonalá: Este puente con una edad mayor a 50 años y una longitud total de 200 metros, ubicado en el límite entre los estados de Veracruz y Tabasco en la comunidad de Agua Dulce, colapsó el día 17 de Julio del año 2009.

Las causas del colapso fueron atribuidas al exceso de carga al que fue sometido por transportes que excedieron la capacidad del puente llevando así a fallar a las pilas que lo soportan, lo que provocó que uno de los tramos que componen la estructura cediera.

Puente Rafael Murillo Vidal: Este puente ubicado en una de las vialidades principales de la ciudad de Xalapa, capital del estado de Veracruz, colapsó el día 20 de agosto del 2009 a causa de una sobrecarga ocasionada por un vehículo para el cual el puente no fue diseñado. He aquí la importancia de poner las restricciones correspondientes en las estructuras y las cuales se basan en la capacidad de carga que se obtiene de la evaluación.

Puente Viejo: Puente ubicado en los límites de Nayarit y Jalisco, específicamente en los municipios de Bahía de banderas y Puerto Vallarta. Esta estructura colapsó el día 31 de Agosto de 2010.

Las autoridades declararon que el colapso fue ocasionado por una fuerte avenida de agua que derribó un tramo de 80 metros, lo cual podría evidenciar falta de mantenimiento.

Este tipo de casos no es exclusivo de los puentes vehiculares. También se han presentado fallas en puentes peatonales, los cuales no se mencionan por no estar dentro del tipo de estructuras, las cuales son objeto de este trabajo.

1.3 ¿EN QUÉ CONSISTE LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA ESTRUCTURA O DE UN PUENTE?

En pocas palabras, la revisión de la capacidad de una estructura para soportar la carga viva de manera segura, se le llama evaluación de carga (load rating). Esto normalmente se expresa como un factor de carga (Rating Factor), o en términos de tonelaje para un vehículo en particular.

La calificación o rating de cada puente en un inventario de puentes se determina en tres diferentes formas: calificación de inventario en términos de la carga HS; calificación en operación o servicio también en términos de la carga HS; y calificación de operación para cargas legales del lugar. Hay otra clasificación, que se llama calificación de inspección, la que se realiza en el momento de la inspección de la estructura. No hay que confundir calificación de una inspección con la capacidad de carga (load rating).

1.4 ¿CUÁNDO SE DEBE EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PUENTE?

La capacidad de carga (load rating) de un puente debe ser revisado cuando:

- Se observa un cambio físico en el estado de un elemento estructural del puente
- Se adiciona una nueva viga o trabe
- Se coloque un nuevo tablero, o se cambie el ancho del tablero existente
- La oxidación o daño a una viga, trabe u otro elemento estructural tenga como resultado pérdida de sección
- Se observe la existencia de daños estructurales en el acero, debidos a golpes por un vehículo, deflexión excesiva o alargamiento bajo temperaturas altas o cargas excesivas.
- Se tengan daños estructurales en el concreto, como desprendimientos, o daños relacionados con los efectos nocivos de la sal en ambientes marinos.
- Haya un cambio en la carga muerta de la superestructura, debido a la adición o eliminación de las superficies desgastadas, o a la adición o eliminación de banquetas, parapetos, pasamanos, etc.
- Se tenga una petición para evaluar la calificación de una estructura para un conjunto diferente de vehículos
- Se tenga un cambio en el método de análisis utilizado para una calificación o evaluación previa.

Por lo general, un análisis de la capacidad de carga de una estructura proporciona al ingeniero información vital sobre la capacidad de carga de un puente, quien decide si un puente debe tener ciertas restricciones o no.

2. BRIDGE LOAD RATING

La evaluación o *rating* de puentes existentes es una actividad que se debe realizar de forma continua, por parte del propietario de los puentes, para asegurar la seguridad del público que los utiliza. Esta evaluación proporciona la información necesaria para reparar, rehabilitar, cerrar, restringir, o reemplazar el puente existente.

Desde que se diseña un puente, se asume que la estructura es capaz de soportar las cargas a las que es sometido. Esto es generalmente cierto si el puente se construye y se le da mantenimiento de acuerdo con su plan de diseño. Sin embargo, la capacidad de un puente se ve disminuida por algunos factores tales como los cambios en detalles de la etapa constructiva, asentamientos inesperados en la cimentación y daños imprevistos en un miembro estructural.

Por tal motivo es necesario realizar una inspección para determinar las condiciones en las que se encuentra actualmente la estructura, con la finalidad de tomar en consideración cualquier daño que disminuya la capacidad de carga del puente.

2.1 INSPECCIÓN

Uno de los trabajos más relevantes para el mantenimiento de las estructuras de puentes, es sin duda la inspección. Ésta arroja los datos que utiliza el equipo de evaluación para determinar las acciones a llevar a cabo. Por ello no debe realizarse a la ligera.

El propósito primario de la inspección es mantener la seguridad del usuario y la confianza en la inversión en puentes.

2.1.1 Requerimientos de inspección

En 1971 la NBIS (National Bridge Inspection Standards) de los Estados Unidos de América estableció una guía y criterios uniformes para las agencias carreteras de su país. Puesto que en México adoptamos en gran medida la normatividad norteamericana para nuestros diseños, es de gran importancia todo lo que sucede en el país vecino en cuanto a normatividad. Los objetivos de la NBIS fueron, especificar con detalle los métodos de inspección, el tiempo entre inspecciones, así como la calificación del personal de inspección. Estas medidas están basadas en el Manual para Mantenimiento e Inspección de Puentes de la AASHTO.

2.1.2 Personal de inspección

Con la finalidad de mantener la confianza e inversión en los puentes, la inspección debe ser realizada por un Ingeniero altamente calificado, con conocimientos suficientes en comportamiento estructural, mecánica de materiales, diseño de puentes y prácticas típicas de construcción. El ingeniero estará a cargo de los equipos que desempeñan las inspecciones en la estructura, así como de aquellos que elaboran los archivos y reportes en cada uno de los puentes. Para cada puente, los equipos de inspección pueden variar en el número de personas; para cada uno, un Ingeniero con licencia debe dirigir la inspección de la estructura.

Algunas de las mayores responsabilidades de los inspectores de puentes son las siguientes:

- Identificar problemas menores, los cuales puedan ser corregidos antes de llevar a cabo las reparaciones mayores.
- Identificar aquellos miembros estructurales que requieran reparaciones con la finalidad de evitar el reemplazo total.
- Identificar condiciones inseguras
- Preparar documentos y registros de inspección exactos, dictar las recomendaciones y acciones correctivas.
- Proporcionar apoyo a los programas de inspección de puentes.

2.1.3 Herramientas de inspección

Para realizar una inspección de calidad es necesario que las brigadas cuenten con la herramienta necesaria para trabajar, la cual va desde lo básico como una cinta métrica, martillos para astillado, destornilladores, etc., hasta equipo más sofisticado para inspecciones más profundas. En este caso se debe contar con equipo de rayos ultravioleta, rayos X, líquidos penetrantes para detección de grietas, etc.

También es necesario mencionar que la seguridad del personal de inspección es lo más importante, por lo que es indispensable y obligatorio que las brigadas de inspección cuenten con el equipo de seguridad necesario para realizar los trabajos.

El equipo de seguridad abarca desde la vestimenta y accesorios de protección como caretas, overol, casco, hasta equipo de sujeción, como lo son: cuerdas, arneses, líneas de vida, etc.

2.1.4 Frecuencia de inspección

En algunos programas se establece un periodo de inspección detallada cada 2 años, aunque se pueden programar inspecciones intermedias, en determinadas áreas y a intervalos de tiempo definidos con base en la experiencia del Ingeniero encargado de la inspección. Por ejemplo, para elementos sumergidos, los cuales no puedan ser examinados visualmente en periodos donde el flujo del agua así lo permita, o que por sus condiciones físicas no puedan ser bien examinados físicamente, los periodos de inspección no deberán exceder de 5 años.

La frecuencia, alcance y profundidad de la inspección de puentes depende en mayor parte de parámetros tales como la edad, tráfico, condiciones de mantenimiento, detalles de fatiga, niveles establecidos de pesos límite y deficiencias conocidas.

2.1.5 Tipos de inspección

La inspección de inventario, es la primera que se realiza y forma parte del registro del puente, aunque los elementos de una inspección de este tipo podrían también aplicarse cuando hay cambios en la configuración de la estructura.

La inspección de rutina es la que se programa con mayor regularidad. Ésta consiste en observaciones suficientes y mediciones para determinar las condiciones físicas y funcionales del puente. También sirve para identificar problemas en evolución o los cambios, de acuerdo con los reportes previos, y asegurar que la estructura continúa con un nivel de satisfacción en sus requerimientos de diseño, tales como geometría y funcionalidad.

La inspección de daño es una inspección no programada, la cual sirve para determinar el daño en una estructura por causas generadas por el hombre o por las condiciones ambientales. El alcance de esta inspección debe ser tal que se determine la necesidad de una inmediata restricción de carga sobre el puente o cierre del mismo al tránsito vehicular, además de evaluar el nivel de esfuerzos necesarios para llevar a cabo una reparación.

Las inspecciones a profundidad exigen ser detalladas, llevando a cabo inspecciones manuales y visuales muy estrictas de los miembros de un puente para detectar cualquier deficiencia que no sea detectable con una inspección visual común. Ejemplos de esas inspecciones a profundidad son las inspecciones bajo el agua o inspecciones que requieren equipo o personal especializado.

La inspección interina se programa por el responsable de la inspección. Ésta sirve para monitorear un dato en específico, tal como el asentamiento de los apoyos, deslizamiento, condición de los miembros, etc.

2.1.6 Registros

Cada vez que se realiza una inspección es necesario actualizar un registro con los datos o información previamente recolectada. Tales datos deben incluir obligatoriamente los siguientes: número de puente, nombre, dimensiones de la estructura, ubicación, datos de diseño y capacidad de carga viva, entre otros. Con estos datos de entrada, se procede a realizar el trabajo de estudio. Se obtienen los perfiles del tablero y de la sección transversal. Este reporte debe separar los datos de la condición de la superestructura y de la sub-estructura, las mejoras previstas, el plan de actividades de mantenimiento, así como un nivel de capacidad de carga. Este último se elabora para cada uno de los componentes principales de la estructura, como trabes portantes y pilas, para compararlo con las condiciones deseables. Los parámetros considerados son: la condición estructural, la geometría de la cubierta, las longitudes de los claros, la capacidad de carga segura, entre otros.

2.2 EVALUACIÓN “*RATING*”

Cuando se evalúa la capacidad de carga de un puente, se le asigna una “calificación”. Esta calificación proviene del juicio hecho por un ingeniero altamente calificado en el tema, y que depende completamente de la magnitud de la carga que pueda soportar el puente de forma segura.

El *Bridge Load Rating* se lleva a cabo utilizando la información disponible que se tiene del puente, tal como: planos, cálculos, detalles de mantenimiento, inspecciones previas, refuerzos, cambios en condiciones originales, cambios de geometría. Además, se deben realizar inspecciones de campo, las cuales tienen el propósito de verificar las condiciones en las que se encuentra la estructura, esto cuando el último reporte no sea muy reciente, comparado con la fecha en la que se pretende hacer la evaluación.

En México el procedimiento que rige la normatividad aplicable para realizar el *rating* se encuentra en el Sistema de Puentes de México (SIPUMEX), el que a su vez basa sus evaluaciones en la “**Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges**” de la **American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**.

Puesto que la principal función de un puente es permitir el paso de cargas móviles, representadas por los vehículos, es también la parte más importante del *Rating*.

Para la realización de las pruebas de carga móvil es necesario seleccionar vehículos de referencia, los cuales por lo general son vehículos cuyo peso y distribución de carga, son tales que generarían los mayores esfuerzos en el puente. La cantidad y posiciones de los vehículos de referencia se determinan de acuerdo con las especificaciones antes mencionadas.

2.2.1 Principios de evaluación “rating”

Siempre que se hace un diseño se pretende que la resistencia del miembro diseñado tenga una resistencia mayor a la que las cargas demandan. Esto queda expresado en la siguiente ecuación:

$$R \geq Q_d + Q_l + \sum_i Q_i \quad (2.1)$$

Donde: R denota la resistencia, Q_d representa el efecto de la carga muerta, Q_l es el efecto de la carga viva y Q_i es el efecto de aquellas cargas que por su origen no se consideran dentro de los dos patrones anteriores; como nieve, agua u otras que sean ocasionales.

La ecuación 2.1 es aplicable tanto para el diseño como para la evaluación. En el proceso de evaluación de los puentes, es necesario determinar la carga viva máxima, la cual podríamos obtener despejándola de la ecuación 2.1 de la siguiente manera

$$Q_l \leq R - (Q_d + \sum_i Q_i) \quad (2.2)$$

Una pregunta frecuente al hacer la evaluación es, si un vehículo completamente cargado (Vehículo de Evaluación) ¿puede ser autorizado a pasar sobre el puente? y si no es así, ¿qué porción de ese vehículo puede permitirse? Este resultado se basa en la relación entre la capacidad disponible para el efecto de la carga viva y el efecto del vehículo de referencia. Esta relación se denomina **Factor de Rating (FR)**.

$$FR = \frac{\text{Capacidad disponible para carga viva}}{\text{Demanda de carga del vehiculo de referencia}} = \frac{R - (Q_d + \sum_i Q_i)}{Q_l} \quad (2.3)$$

Cuando FR es mayor o igual que la unidad, quiere decir que el puente es capaz de soportar el vehículo de referencia. Mientras que por el otro lado, si es menor que la unidad, indica que el puente podría estar sobreesforzado mientras el vehículo de referencia se transporta sobre la estructura.

2.3 FILOSOFÍAS DE RATING

Al realizarse la evaluación, la localización y el modo de falla son los primeros hechos que deben identificarse, por lo que los FR's se obtienen para aquél modo potencial de falla. Existen diferentes filosofías de diseño y aunque el concepto de evaluación es el mismo, la relación matemática que rige las filosofías, difiere.

Las filosofías de diseño actuales, ya sea ASD (Allowable Stress Design), LFD (Load Factor Design) y LRFD (Load and Resistance Factor Design), contemplan dentro de sus criterios, factores de carga y resistencia, y especifican esfuerzos permisibles en los materiales. Todo esto con la finalidad de asegurar la resistencia de la estructura. Estos factores eliminan las incertidumbres que pudieran ocasionar una sensación de inseguridad en el diseño.

Las expresiones para obtener el FR para cada filosofía de diseño se definen como:

- a) Para el diseño por esfuerzos permisibles (ASD):

$$FR = \frac{R - (\sum D + \sum_i L_i(1+I))}{L(1+I)} \quad (2.4)$$

- b) Para el diseño por factores de carga (LFD):

$$FR = \frac{\phi R_n - \sum \gamma_D D - \sum_{i=1}^n \gamma_{L_i} L_i(1+I)}{\gamma_L L(1+I)} \quad (2.5)$$

- c) Para el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD):

$$FR = \frac{\phi R_n - \sum \gamma_D D - \sum_{i=1}^n \gamma_{L_i} L_i(1+I)}{\gamma_L L(1+I)} \quad (2.6)$$

donde R es la resistencia del miembro ante una sollicitación (momento o cortante), ΦR_n es la resistencia nominal (ya afectada por el factor de carga Φ), D es el efecto de la carga muerta, L_i es el efecto de la carga viva diferente al vehículo de referencia, L es el efecto nominal de la carga viva debida al vehículo de referencia, I es el factor de impacto para el efecto de la carga viva, y γ_D , γ_{L_i} y γ_L son los factores de carga muerta y viva, respectivamente.

Para simplificar las ecuaciones mostradas anteriormente, se asume que un vehículo similar al de referencia será el que ocupe todos los posibles carriles para producir el máximo efecto en la estructura. Esta suposición permite el uso del enfoque de distribución de carga viva de AASHTO, para estimar la demanda de carga viva y eliminar la necesidad de un análisis tridimensional. De esta forma, las ecuaciones para las diferentes filosofías se reescriben como sigue:

- a) Para ASD:

$$FR = \frac{R - D}{L(1+I)} \quad (2.6)$$

b) Para LFD:

$$FR = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1+I)} \quad (2.7)$$

c) Para LRFD:

$$FR = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1+I)} \quad (2.8)$$

2.4 NIVELES DE RATING

De acuerdo con la normas AASHTO, existen dos niveles de Rating, los cuales deben ser establecidos para cada puente carretero evaluado.

2.4.1 Nivel de Inventario

Este nivel corresponde a los esfuerzos de diseño a los que es sometido el puente frecuentemente, refleja las condiciones del material y del puente en general, tomando en cuenta el deterioro y pérdidas de sección. Este nivel de rating generalmente se usa para comparar con la capacidad de estructuras nuevas y se define como *la cantidad de carga viva que una estructura puede soportar de forma segura por un tiempo indefinido*.

2.4.2 Nivel de Operación

Este nivel de rating se describe como *la máxima carga viva permisible que la estructura puede soportar*. El permitir que se use el Nivel de Operación puede acortar la vida útil del puente.

Pueden existir más niveles, todo de acuerdo con la normatividad vigente en las entidades o país donde se realice la evaluación. Para el caso de México estos dos niveles son los que se aplican.

Una vez hecho el rating, se debe hacer una publicación de los resultados obtenidos de las pruebas, para que se tomen las medidas pertinentes, ya sea de rehabilitación, reconstrucción o bien, restricciones al tránsito en las estructuras que así lo ameriten.

3. DESCRIPCIÓN DE PUENTES

En este capítulo se presenta una descripción general de cada uno de los puentes que serán evaluados. Se detalla su ubicación y se describe físicamente la estructura. La descripción será desde el punto de vista estructural, incluyendo el tipo, dimensiones y materiales, entre otras características físicas, así como las características de los refuerzos posteriores a la construcción original, en caso de haberlos.

3.1 PUENTE “PAPALOAPAN”

El puente cruza el río del mismo nombre. La ubicación del puente es sobre el km 2+760 sobre la carretera Tinajas – Acayucan (Ruta 145) entre Loma Bonita, Oaxaca y Cd. Alemán, Veracruz. Tiene con un ancho de calzada de 7.5 m y un ancho total de 10.5 m. La figura 3.1 muestra una imagen satelital de la ubicación.



Fig. 3.1 Ubicación del puente “Papaloapan”

La superestructura del puente está formada por 7 tramos simplemente apoyados de aproximadamente 41 m cada uno, dando una longitud total de 286.6 m. Está formada por 4 traveses tipo AASHTO preesforzadas conectadas entre sí por diafragmas de concreto con espesor de 20 cm.

La subestructura está formada por dos caballetes extremos y seis pilas intermedias de concreto reforzado desplantadas sobre cilindros de concreto con un diámetro de 4 m. Uno de los extremos del puente tiene apoyos deslizantes, mientras que el otro lado se apoya sobre neoprenos.

La figura 3.2 muestra una elevación del puente Papaloapan. La figura no muestra los 7 claros, muestra un corte a la mitad; esto con objeto de tener una mejor resolución de la figura.

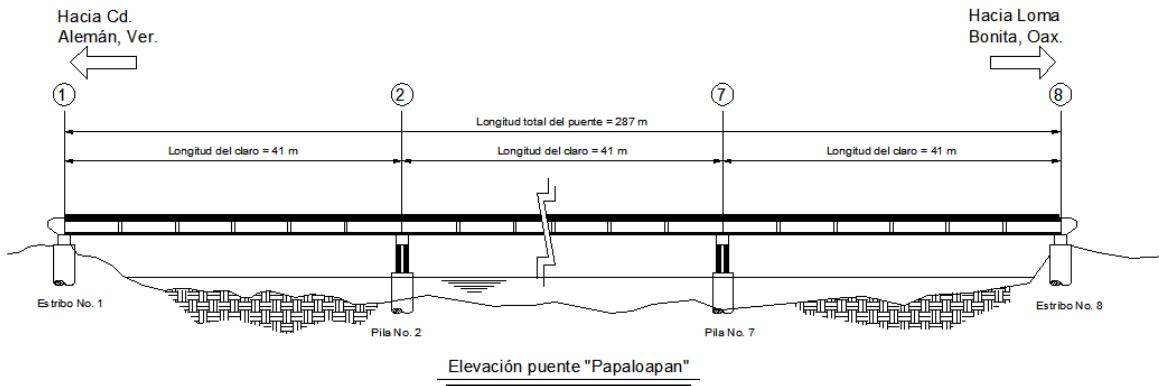


Fig. 3.2 Vista en elevación del puente "Papaloapan"

El puente fue construido originalmente en el año de 1962 utilizando como carga viva de diseño un camión HS-15. Al puente se le realizó un refuerzo y reparación en el año de 1995. Las figuras 3.3 y 3.4 muestran el detalle de la sección transversal de la superestructura del puente Papaloapan, en los extremos y centro del claro.

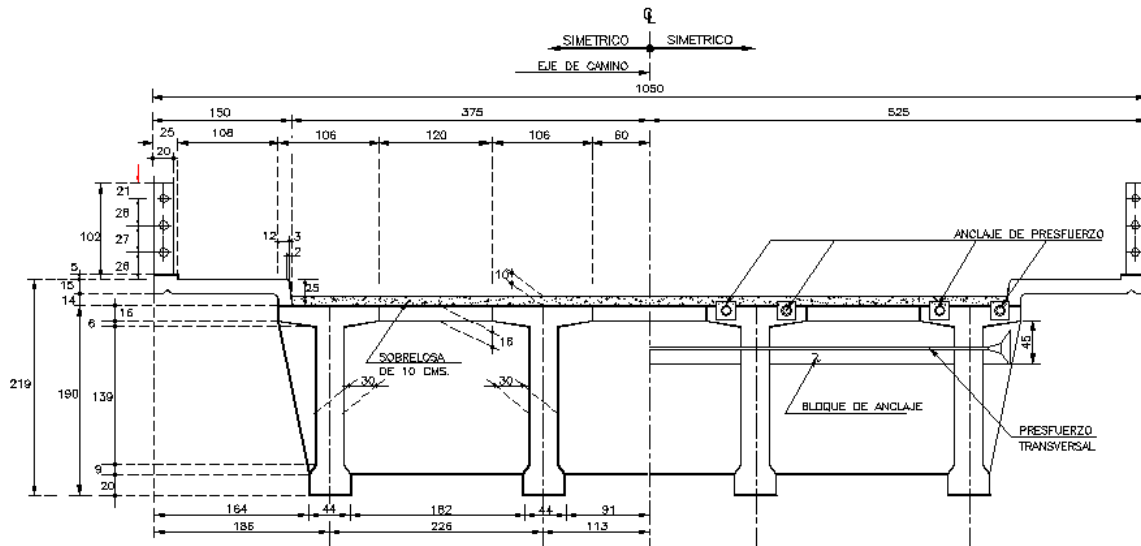


Fig. 3.3 Sección transversal del puente Papaloapan en el extremo del claro

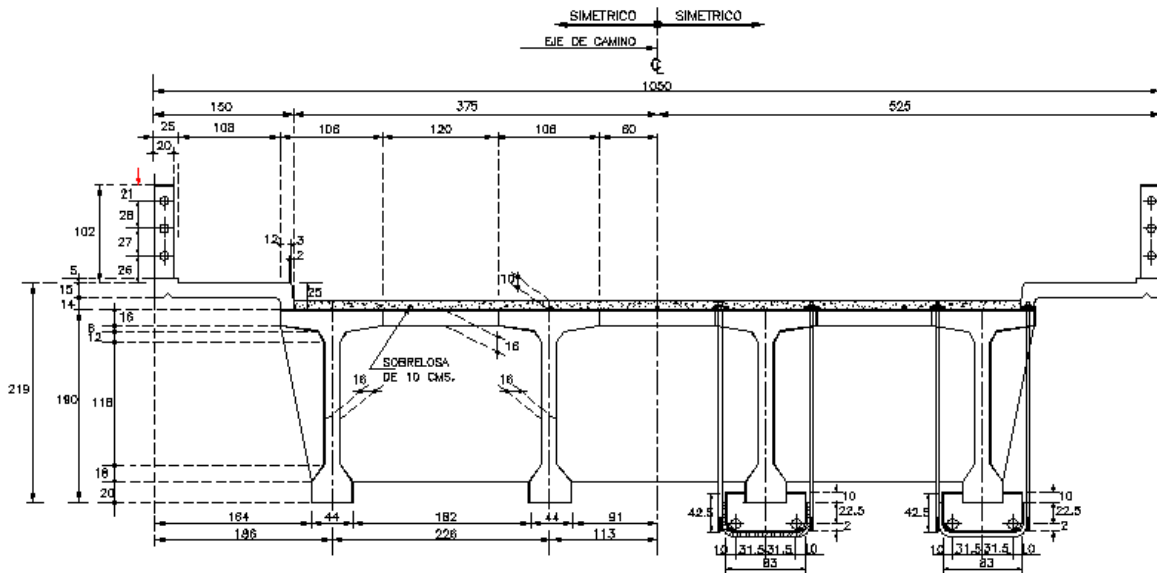


Fig. 3.4 Sección transversal del puente Papaloapan en el centro del claro

La figura 3.5 muestra una vista panorámica del puente papaloapan desde la parte inferior y la figura 3.6 muestra la el paso de vehículos por la superestructura del puente.



Fig. 3.5 Vista panorámica del puente "Papaloapan"



Fig. 3.6 Vista de puente “Papaloapan” con cargas vehiculares

3.2 PUENTE “CARACOL”

El puente Caracol cruza el río Tonto en los límites de los estados mexicanos de Veracruz y Oaxaca, ubicado sobre el km 10+100 de la carretera Cd. Alemán-Tuxtepec (Ruta 175). Este puente tiene un ancho de calzada de 7.60 m y un ancho total de 9.10 m. La figura 3.7 muestra una vista en elevación del puente “Caracol”.

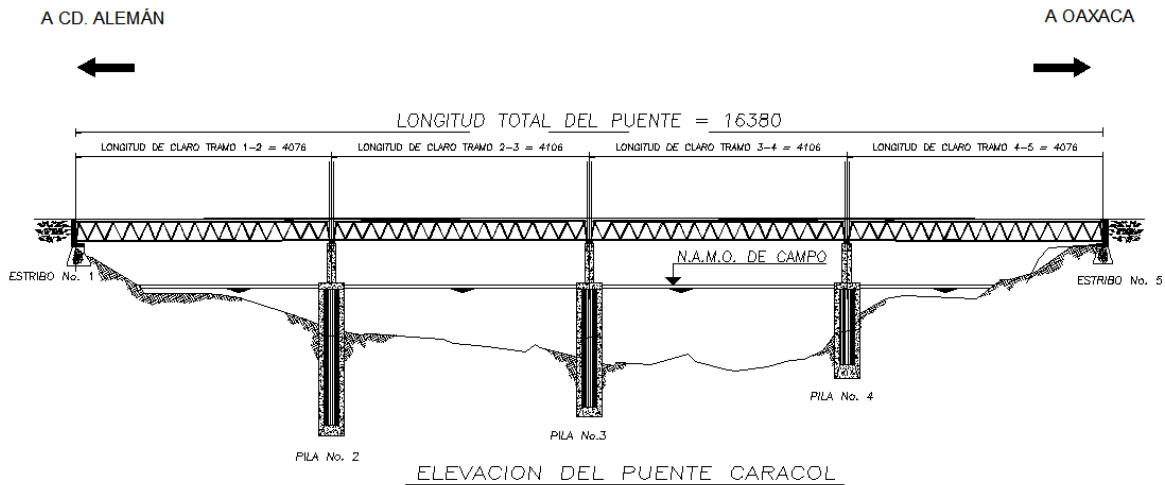


Fig. 3.7 Vista en elevación del puente “El caracol”

La superestructura está formada por 4 tramos de 41.1 m cada uno, lo que le da al puente una longitud total de 164.40 m. Cada tramo de la estructura está formado por 4 armaduras principales del tipo Warren de 3 m de peralte conectadas entre sí por diagonales y travesaños. La superficie de rodamiento está formada por una losa de concreto reforzado de 16 cm de espesor sobre la que tiene una superficie de rodamiento o carpeta asfáltica. El puente tiene un parapeto inclinado formado de perfiles tubulares que soportan una viga longitudinal de concreto reforzado. Los apoyos son mecedoras metálicas fijas y móviles.

La figura 3.8 muestra detalle de la sección transversal de la superestructura de un claro del puente.

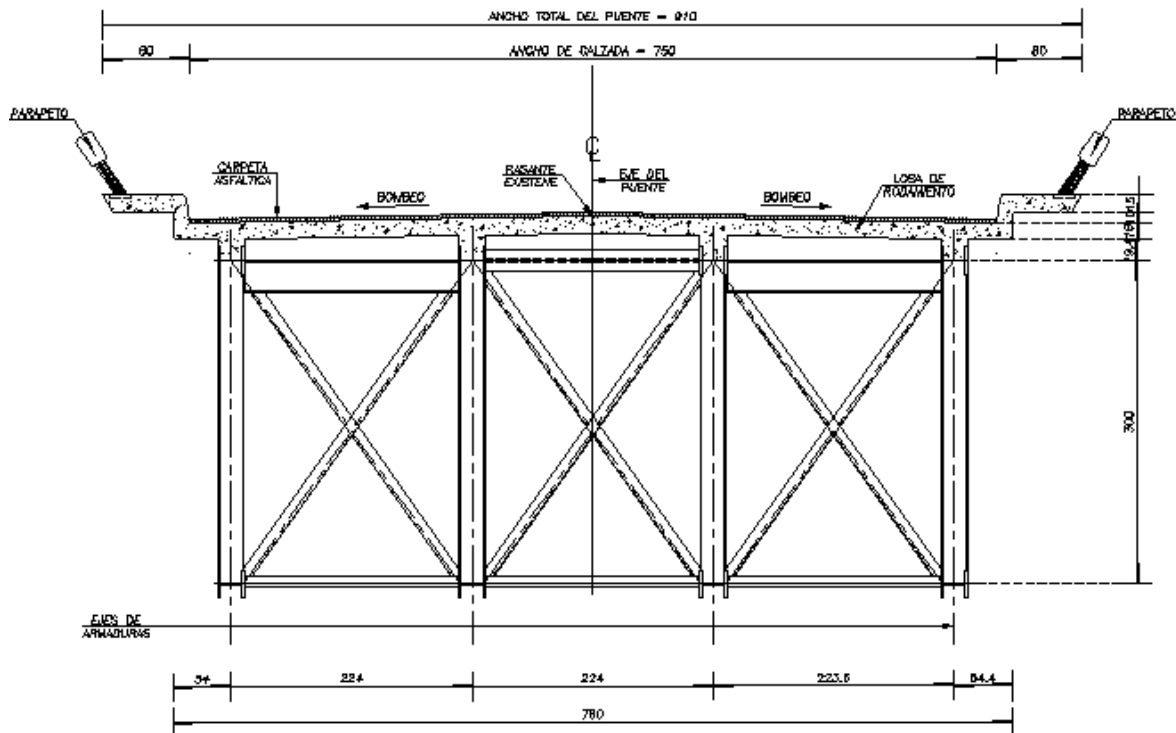


Fig. 3.8 Sección transversal del puente Caracol en el centro del claro

La subestructura está formada por estribos en los extremos, hechos de mampostería y desplantados sobre el terreno con una profundidad aproximada de 3 m. La corona de estos estribos es de concreto reforzado. Los apoyos intermedios del puente son pilas de concreto reforzado, con un cabezal también de concreto reforzado, ambos macizos. Las pilas tienen una cimentación profunda a base cilindros huecos de 4 m de diámetro. La profundidad de la cimentación varía de acuerdo con la profundidad del estrato resistente bajo el agua.

Las figuras 3.9 y 3.10 muestran panorámicas del puente Caracol. En dichas imágenes se puede observar la armadura que forma la superestructura.



Fig. 3.9 Vista lateral del “Puente Caracol”



Fig. 3.10 Estructura del “Puente Caracol”

3.3 PUENTE “NAUTLA”

Éste se ubica en la carretera Costera del Golfo (Ruta 180) del estado de Veracruz, sobre el km 0+745, tramo Nautla – Tecolutla. Tiene con una longitud total de 214 m, los cuales cruzan el río Bobos. Esto se puede observar en la imagen satelital de la figura 3.11.



Fig. 3.11 Ubicación del puente "Nautla"

La superestructura del puente está formada por 5 claros simplemente apoyados, cada uno con una longitud de 42 m de largo. El ancho de la calzada es de 7.5 m, cuenta con dos banquetas con un ancho de 1.5 metros, dando un ancho total del puente de 10.5 m. La figura 3. 12 muestra una vista en elevación del puente anteriormente descrito.

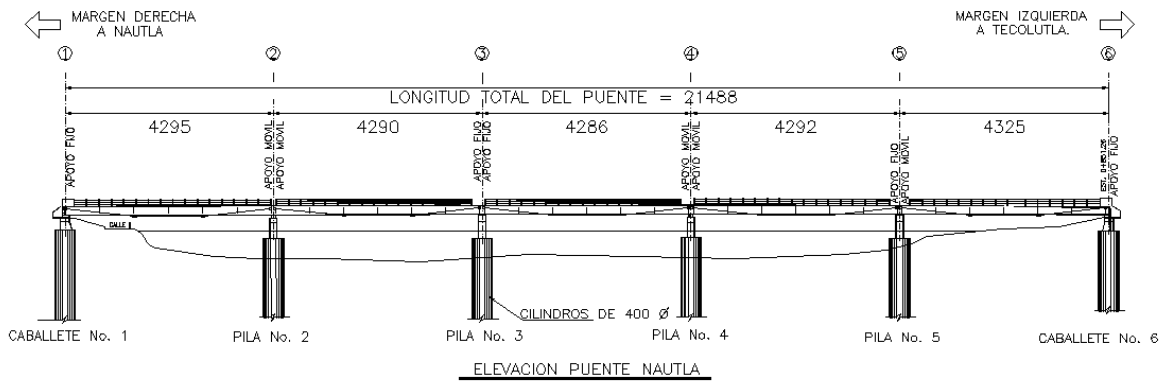


Fig. 3.12 Vista en elevación del puente "Nautla"

La superestructura está formada por 4 traveses tipo AASTHO preesforzadas con peralte aproximado de 1.9 m, cada una de las traveses fue reforzada mediante un post-tensado exterior que consta de 2 cables formados por torones de 1/2". Cada claro posee diafragmas con espesor de 20 cm, colocados a una distancia de 7.17 m aproximadamente. Los patines de las traveses se encuentra unida mediante losas coladas a lo largo de todo el tramo con un ancho de 1.20 m. La carpeta de rodamiento está formada por una sobrelosa colada sobre las traveses y sus uniones, la cual tiene un espesor de 14 cm. El parapeto del puente está formado a base de piletas de concreto, unidas entre sí por perfiles tubulares en tres niveles. Esto se puede observar con más detalle en las figuras 3.13 y 3.14, las cuales representan las secciones transversales de la superestructura en los extremos y centro del claro.

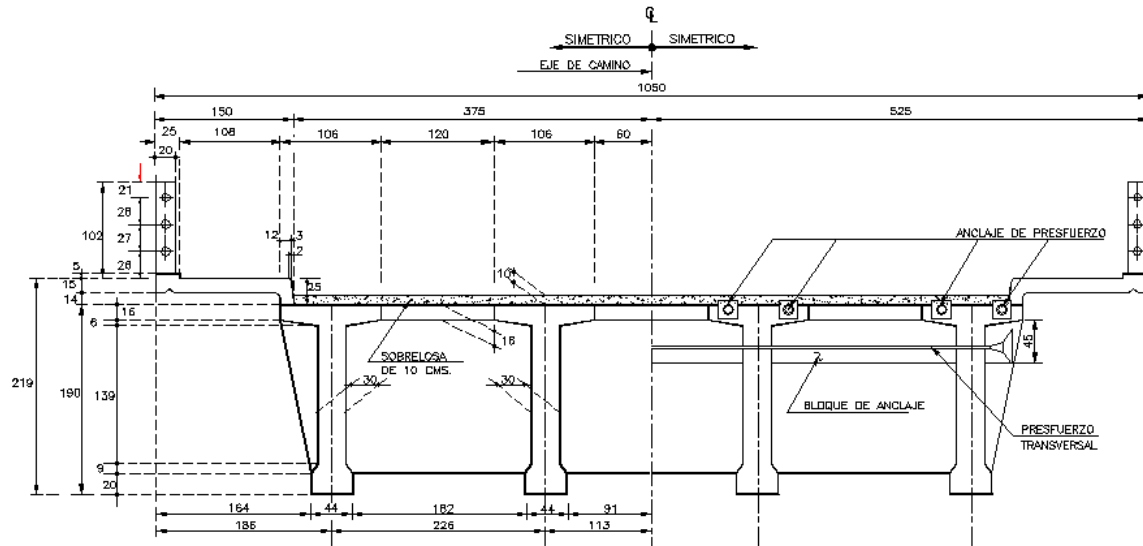


Fig. 3.13 Sección transversal del puente Nautla en el extremo del claro

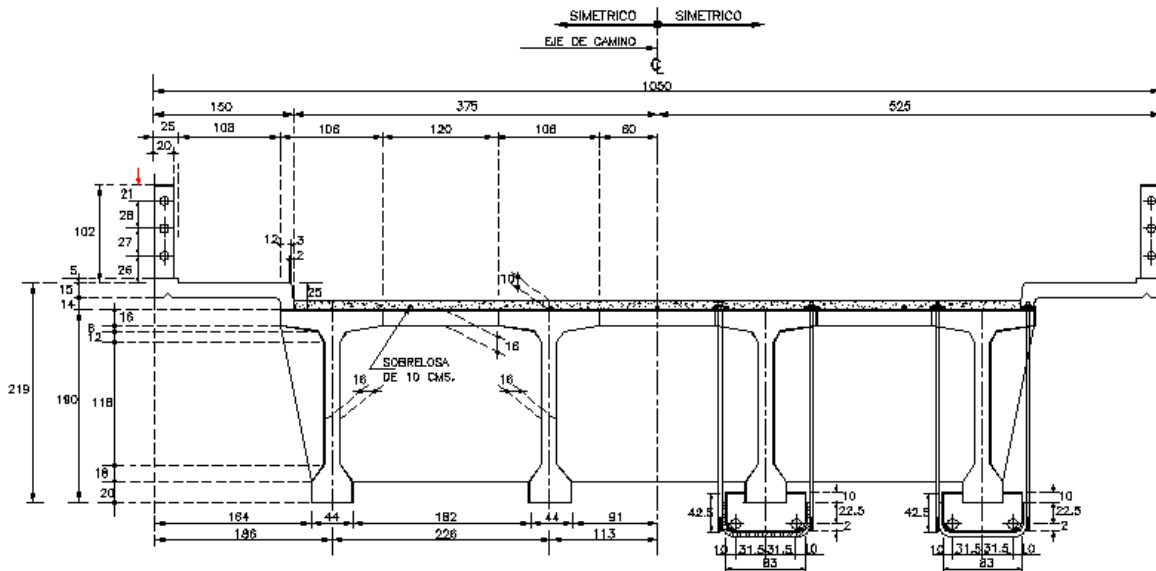


Fig. 3.14 Sección transversal del puente Nautla en el centro del claro

La subestructura está hecha por 2 caballetes en los extremos y en la parte intermedia está formada por pilas de sección rectangular con los lados cortos redondeados, y cabezales de sección variable en voladizo. Estas pilas se encuentran desplantadas sobre cilindros de 4 metros de diámetro, el detalle de puede observar en la figura 3.15 y 3.16.

Este puente cuenta con un refuerzo hecho después de la construcción original. El refuerzo consiste de cables, tanto en el sentido longitudinal, como en el transversal. Los cables se unen a bloques de

anclaje colocados en el mismo sentido. También cuenta con anclas en profundidad, que sostienen a las traveses con la sobrelosa. Unidas en la parte inferior por una “grapa” de acero.



Fig. 3.15 Vista panorámica “Puente Nautla”



Fig. 3.16 Refuerzo del “Puente Nautla”

3.4 PUENTE “EL RAUDAL”

Ubicado sobre la carretera Costera del Golfo (Ruta 180) en el estado de Veracruz, tramo Nautla – Cardel en el km 105+000. El puente cruza el río Misantla y tiene una longitud total aproximada de 160 m distribuida en 5 claros de aproximadamente 31.8 m cada uno. La figura 3.17 muestra la ubicación geográfica del puente.

Este puente fue construido en el año de 1960 para lo cual se utilizó como carga de diseño un camión HS-15. A lo largo de la vida de este puente se han realizado diversos trabajos de rehabilitación y mantenimiento, tales como el cambio de los apoyos de neopreno y juntas de dilatación, colocación de bancos fijos, topes antisísmicos, prolongación de drenes, reencarpetamiento, desazolves, entre otros.



Fig. 3.17 Ubicación del puente "El Raudal"

La superestructura del puente consta de 4 traveses AASHTO con peralte de 1.80 m; a lo largo de su longitud cuenta con diafragmas de 20 centímetros de espesor con una separación entre ellos de 7.95 metros aproximadamente. La figura 3.18 muestra la vista en elevación del puente y las figuras 3.19 y 3.20 muestran con detalle la sección transversal de la superestructura.

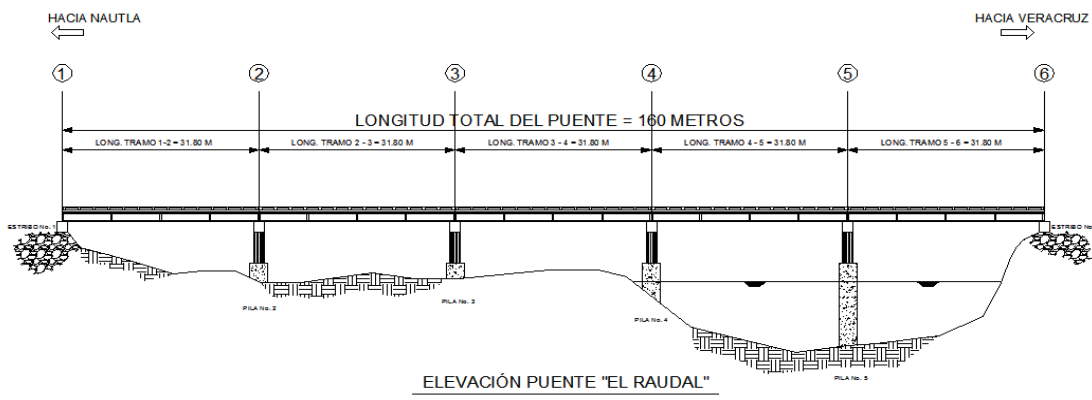


Fig. 3.18 Vista en elevación del puente "El Raudal"

Se tienen 2 estribos de mampostería en los extremos, además de 4 pilas intermedias de concreto reforzado. La cimentación de estas pilas son cilindros de concreto.

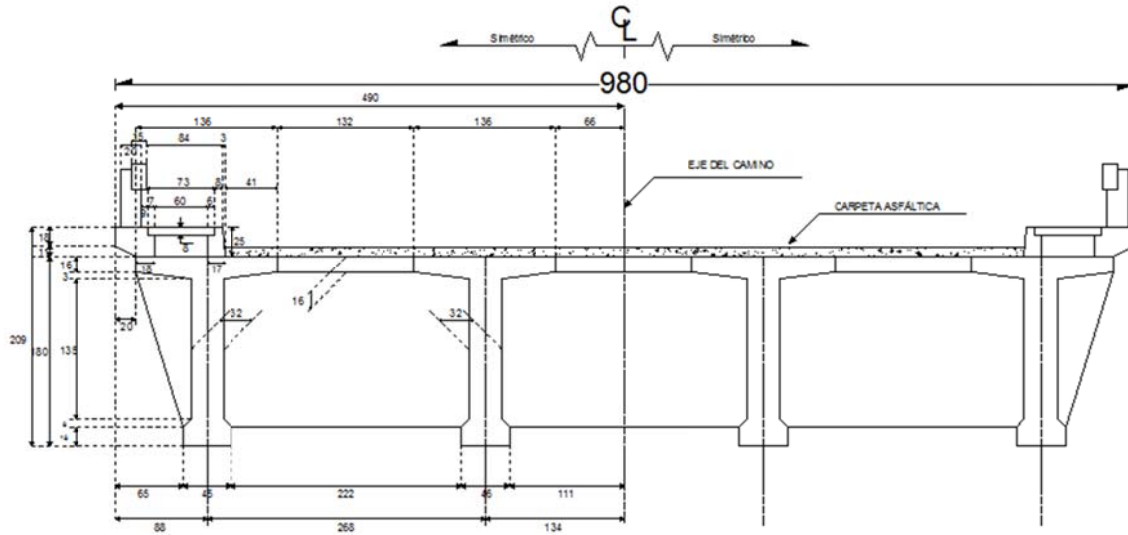


Fig. 3.19 Sección transversal del puente Raudal en el extremo del claro

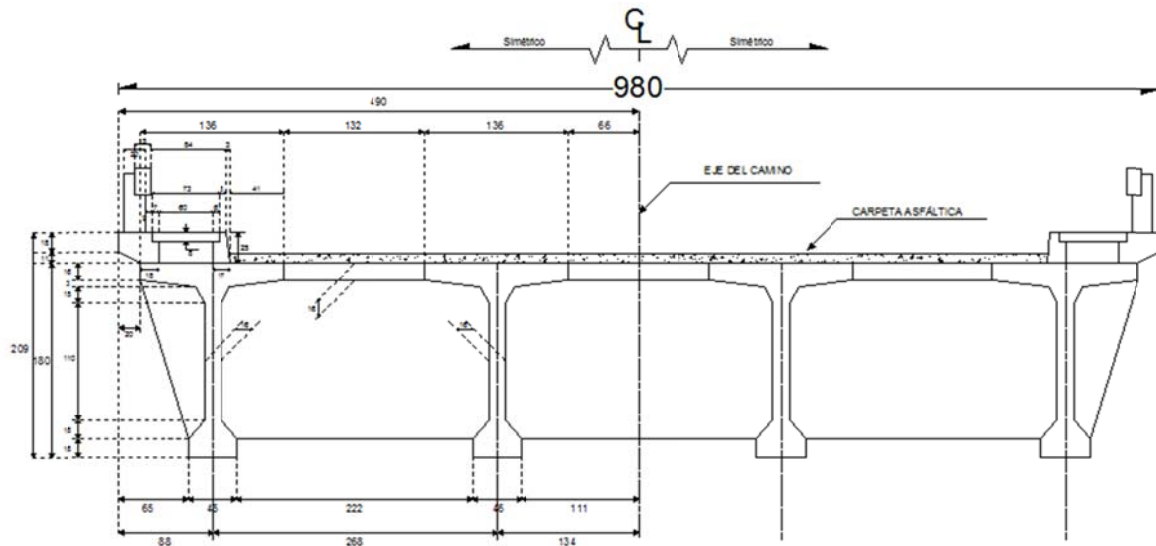


Fig. 3.20 Sección transversal del puente Raudal en el centro del claro

La figura 3.21 muestra una panorámica del puente desde uno de los laterales y la figura 3.22 muestra detalle de los diafragmas en la parte inferior de la cubierta.



Fig. 3.21 Panorámica del puente "Raudal"



Fig. 3.22 Vista inferior de la cubierta del Puente "Raudal"

3.5 PUENTE "BUENA VISTA"

Ubicado al norte del estado de Veracruz sobre la carretera Tantoyuca – Tuxpam (Ruta 127) en el km 1+900 tramo Alazan – Canoas. El puente cruza el río Bobos. La figura 3.23 muestra la vista satelital de la ubicación del puente.

La figura 3.24 muestra una vista en elevación del puente Buena Vista, el cual es descrito a continuación.



Fig. 3.23 Ubicación del puente "Buena Vista"

Este puente está formado por 6 tramos simplemente apoyados de 30.7 m, alcanzando una longitud total de 184.2 m. La superestructura está formada por 2 traveses hechos de placas de acero, con atiesadores a lo largo de su longitud y un perfil en la parte inferior, el cual también está formado por placas de acero. Consta de 3 diafragmas hechos por armaduras metálicas que se encuentran espaciadas a lo largo de la longitud del claro. Sobre las traveses descansa una losa de concreto reforzado con un espesor de 18 cm, la calzada tiene un ancho de 7 m y consta de dos banquetas con un ancho de 60 cm dando un ancho total de 8.2 m. Se tiene una baranda de concreto reforzado con una altura de 50 cm y la cual hace la función de parapeto.

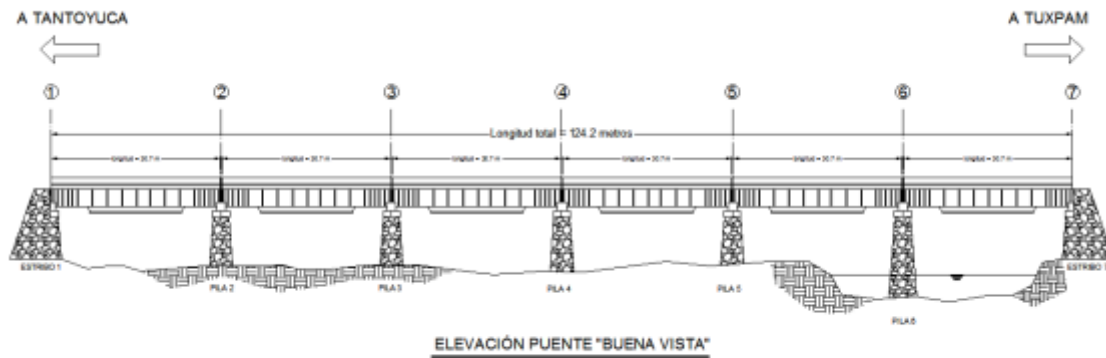


Fig. 3.24 Vista en elevación del puente "Buena Vista"

Los estribos son de mampostería y cuentan con aleros integrados. Los tramos internos son soportados por pilas hechas de mampostería de altura aproximada de 7 m.



Fig. 3.27 Vista inferior de la superestructura. Detalle de los diafragmas y las traveses principales.

3.6 PUENTE “JIMBA”

Localizado al sureste del estado de Veracruz, sobre la carretera Tierra Blanca – Sayula de Alemán (Ruta 145) km 133+580 del tramo Rodríguez Clara – Acayucan. El puente “Jimba” cruza el arroyo del mismo nombre. Esto se observa con detalle en la figura 3.28.



Fig. 3.28 Ubicación del puente “Jimba”

El puente está formado por 3 tramos simplemente apoyados de 20.5 m cada uno alcanzando una longitud total de 62 m. El detalle de la elevación se observa en la figura 3.29.

La superestructura es de concreto y se forma con dos traveses de concreto preesforzado unidas mediante diafragmas en el sentido transversal. Consta de una losa de concreto reforzado con un ancho de calzada 7.5 m y banquetas de 80 cm dando así un ancho total del puente de 9.1 m. La superficie de rodamiento es de carpeta asfáltica de 8 cm de espesor. Los parapetos están contruidos mediante una trabe longitudinal de concreto reforzado con dimensiones de 25x15 cm, soportada por pilastras con dimensiones de 20x40 cm y de 60 cm de altura, con una separación de 2.5 m entre ellas. El detalle de lo anteriormente descrito se muestra en la figura 3.30

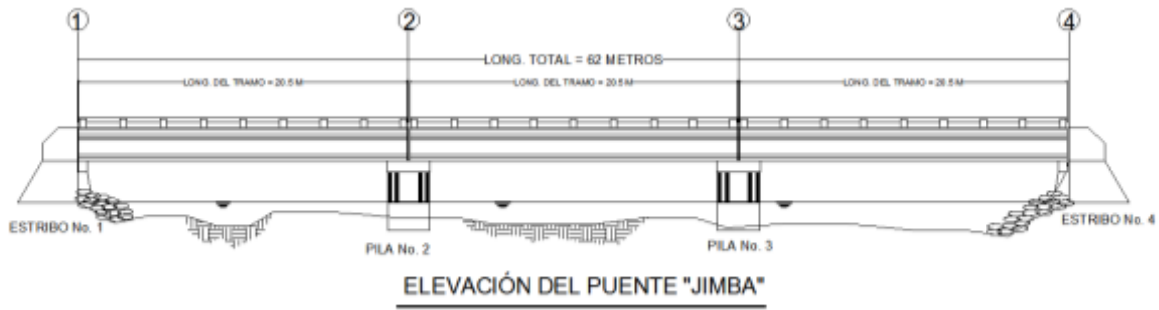


Fig. 3.29 Vista en elevación del puente "Jimba"

En este puente se tienen estribos, con alerón integrado, en ambos extremos, contruidos de concreto reforzado. Los soportes intermedios fueron sustituidos recientemente. Los anteriores eran reforzados mediante pilas de concreto de sección elíptica los cuales sufrieron un desplome por sobrecargas e inestabilidad del suelo. Actualmente consta de soportes formados por 2 marcos unidos mediante una pequeña trabe en el sentido longitudinal del claro, y que en el sentido transversal se unen mediante otra trabe, la cual a su vez sirve de apoyo a las traveses preesforzadas que componen la superestructura.

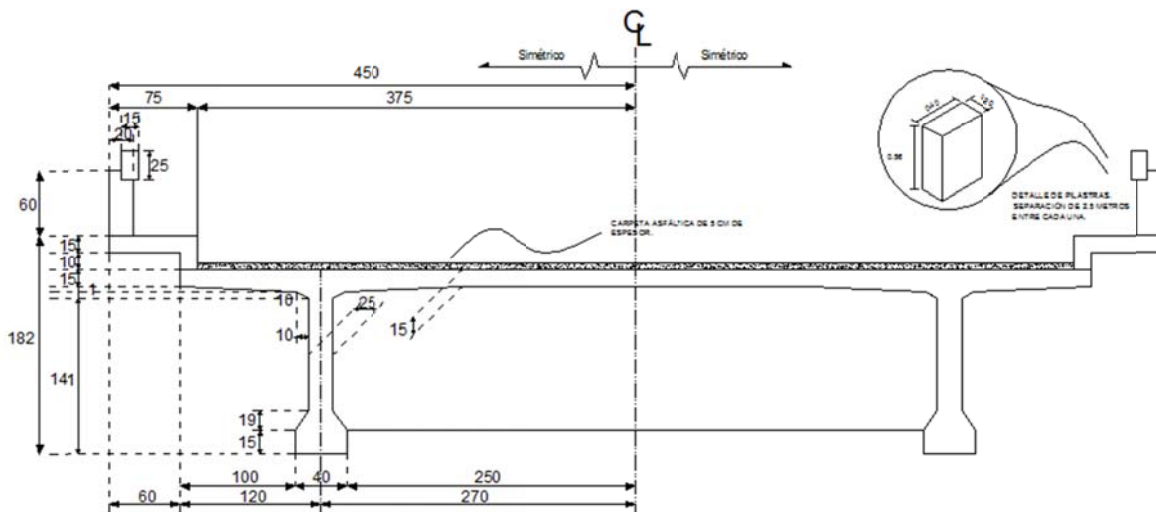


Fig. 3.30 Sección transversal del puente "Jimba"



Fig. 3.31 Vista panorámica del puente "Jimba"



Fig. 3.32 Detalle de la superestructura.

La figura 3.31 muestra una imagen panorámica del puente al momento en que un vehículo transita sobre él. La figura 3.32 muestra una vista inferior de la superestructura donde pueden observarse los diafragmas y las traveses principales.



Fig. 3.33 Detalle de sustitución de apoyos por falla de los anteriores



Fig. 3.34 Detalle de antiguo punto de apoyo. Se recorrió con respecto a los apoyos nuevos

En la figura 3.33 se observan los apoyos colocados como refuerzo a la subestructura, la cual presentaba asentamiento y desplome. En la figura 3.34 se observa con detalle la posición de los antiguos apoyos, los cuales se recorrieron en dirección al centro del claro.

4. MODELACIÓN MATEMÁTICA

El proceso de modelado matemático con elemento finito se utiliza para lograr una muy cercana calibración con las estructuras de los puentes reales. Es importante mencionar que existen demasiados factores que juegan un papel primordial en la respuesta de las estructuras ante cargas, ya sea de peso propio, o a cargas externas inducidas voluntaria e involuntariamente en la estructura.

Los factores a los que se hace referencia son la rigidez, módulo de elasticidad, así como las propiedades de los materiales con los cuales está construido, y éstos se determinan conociendo las condiciones físicas de los componentes de la superestructura, y por ende su respuesta a las sollicitaciones a las que son sometidos. Es de esperarse que debido a la edad de los componentes, aunado a la poca o nula actividad de mantenimiento en algunos componentes cuyo mal estado no sea causa de falla o colapso de la estructura, la respuesta debida al peso propio de la estructura pueda diferir de la que tendría si estuviese en condiciones óptimas de funcionamiento de acuerdo al proyecto original.

Para este trabajo de investigación se debe dejar en claro que las actividades de inspección solamente se realizaron de forma visual, con lo cual fue posible únicamente detectar daños muy notables en la superestructura, dejando de lado aquellos que no son detectables a simple vista, como lo son las micro-grietas en el concreto, la corrosión en el acero de refuerzo y preesfuerzo, la correcta adherencia entre acero y concreto; entre otras.

Al realizar los modelos matemáticos se están considerando condiciones ideales en el comportamiento de los materiales, condiciones óptimas de apoyo y dimensiones de elementos, de acuerdo a lo que establecen los planos de construcción del proyecto original o de rehabilitación, según sea el caso.

Entre los puentes modelados tenemos cuatro, los cuales están formados por superestructuras de concreto preesforzado y dos con elementos metálicos, uno de ellos construido con perfiles formados por placas metálicas y el otro formado por armaduras tipo Warren. A continuación se menciona la forma en la que se encuentra modelado cada uno de ellos.

Debido a que los puentes están formados por varios claros de igual longitud, y ya que solo se está evaluando la superestructura, únicamente se realiza el modelado de un solo claro.

4.1 CRITERIOS DE MODELADO

Los modelos matemáticos de elemento finito fueron creados con el módulo de puentes del software SAP 2000, para el caso de los puentes de concreto, con el cual solo es necesario introducir las dimensiones y características de la cubierta, mientras que para los puentes metálicos los elementos fueron creados con elementos “Shell” y “Barra” definidos por el usuario. De manera general se describen los criterios que han sido utilizados para todos los puentes de concreto.

4.1.1 Materiales

Se consideró un concreto con un $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ en los elementos preesforzados o postensados (trabes); para los elementos de concreto reforzado colados en sitio (diafragmas) también se asume un $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$.

La resistencia a la compresión de las trabes, según las especificaciones de los planos constructivos, tiene un valor de 350 kg/cm². Como es sabido, el concreto sigue aumentando su resistencia a la compresión con el paso del tiempo y para tener en consideración tal efecto y utilizar un valor de f'c más cercano a la realidad, se utilizó la expresión tomada del **Código Modelo CEB – FIP 1990**, realizado por el comité Euro – Internacional.

La expresión utilizada es la siguiente:

$$f'c(j) = \beta_{cc}(j) * f'c_{28} \tag{4.1}$$

Donde $\beta_{cc}(j)$ es un coeficiente de valor:

$$\beta_{cc}(j) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right) \right]} \tag{4.2}$$

Siendo:

- $f'c(j)$.- Resistencia a la compresión a los "j" días
- $f'c_{28}$.- Resistencia a la compresión a los 28 días
- s .- Coeficiente que depende del tipo de cemento

- 0.20 para cementos de secado rápido y de alta resistencia
- 0.25 para cementos de secado normal o rápido
- 0.38 Para cementos de secado lento

Para este caso se están analizando estructuras con una edad aproximada de 50 años, los cuales en días se traducen en 18250 días (sin sumar días extra en años bisiestos).

De planos constructivos se sabe que el concreto utilizado tuvo un f'c de 350 kg/cm². Utilizando las expresiones anteriores determinamos la resistencia a la compresión después de 50 años, dándonos un valor de 445.025 kg/cm², los cuales para fines prácticos redondearemos a 450 kg/cm².

El acero de refuerzo en los elementos de concreto se considera con un esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm². El acero de presfuerzo considerado es de grado 270 K (270,000 lb/plg²) en cual tiene un esfuerzo a la ruptura de 19,000 kg/cm², aunque por especificaciones en los planos constructivos, el esfuerzo de ruptura de los torones que van por dentro de los elementos, se tomará con un valor de 15000 kg/cm².

El acero estructural en los puentes con estructura metálica será considerado como A-36 por tomar en cuenta el año de construcción. Este acero cuenta con un Fy con un valor de 2530 kg/cm² y un peso volumétrico de 7850 kg/m³.

4.1.2 Condiciones de apoyo

El claro se encuentra simplemente apoyado en los extremos, considerando un apoyo fijo el cual solo permite los giros mientras que el otro extremo cuenta con desplazamiento libre en el sentido longitudinal paralelo al eje del camino, y de igual forma que el otro apoyo, también permite los giros.

En los puentes donde las traveses tienen cables de postensado externo (Nautla y Papaloapan) se agregó en cada trabe un cable simulando la acción del los cables exteriores. No se modelan los componentes no estructurales, tales como banquetas, parapeto y carpeta asfáltica, estos elementos se consideran como carga muerta.

Los modelos de elemento finito de cada uno de los puentes se muestran a continuación.

4.2 PUENTE “PAPALOAPAN”

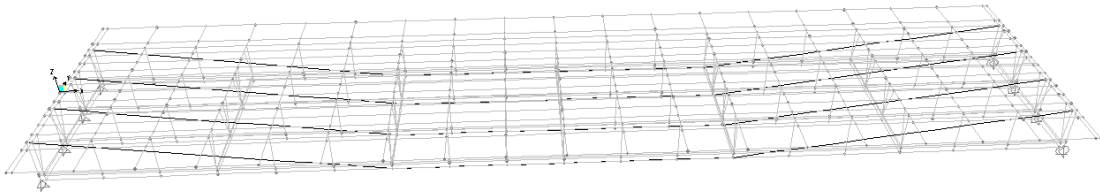


Fig. 4.1 Vista lateral, se muestran detalles de cables de postensado

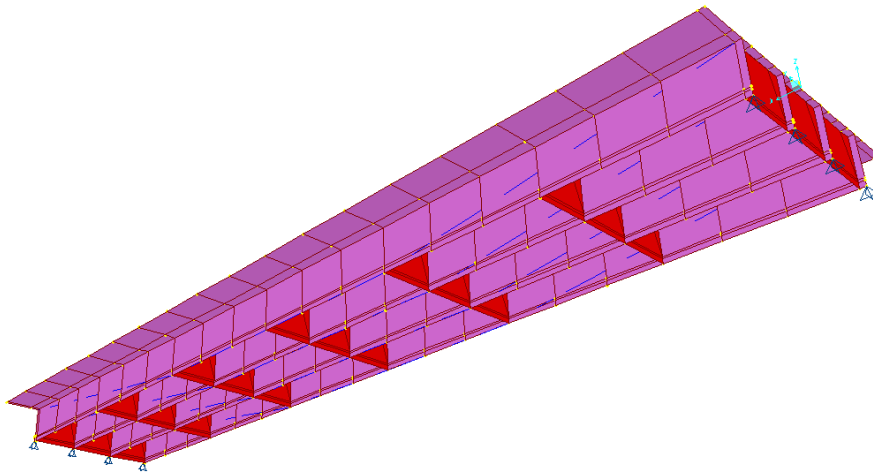


Fig. 4.2 Vista inferior del claro. Detalles de diafragmas

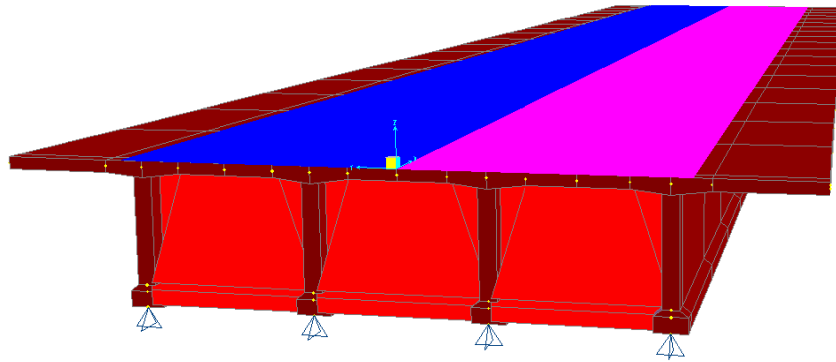


Fig. 4.3 Modelo extruido del claro. Se muestran detalles de carriles.

4.3 PUENTE “CARACOL”

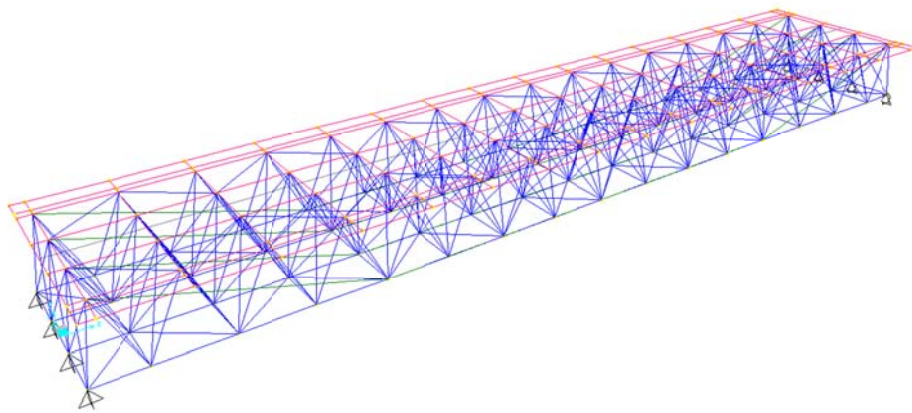


Fig. 4.4 Modelo esqueletal de un claro del puente Caracol

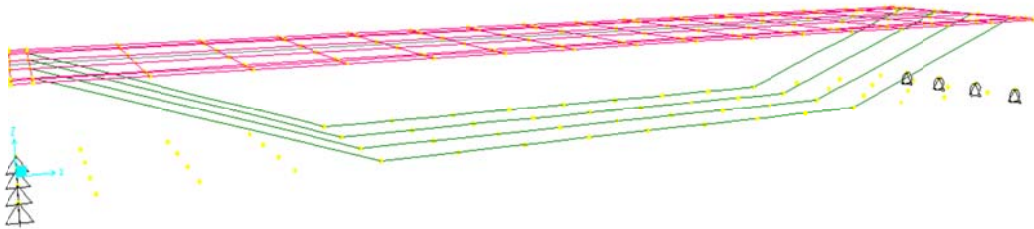


Fig. 4.5 Claro del puente Caracol. Se muestran detalles de los tendones de Refuerzo

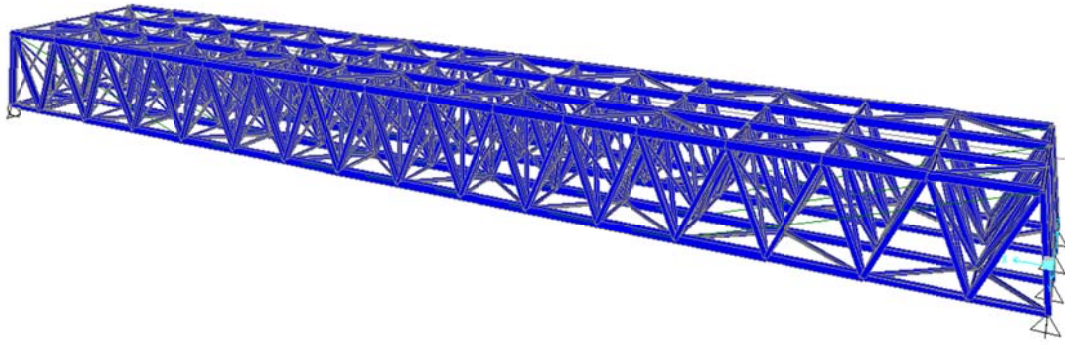


Fig. 4.6 Detalle de la armadura del puente Caracol

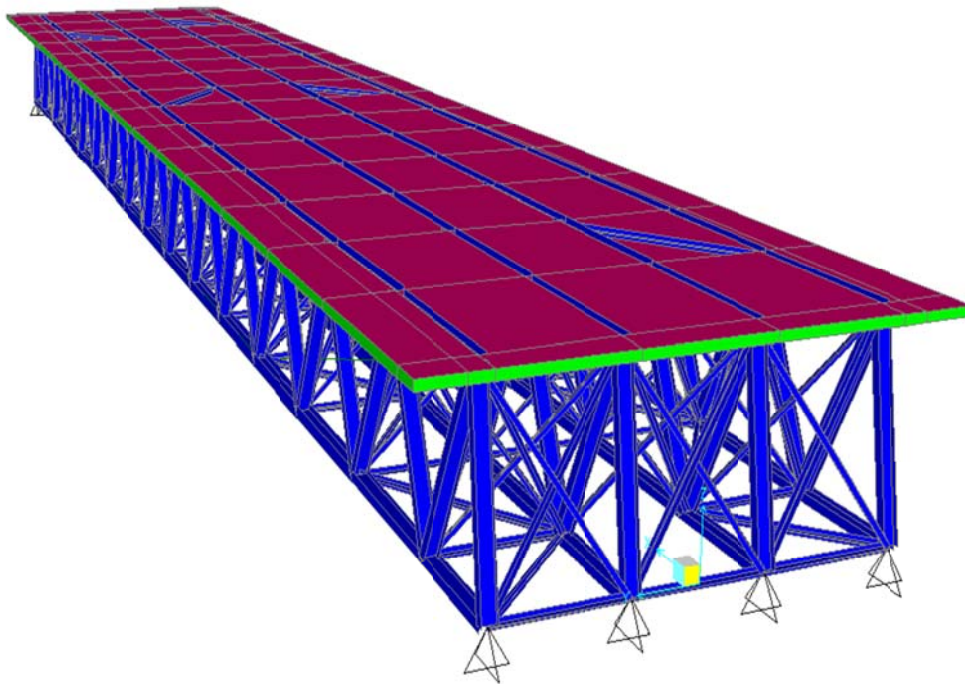


Fig. 4.7 Modelo extruido del claro del puente Caracol

4.4 PUENTE “NAUTLA”

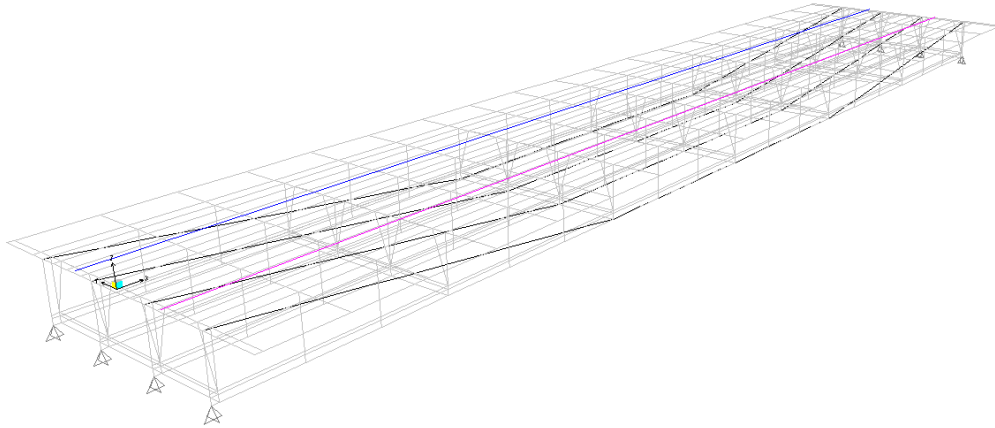


Fig. 4.8 Vista en 3D donde se observa la ubicación de los tendones y los apoyos asignados

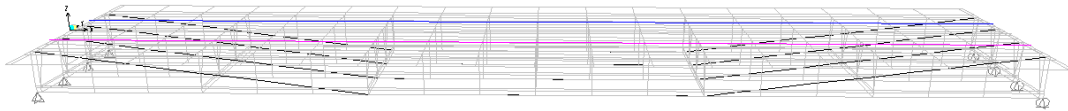


Fig. 4.9 Visa lateral. Se observa la línea que indica el eje de los carriles

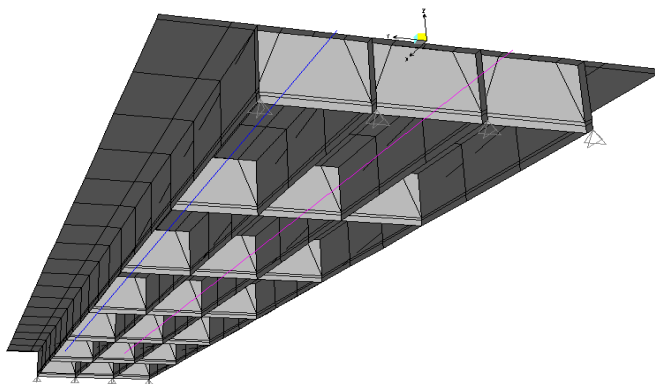


Fig. 4.10 Vista inferior. Se observa la ubicación de los diafragmas

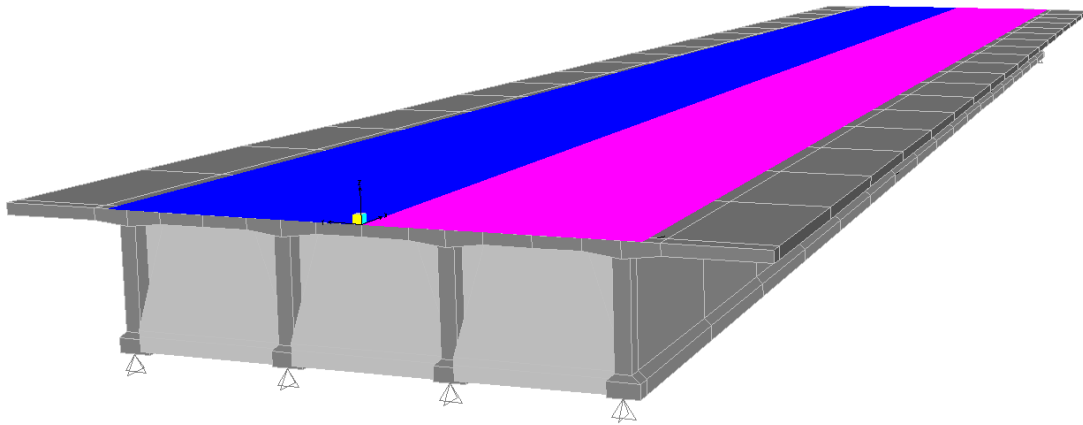


Fig. 4.11 Vista en 3D. Elementos extruidos, se ubica el ancho de los carriles.

4.5 PUENTE “EL RAUDAL”

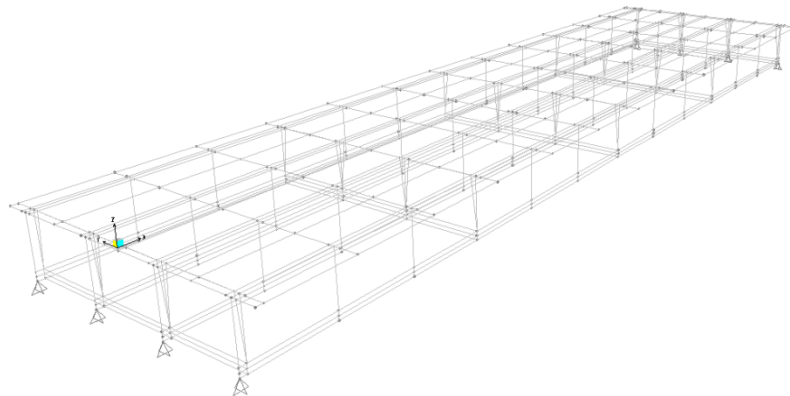


Fig. 4.12 Vista lateral superior de un claro del puente “El Raudal”

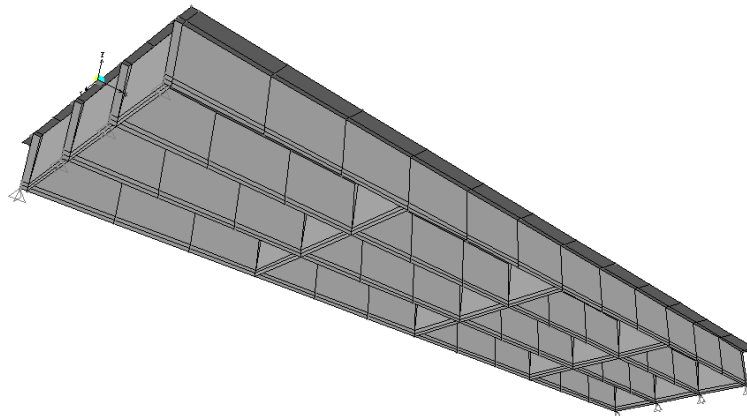


Fig. 4.13 Vista Inferior. Detalle de diafragmas

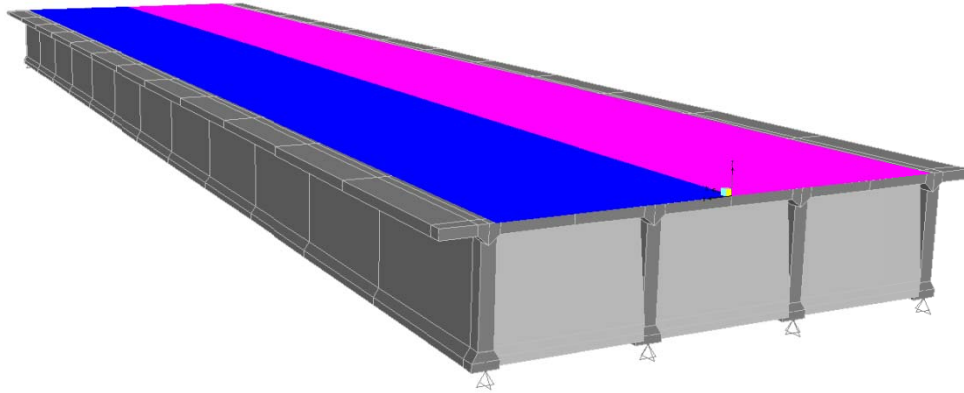


Fig. 4.14 Modelo extruido con carriles señalados

4.6 PUENTE “BUENAVISTA”

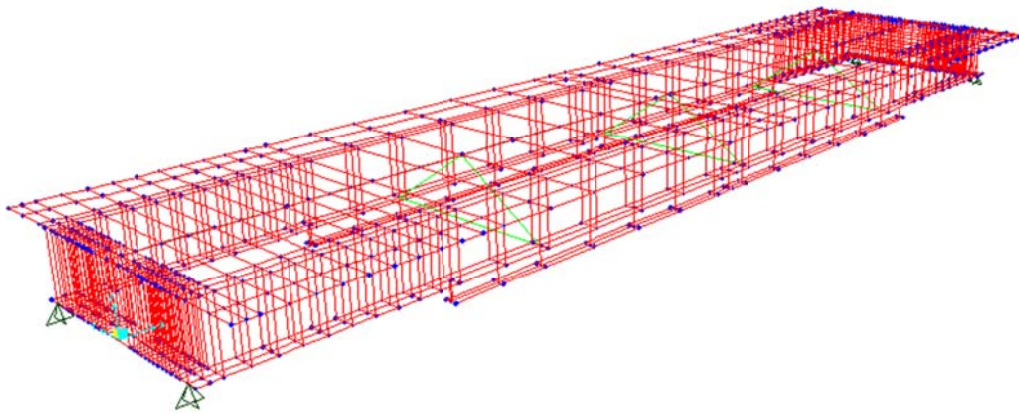


Fig. 4.15 Modelo esquelético del claro del puente “Buena Vista”

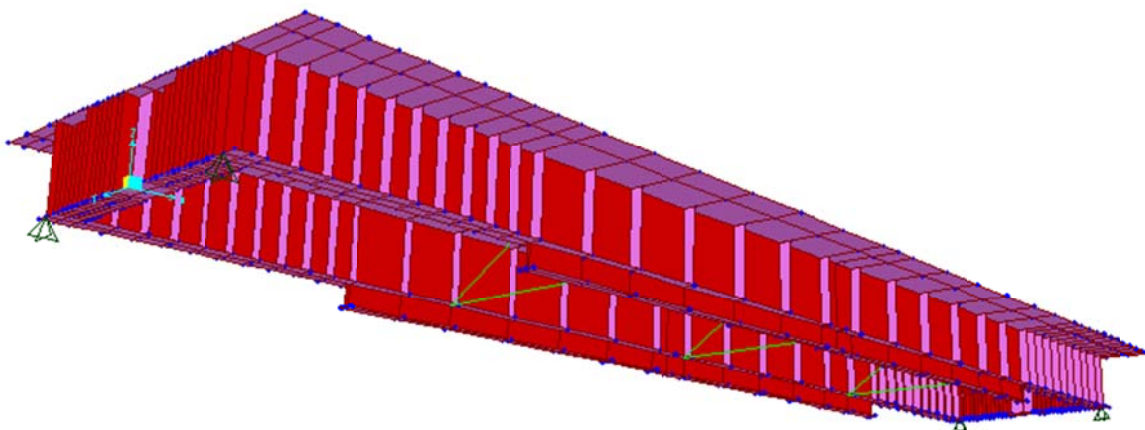


Fig. 4.16 Vista inferior del modelo del claro del puente “Buena Vista”.

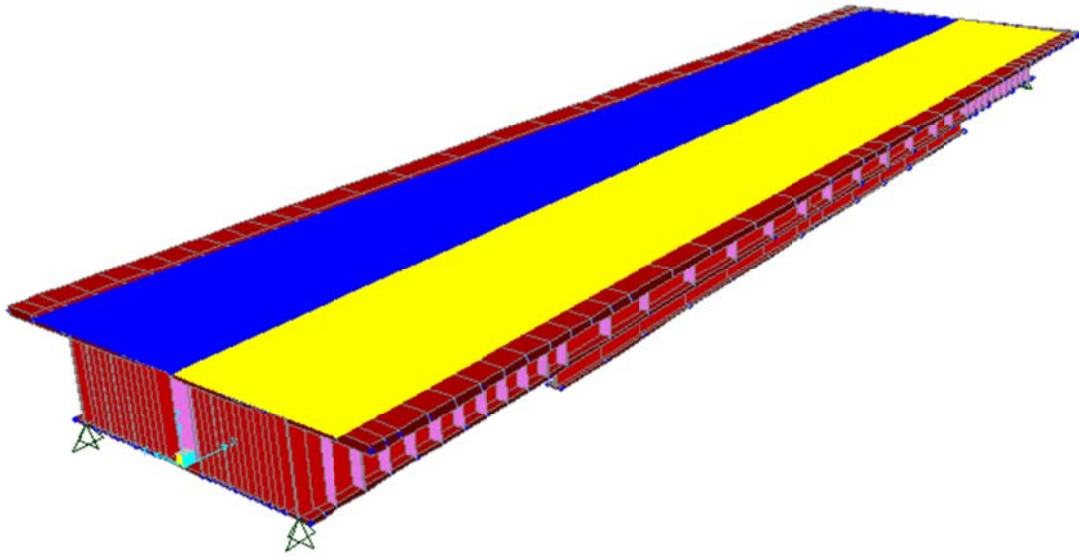


Fig. 4.17 Vista extruida del modelo del claro del puente “Buena Vista”. Se muestran detalles de carriles

4.7 PUENTE “JIMBA”

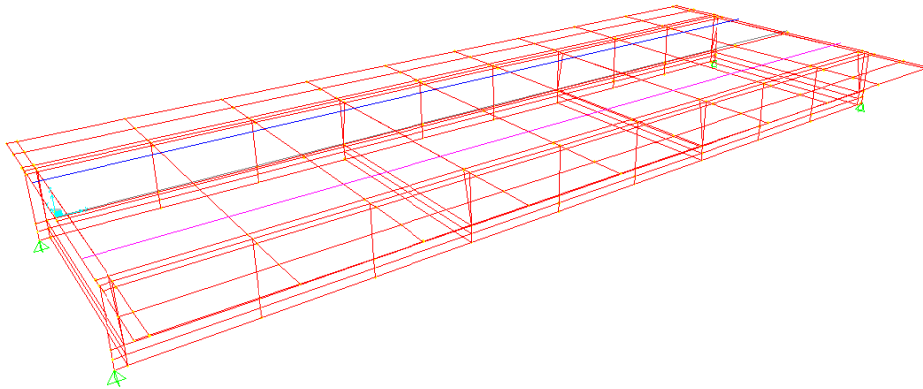


Fig. 4.18 Perspectiva del claro

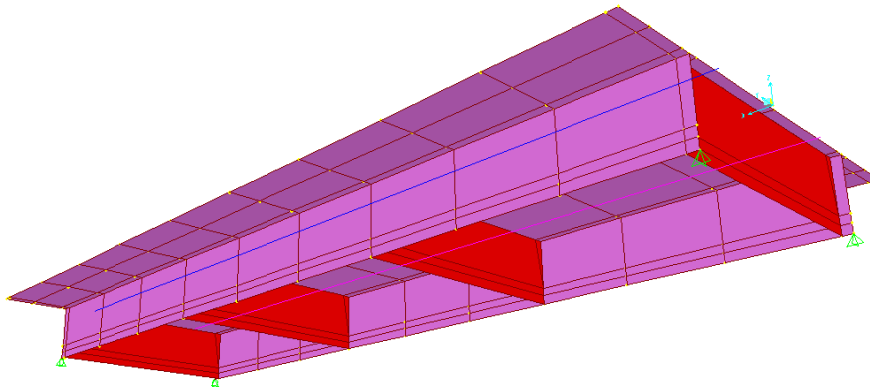


Fig. 4.19 Vista inferior del claro. Muestra detalles de diafragmas

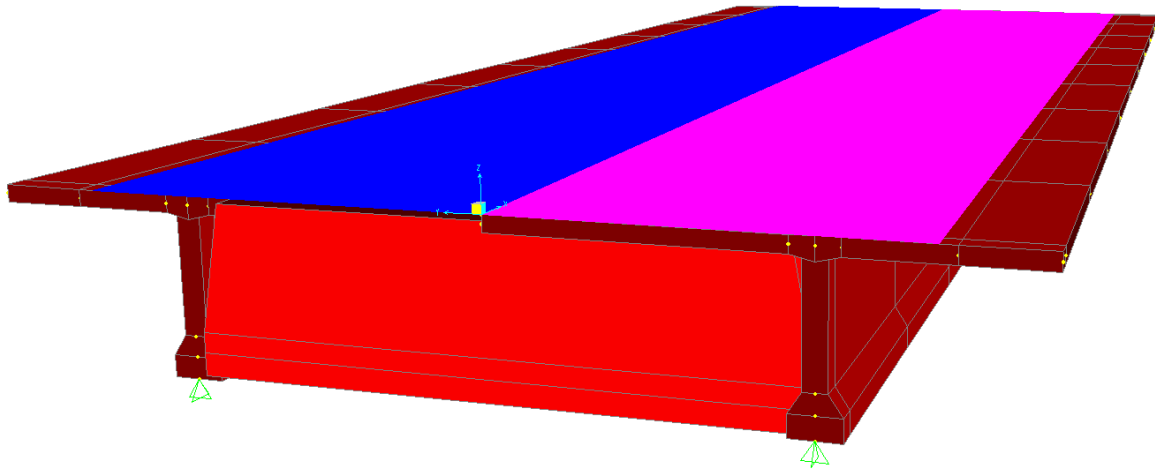


Fig. 4.20 Modelo extruido del claro. Se muestran detalles de carriles

5. ANÁLISIS DE MODELOS MATEMÁTICOS

El análisis de los modelos de elemento finito, se realizó con el mismo software con el que fueron creados (SAP 2000 V14). Debido a que solamente se está revisando la superestructura no se consideró la acción de los sismos. Por esto sólo se realizaron análisis con cargas estáticas; para las cargas móviles se optó por utilizar el concepto de líneas de influencia, el cual permite cambiar la posición de las cargas de los vehículos a lo largo de la superestructura encontrando así la más desfavorable, generando los elementos mecánicos de mayor magnitud.

5.1 CARGAS

Las cargas consideradas actuando en los modelos matemáticos son las cargas muertas y cargas vivas, las cuales se tomaron como a continuación se describe.

5.1.1 Cargas muertas

Las cargas muertas, como es sabido, son las debidas al peso propio de la estructura así como a los elementos no estructurales colocados sobre el puente y que durante la vida útil del puente no cambian su magnitud ni posición; estos últimos se considerarán como sobrecarga muerta. Tal es el caso de los parapetos, carpeta asfáltica, instalaciones para servicios adicionales, como iluminación, drenaje, etc. Aunque para este trabajo solo se tomo en consideración la carpeta y el parapeto.

Los valores utilizados, correspondientes a los pesos volumétricos y dimensiones, fueron tomados de los planos constructivos y son los mismos que se consideraron en los modelos matemáticos; se realiza una comparativa entre los datos obtenidos manualmente y las reacciones que el programa arroja, para corroborar que los modelos son confiables bajo este efecto.

5.1.2 Cargas vivas

Aunque para el análisis se utilizó la metodología del reglamento AASHTO LRFD 2004, se le hizo una modificación con respecto a las cargas móviles utilizadas, ya que el Instituto Mexicano del Transporte así como la Secretaría de Comunicaciones y Transportes realizaron una serie de investigaciones y estudios estadísticos donde se comprueba que las cargas vehiculares en México son mucho mayores que las utilizadas por los reglamentos Norteamericanos y por consiguiente generan mayores elementos mecánicos. El párrafo de la publicación técnica 243 de la SCT/IMT dice lo siguiente:

“Los modelos de cargas vivas vehiculares que se utilizan en el país y que se establecen en el reglamento para diseño estructural de puentes carreteros de la AASHTO (referencia 3) en Estados Unidos de Norteamérica, producen momentos flexionantes y fuerzas cortantes (elementos mecánicos) para diseño bastante inferiores a los que ocasionan los grandes vehículos de carga (tipos T3-S3 y T3-S2-R4), que transitan por las principales carreteras de México.”ⁱ

Por lo anterior a continuación se presentan las cargas vivas utilizadas en el análisis y obtención de elementos mecánicos.

ⁱ Publicación Técnica 243: Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros, Secretaría de Comunicaciones y Transportes; Instituto Mexicano Del transporte

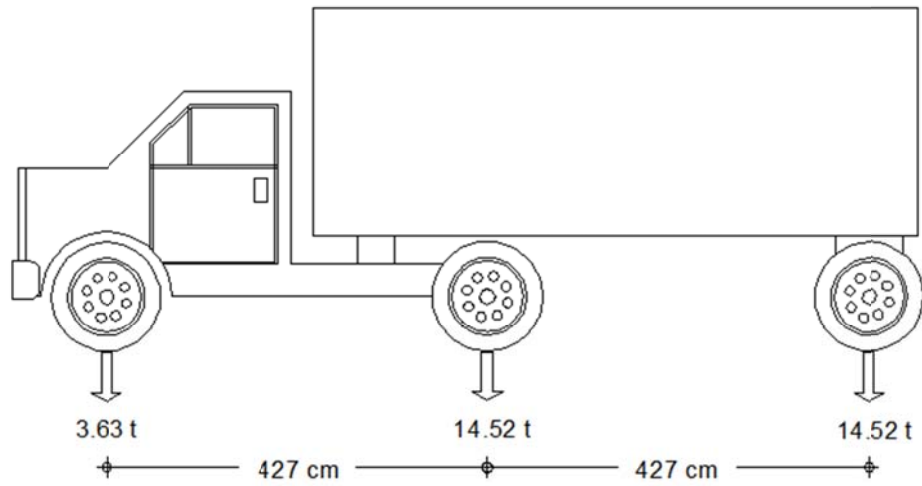


Fig. 5.1 Camión HS-20

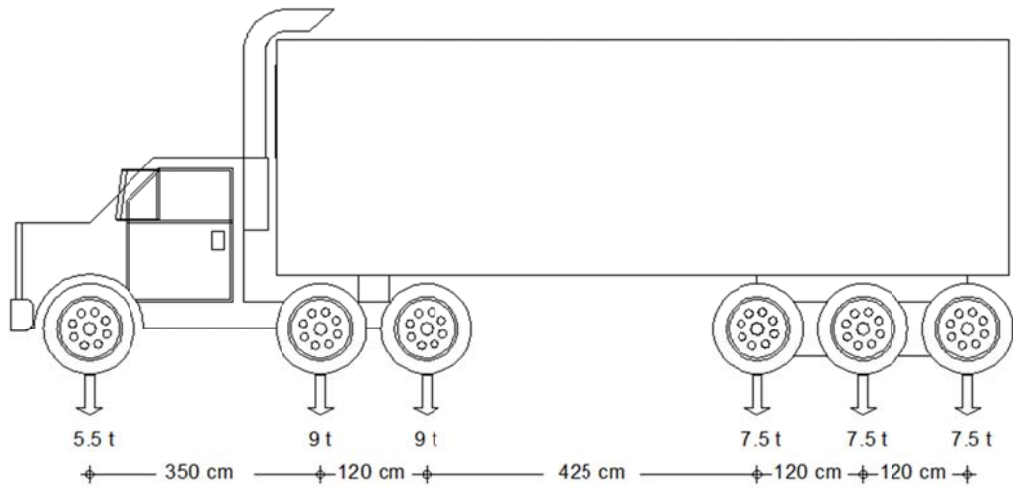


Fig. 5.2 Camión T3-S3

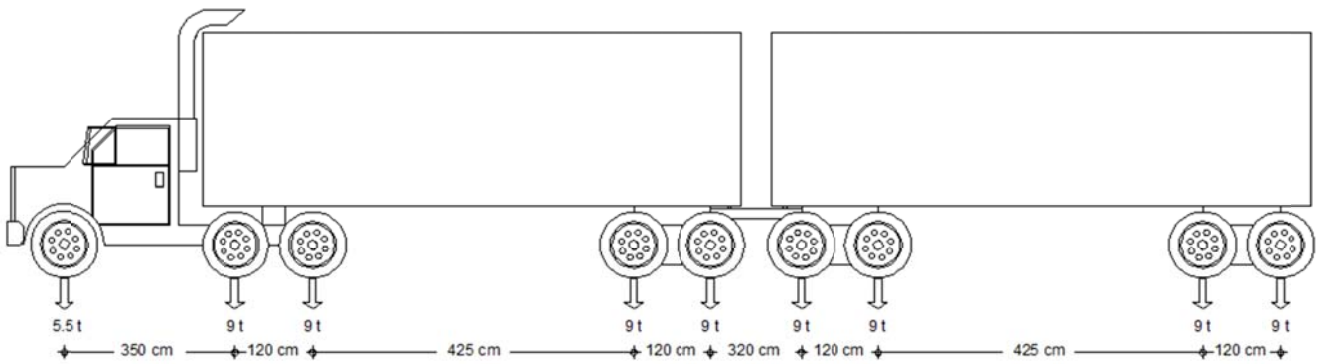


Fig. 5.3 Camión T3-S2-R4

Adicional a estos camiones se introdujo una carga distribuida sobre el área del carril con una magnitud de 948 kgf/m² (9.3 N/mm²) en un ancho de 3 metros. Dicha carga se encuentra definida en el apartado 3.6.1.2.4 del reglamento AASHTO LRFD 2004 como “carga de carril de diseño”.

El número y disposición de los vehículos en los carriles se considera de acuerdo con las especificaciones AASHTO, utilizando un factor de presencia múltiple cuando uno o más carriles se encuentran cargados simultáneamente. Dicho factor se encuentra definido en la tabla mostrada a continuación.

Tabla. 5.1 Factores de presencia múltiple

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

5.2 COMBINACIONES DE CARGA

Para la evaluación de la capacidad de carga se considera el estado límite último para el Rating de Operación RF (O) y el estado límite de servicio para el Rating de Inventario RF (I).

Las combinaciones se presentan en la siguiente tabla, de igual forma el valor de los factores para los estados de carga.

Tabla 5.2 Combinaciones y Factores de carga

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

Tabla 5.3 Factores de carga para cargas permanentes γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Las cargas que se presentan en las tablas se clasifican como sigue:

- Cargas permanentes
 - DD.- Fricción negativa
 - DC.- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
 - DW.- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
 - EH.- Empuje horizontal del suelo
 - EL.- Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado
 - ES.- Sobrecarga del suelo
 - EV.- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- Cargas Transitorias
 - BR.- Fuerza de frenado de vehículos
 - CE.- Fuerza centrífuga de los vehículos
 - CR.- Fluencia lenta
 - CT.- Fuerza de colisión de un vehículo
 - CV.- Fuerza de colisión de una embarcación
 - EQ.- Sismo
 - FR.- Fricción
 - IC.- Carga de Hielo
 - IM.- Incremento por carga vehicular dinámica
 - LL.- Sobrecarga vehicular
 - LS.- Sobrecarga viva
 - PL.- Sobrecarga peatonal
 - SE.- Asentamiento
 - SH.- Contracción
 - TG.- Gradiente de temperatura
 - TU.- Temperatura uniforme
 - WA.- Carga hidráulica y presión del flujo de agua
 - WL.- Viento sobre la sobrecarga
 - WS.- Viento sobre la estructura

Como se mencionó en párrafos anteriores las combinaciones de carga que se consideraron son las de Resistencia I y Servicio I, las cuales se definen como sigue:

- **Resistencia I.-** Combinación de cargas básica que representa el uso del puente sin viento.
- **Servicio I.-** Combinación de cargas que representa el uso normal del puente con un viento de 90 km/hr, tomando todas las cargas con sus valores nominales.

Debido a que los puentes que se analizan se encuentran en tramos carreteros alejados de la población, no se considera la carga viva peatonal.

La carga de viento para el estado límite de servicio se calculó de acuerdo con la normatividad de la CFE 2008.

5.3 BAJADA DE CARGAS

5.3.1 Puente “Papaloapan”

Tabla 5.4 Bajada de cargas realizada de forma manual

ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO VOL.	PESO TOT.
Extremo del claro	4	0.7487 m ²	27.333 m	2400 kg/m ³	196,456.48 kg
Centro del claro	4	0.5688 m ²	13.667 m	2400 kg/m ³	76,628.38 kg
Losas	3	0.192 m ²	41 m	2400 kg/m ³	56,678.4 kg
Banquetas	2	0.24 m ²	41 m	2400 kg/m ³	47,232 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOT.
Diafragmas	21	3.0992 m ²	0.2 m	2400 kg/m ³	31,239.936 kg
Carpeta	1	307.5 m ²	0.1 m	2200 kg/m ³	67,650 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	LONGITUD	ÁREA	PESO / ML.	PESO TOT.
Parapeto	2	41 m		47.4 kg/m	3,886.8 kg
Peso total del claro					479,771.99 kg

Tabla 5.5 Reacciones en los apoyos debidas propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
37	DEAD	LinStatic	5413	-1674	50165.21
37	SCM	LinStatic	709.78	-267.37	8768.92
43	DEAD	LinStatic	5410.79	1658.51	50167.9
43	SCM	LinStatic	709.42	264.49	8769.41
315	DEAD	LinStatic	0	-1136.9	47766.3
315	SCM	LinStatic	0	-196.95	8454.36
318	DEAD	LinStatic	0	1122.07	47769.27
318	SCM	LinStatic	0	194.15	8454.9
496	DEAD	LinStatic	-5410.53	1367.21	49951.04
496	SCM	LinStatic	-709.4	194.66	9115.85
502	DEAD	LinStatic	-5413.26	-1351.98	49942.19
502	SCM	LinStatic	-709.79	-191.82	9114.24
888	DEAD	LinStatic	0	1801.27	52349.36
888	SCM	LinStatic	0	251.57	9430.31
891	DEAD	LinStatic	0	-1786.18	52341.28
891	SCM	LinStatic	0	-248.74	9428.82
Peso total del claro			471989.4		

De las tablas anteriores, la segunda de ellas es tomada de los archivos de salida del programa utilizado para el análisis. Los casos mostrados (DEAD y SCM) hacen referencia al tipo de carga evaluada; en este caso en el que se desean obtener las reacciones debidas al peso propio, el caso

DEAD representa el peso de los elementos que se han modelado dentro del programa, y el caso SCM representa las cargas que se agregaron a dicho modelo y que representan a la carpeta, parapetos y banquetas en algunos casos. Las siglas F1, F2 y F3, representan las fuerzas en cada uno de los ejes ortogonales donde los ejes están ordenados de la siguiente manera: 1-X (longitudinal), 2-Y (transversal), 3-Z (vertical).

5.3.2 Puente “Nautla”

Tabla 5.6 Bajada de cargas realizada de forma manual

ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO VOL.	PESO TOT.
Extremo del claro	4	0.7487 m ²	28.667 m	2400 kg/m ³	206,044.64 kg
Centro del claro	4	0.5688 m ²	14.333 m	2400 kg/m ³	78,265.06 kg
Losas	3	0.192 m ²	43 m	2400 kg/m ³	59,443.2 kg
Banquetas	2	0.261 m ²	43 m	2400 kg/m ³	53,870.4kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOT.
Diafragmas	21	3.0992 m ²	0.2 m	2400 kg/m ³	31,239.936 kg
Carpeta	1	322.5 m ²	0.1 m	2200 kg/m ³	70,950 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO / ML.	PESO TOT.
Parapeto	2		43 m	87.94 kg/m	7,562.84 kg
Peso total del claro					507,375.68 kg

Tabla 5.7 Reacciones en los apoyos debidas al peso propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
993	DEAD	LinStatic	5652.74	-1727.95	52322.25
993	SCM	LinStatic	949.7	-319.35	9817.63
999	DEAD	LinStatic	-5650.19	1416.31	52179.64
999	SCM	LinStatic	-949.3	292.75	9811.12
1005	DEAD	LinStatic	-5653.08	-1400.74	52170.5
1005	SCM	LinStatic	-949.91	-289.2	9808.86
1011	DEAD	LinStatic	5650.53	1712.13	52325.03
1011	SCM	LinStatic	949.52	315.77	9818.35
1375	DEAD	LinStatic	0	-1157.86	49837.44
1375	SCM	LinStatic	0	-223.57	9400.16
1378	DEAD	LinStatic	0	1877.66	54663.95
1378	SCM	LinStatic	0	370.27	10228.49
1381	DEAD	LinStatic	0	-1862.27	54655.63
1381	SCM	LinStatic	0	-366.76	10226.45
1384	DEAD	LinStatic	0	1142.72	49840.48
1384	SCM	LinStatic	0	220.09	9400.87
Peso total del claro					496506.9

5.3.3 Puente “El Raudal”

Tabla 5.8 Bajada de cargas realizada en forma manual

ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO VOL.	PESO TOT.
Trabes	4	0.6524 m ²	31.8 m	2400 kg/m ³	199,164.67 kg
Losas	3	0.1635 m ²	31.8 m	2400 kg/m ³	37,434.96 kg
Banquetas (aligerada)	2	0.105 m ²	31.8 m	2400 kg/m ³	16,027.2 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	ESPEJOR	PESO VOL.	PESO TOT.
Diafragmas	15	3.928 m ²	0.2 m	2400 kg/m ³	28,281.6 kg
Carpeta	1	222.6 m ²	0.05 m	2200 kg/m ³	24,486 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO / ML.	PESO TOT.
Parapeto	2		31.8 m	119.34 kg/m	7,590.02 kg
Peso total del claro					312,984.45 kg

Tabla 5.9 Reacciones en los apoyos debidas al peso propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
828	DEAD	LinStatic	46.08	-1423.2	34900.87
828	SCM	LinStatic	768.11	-256.11	6912.49
834	DEAD	LinStatic	-45.98	-34.77	34786.44
834	SCM	LinStatic	-768.56	161.13	5187.1
840	DEAD	LinStatic	-47.39	39.24	34785.18
840	SCM	LinStatic	-769.13	-161.46	5187.09
846	DEAD	LinStatic	47.28	1418.82	34901.38
846	SCM	LinStatic	769.58	256.59	6912.63
1223	DEAD	LinStatic	0	-1417.74	34880.81
1223	SCM	LinStatic	0	-165.27	6578.68
1226	DEAD	LinStatic	0	-30.35	34806.32
1226	SCM	LinStatic	0	234.26	5520.95
1229	DEAD	LinStatic	0	34.75	34805.87
1229	SCM	LinStatic	0	-235.06	5521.25
1232	DEAD	LinStatic	0	1413.26	34880.88
1232	SCM	LinStatic	0	165.93	6578.43
Peso total del claro					327146.4

5.3.4 Puente “Jimba”

Tabla 5.10 Bajada de cargas realizada en forma manual

ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO VOL.	PESO TOT.
Trabes	2	0.8073 m ²	20.5 m	2400 kg/m ³	79,438.32 kg
Losas	1	0.4498 m ²	20.5 m	2400 kg/m ³	22,130.16 kg
Banquetas	2	0.1125 m ²	20.5 m	2400 kg/m ³	11,070 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOT.
Diafragmas	4	6.4598 m ²	0.2 m	2400 kg/m ³	12,402.816 kg
Carpeta	1	153.75 m ²	0.05 m	2200 kg/m ³	16,912.5 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO / ML.	PESO TOT.
Parapeto	2		20.5 m	137.2 kg/m	5,625.2 kg
Peso total del claro					147,578.99 kg

Tabla 5.11 Reacciones en los apoyos debidas al peso propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
393	DEAD	LinStatic	-0.0003041	-1977.78	30634.58
393	SCM	LinStatic	-0.00009311	-366.49	5690.84
399	DEAD	LinStatic	0.0003392	1977.78	30634.58
399	SCM	LinStatic	0.00009977	366.49	5690.84
473	DEAD	LinStatic	0	-1977.78	30634.58
473	SCM	LinStatic	0	-366.49	5690.84
476	DEAD	LinStatic	0	1977.78	30634.58
476	SCM	LinStatic	0	366.49	5690.84
Peso total del claro					145301.7

5.3.5 Puente “Caracol”

Tabla 5.12 Bajada de cargas realizada en forma manual

ACERO				
Perfil	No. De elem	Long. Total	Peso Unit.	Peso Total
2 LI 7.6x6	283	963.614 m	7.29 kg/m	14049.49212 kg
W10x22	104	340.4008 m	32.9 kg/m	11199.18632 kg
W10x26	40	114.1328 m	38.5 kg/m	4394.1128 kg
W10x39	16	44 m	58.2 kg/m	2560.8 kg
W10x49	56	147 m	72.9 kg/m	10716.3 kg
W10x77	36	92 m	114.5 kg/m	10534 kg
Tapas		320 m	40.66 kg/m	13011.2 kg
LOSA				
Espesor	Ancho	Largo	Peso vol.	Peso Total
0.15 m	9.1 m	40.5 m	2400 kg/m ³	132678 kg
CARPETA				
0.05 m	7.5 m	40.5 m	2200 kg/m ³	33412.5 kg
PARAPETO				
	Cantidad	Longitud	Peso Unit.	Peso Total
	2	40.5 m	150 kg	12150 kg
Peso del claro				244705.5912 kg

Tabla 5.13 Reacciones en los apoyos debidas al peso propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
1	DEAD	LinStatic	-760.44	2640.41	21817.92
1	SCM	LinStatic	138.3	-389.18	8405.34
6	DEAD	LinStatic	0	2857.04	22030.35
6	SCM	LinStatic	0	-555.73	8224.74
7	DEAD	LinStatic	-760.44	-2640.41	21817.92
7	SCM	LinStatic	138.3	389.18	8405.34
12	DEAD	LinStatic	0	-2857.04	22030.35
12	SCM	LinStatic	0	555.73	8224.74
87	DEAD	LinStatic	760.44	28.4	24979.66
87	SCM	LinStatic	-1081.32	-409.33	6374.51
90	DEAD	LinStatic	0	23.07	24767.26
90	SCM	LinStatic	0	-415.91	6407.69
97	DEAD	LinStatic	760.44	-28.4	24979.66
97	SCM	LinStatic	-1081.32	409.33	6374.51
100	DEAD	LinStatic	0	-23.07	24767.26
100	SCM	LinStatic	0	415.91	6407.69
Peso total del claro					246014.9

5.3.6 Puente “Buena Vista”

Tabla 5.14 Bajada de cargas realizada en forma manual

ACERO					
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	LONGITUD	PESO VOL.	PESO TOT.
Perfil 1 (Largueros)	2	0.08117 m ²	30.36 m	7850 kg/m ³	38,689.84 kg
Perfil 1 (Diafragmas)	2	0.08117 m ²	5 m	7850 kg/m ³	6,371.845 kg
Perfil 2	2	0.02782 m ²	19.06 m	7850 kg/m ³	8,324.91 kg
Perfil 3	3	0.0079 m ²	5 m	7850 kg/m ³	930.225 kg
Placa unión	2	0.01619 m ²	49.42 m (total)	7850 kg/m ³	12561.72 kg
Contraventeos	3	0.0008114 m ²	15.912 m	7850 kg/m ³	304.054 kg
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOT.
Atiesadores	240	0.3917 m ²	0.009525 m	7850 kg/m ³	7029.096 kg
Losa	1	212.52 m ²	0.16 m	2400 kg/m ³	81,607.68 kg
Banqueta	2	19.734 m ²	0.16 m	2400 kg/m ³	15,155.71 kg
Parapeto	2	22.77 m ²	0.1 m	2400 kg/m ³	10,929.6 kg
Carpeta	1	212.52 m ²	0.08 m	2200 kg/m ³	37,403.52 kg
Peso total del claro					219,308.2 kg

Tabla 5.15 Reacciones en los apoyos debidas al peso propio en el modelo matemático

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
33	DEAD	LinStatic	-6.659E-08	2495.72	46022.66
33	SCM	LinStatic	-1.652E-08	2146.91	12083.22
34	DEAD	LinStatic	0	2445.7	46009.62
34	SCM	LinStatic	0	1920.39	12083.22
39	DEAD	LinStatic	-1.048E-07	-2495.72	46022.66
39	SCM	LinStatic	-2.835E-08	-2146.91	12083.22
40	DEAD	LinStatic	0	-2445.7	46009.62
40	SCM	LinStatic	0	-1920.39	12083.22
Peso total del claro					232397.4

Los elementos mecánicos de diseño se muestran en tablas en los anexos que se encuentran al final de este trabajo.

6. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Una vez realizado el análisis se procede a evaluar la capacidad de carga de los elementos estructurales principales. En este trabajo se evaluarán únicamente las traveses que forman la cubierta.

De la misma manera que se realizó con el análisis, la evaluación de la capacidad de carga “rating” se hará con el enfoque de los factores de carga y resistencia LRFD.

Partiendo de la ecuación para obtener el *Factor de Rating*, identificamos las variables que son necesarias para realizar la evaluación.

$$RF = \frac{\phi R_u - \gamma_D D}{\gamma_L L (1+I) C_f} \quad (6.1)$$

Donde:

ϕR_u = Resistencia de la Sección o resistencia nominal

$\gamma_D D$ = Carga Muerta factorizada

$\gamma_L L$ = Carga Viva factorizada proveniente de los vehículos de referencia

$1 + I$ = Carga de impacto

C_f = Factor de corrección para valores del análisis

6.1 RANKING DE PUENTES

En México las carreteras federales se encuentran divididas en 4 clases: A, B, C y D. Para las carreteras A y B los máximos pesos legales son los mismos, los de clase C permiten vehículos menos pesados que la A y B, y para las carreteras de clase D, los pesos son los mínimos establecidos para estas clases.

Los vehículos de referencia (T3-S3 y T3-S2-R4) utilizados en los análisis de este trabajo, representan los máximos pesos legales para las carreteras A y B.

La clase A se asigna a las autopistas, las cuales se encuentran fuera de este estudio.

La clasificación de los puentes de acuerdo con el valor de su factor de rating es la siguiente:

- Carreteras de clase A y B: $FR \geq 1.0$
- Carreteras de clase C: $FR \geq 0.89$
- Carreteras de clase D: $FR \geq 0.79$

Lo anterior quiere decir que para condiciones ideales de la estructura, los puentes ubicados en cada clase deberán arrojar valores de FR ubicados en el rango establecido al ser cargadas con los vehículos de referencia. En otras palabras, las carreteras de clase C y D soportan un porcentaje de los vehículos de referencia, obtenido de multiplicar el FR por 100.

Lo anterior no significa que los valores de FR obtenidos para los puentes evaluados en este trabajo, vaya a ubicarlos dentro de una de las categorías mencionadas arriba. Estos puentes ya tienen su clasificación de acuerdo con el tipo de carretera en el que se encuentran. El valor de rating obtenido nos dirá que porcentaje de las cargas máximas legales son capaces de transportar.

6.2 RESISTENCIA NOMINAL

La primera variable a considerar es la resistencia nominal del elemento analizado (capacidad de carga) con respecto a la sollicitación correspondiente.

Para los puentes construidos con elementos prefabricados se analiza únicamente la capacidad ante momento flexionante y fuerza cortante al ser estos las sollicitaciones de mayor consideración. La torsión se ha despreciado debido a la existencia de diafragmas colocados entre traveses principales, los cuales restringen, junto con las losas dicha sollicitación en los elementos portantes.

La resistencia será afectada por el valor del factor Φ , el cual tiene valores establecidos cuando las condiciones físicas de la estructura son buenas o tendrá reducciones cuando las pruebas de campo e inspección indiquen que hay deterioro con posibles pérdidas de sección en los elementos.

Cuando se han estimado cuidadosamente las pérdidas de sección transversal al momento de calcular las áreas restantes, el valor del factor Φ se incrementará en un valor de 0.05.

Los valores de los factores de resistencia también dependen de las actividades de mantenimiento en la estructura. Cuando la actividad es rigurosa y se corrigen las deficiencias que pudieran generar pérdidas de sección a futuro, el valor del factor se incrementa en 0.05, y decrece la misma cantidad cuando las actividades de mantenimiento son intermitentes y no se corrigen las posibles deficiencias.

En este trabajo el factor de resistencia Φ se tomó como se indica a continuación:

- ✓ Para elementos de concreto
 - 0.9 para flexión
 - 0.8 para cortante
- ✓ Para elementos de acero
 - 0.9 para todos los casos

A continuación se muestran las resistencias que proporcionan los elementos estructurales para cada superestructura analizada. La metodología utilizada para obtener dichas resistencias se presenta en los anexos al final de este trabajo, junto con las tablas que muestran los elementos mecánicos últimos a los cuales es sometida la estructura por las cargas consideradas para los estados límite estudiados.

Los elementos que fueron estudiados, como ya se mencionó en este mismo capítulo, son las traveses de concreto, acero y las barras en la armadura para cada uno de los puentes respectivamente. Las distancias a las que se hace mención en las tablas hacen referencia a la ubicación de la sección analizada con respecto al borde de la trabe; la selección de dichas secciones se explica en los anexos con mayor detalle.

6.2.1 Puente “Papaloapan”

RESISTENCIAS							
Momento		2229.39 t - m					
Cortante							
Distancia Evaluada	0.95 m	3.3 m	5.8 m	8.3 m	10.25 m	13.4 m	20.5 m
Cortante Resistente	187.73 t	198.13 t	128.41 t	122.04 t	129.15 t	99.81 t	34.28 t

Tabla 6.1 Resistencias factorizadas del puente Papaloapan

6.2.2 Puente “Nautla”

RESISTENCIAS							
Momento		2229.39 t - m					
Cortante							
Distancia Evaluada	0.95 m	3.3 m	5.8 m	8.3 m	10.75 m	13.4 m	21.5 m
Cortante Resistente	187.73 t	198.13 t	128.41 t	122.04 t	129.15 t	105.62 t	34.95 t

Tabla 6.2 Resistencias factorizadas del puente Nautla

6.2.3 Puente “El Raudal”

RESISTENCIAS							
Momento		1122.71 t - m					
Cortante							
Distancia Evaluada	0.9 m	2.48 m	4.68 m	6.88 m	7.95 m	9.08 m	15.9 m
Cortante Resistente	197.40 t	144.81 t	131.91 t	111.93 t	98.46 t	88.21 t	41.41 t

Tabla 6.3 Resistencias factorizadas del puente Raudal

6.2.4 Puente “Jimba”

RESISTENCIAS				
Momento		873.45 t - m		
Cortante				
Distancia Evaluada	0.8 m	1.6 m	5.13 m	10.25 m
Cortante Resistente	268.62 t	268.62 t	341.77 t	116.20 t

Tabla 6.4 Resistencias factorizadas del puente Jimba

6.2.5 Puente “Buena Vista”

RESISTENCIAS		
Momento	1260.565 t - m	
Cortante	Extremo	Centro del claro
	814.59 t	814.59 t

Tabla 6.5 Resistencias factorizadas del puente Buena Vista

6.2.6 Puente “Caracol”

Perfil	RESISTENCIAS					
	Tensión (t)	Compresión (t)	Cortante (t)	Flexión (t - m)	Flexocompresión (t - m)	
W 10x22	95.41	53.27	39.93	X	10.15	No Aplica
				Y	2.56	No Aplica
W 10x26	229.75	213.12	55.89	X	19.003	No Aplica
				Y	14.24	No Aplica
W 10x39	286.9	276.39	90.09	X	24.08	24.08
				Y	22.03	22.03
W 10x49	329.48	321.45	116.54	X	29.02	29.02
				Y	30.38	30.38
W 10x77	449.94	440.75	184.69	X	43.91	43.91
				Y	41.26	41.26
LI 7.6x6	38.53	No Aplica	No Aplica	X	No Aplica	No Aplica
				Y	No Aplica	No Aplica

Tabla 6.6 Resistencias factorizadas del puente Caracol

Para el puente Caracol se muestran las resistencias de los perfiles con los cuales está formada la armadura que conforma la superestructura a las solicitaciones más comunes que se pueden presentar en los perfiles de acero. En los casos donde se colocó la leyenda “No Aplica”, se quiere dar a entender que ese perfil no es sometido a ese tipo de solicitación.

6.3 EFECTO DE LA CARGA MUERTA FACTORIZADA

El valor del elemento mecánico ocasionado por la carga muerta lo obtenemos directamente del análisis; el factor por el que va a ser afectada es diferente al utilizado en cada una de las combinaciones de carga de los estados límite considerados.

El valor del factor γ_D se encuentra en la tabla 2 de las “AASHTO Guide Specifications For Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges” (GSSE), la cual es mostrada a continuación.

TABLE 2 Load Factors	
Loading	Load Factor
Dead Load	$\gamma_D = 1.2$
Allow an additional allowance of 20% on overlay thickness if nominal thicknesses are used. No allowance is needed when measurements are made for thickness.	
Live Load Category	
1. Low volume roadways (ADTT less than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.30$
2. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.45$
3. Low volume roadways (ADTT less than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.65$
4. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.80$
If unavailable from traffic data, Estimates for ADTT may be made from ADT as follows: urban areas, ADTT = 15% of ADT; rural areas, ADTT = 25% of ADT. In the absence of accurate data on overloads, a site may be assumed as reasonably enforced if fewer than 5% of the trucks exceed the local legal gross weight limits.	

Tabla 6.7 Factores de carga utilizados en la ecuación del Factor de Rating

6.4 EFECTO DE LA CARGA VIVA PRODUCIDA POR LOS VEHÍCULOS DE REFERENCIA

De igual forma que la carga muerta, la sollicitación por carga viva generada por los vehículos de referencia es obtenida del análisis. En este caso la elección del factor de carga a utilizar dependerá del promedio diario de tráfico de camiones, ADTT (Average Daily Truck Traffic), así como del control de sobrecargas en la jurisdicción correspondiente.

Para nuestro caso, al desconocer el ADTT se utilizará el mayor valor de la tabla para mantenernos en un enfoque conservador, y tomando en cuenta que en México el control de excedencia en la carga permitida en los vehículos de transporte es escaso, será este valor el que más nos conviene.

En el valor de carga viva obtenido del análisis ya se incluye el efecto del incremento por impacto debido a la acción dinámica.

6.5 FACTOR DE CORRECCIÓN PARA EL ANÁLISIS

Este valor obtenido también de tablas de la GSSE, depende de dos factores: el material del que está fabricado el elemento a evaluar y de la distribución de cargas utilizada para el análisis. Para este trabajo se utilizó el factor que corresponde a la distribución de cargas de AASHTO.

Este valor, como lo indica la imagen siguiente, se utiliza para incrementar los valores de las cargas usadas en el análisis.

Distribution of Loads	Correction Factor		
	Steel	Pre-stressed	Concrete
1. AASHTO Distribution	1.00	1.00	1.00
2. Tabulated analysis with simplifying assumptions**	1.10	1.05	0.95
3. Sophisticated analysis finite elements, orthotropic plate, grillage analogy	1.07	1.03	0.90
4. Field measurements	1.03	1.01	0.90

Actual girder distribution shall be *multiplied* by the appropriate correction factors to obtain the girder distribution for rating.

* Correction factors are applied if average or expected values are used for D.F. from analysis or measurements. The correction factor shall be used to increase the load factor taken from Table 2. These correction factors reflect the bias in present AASHTO distribution factors for each material type based on NCHRP 12-26.

** One example would be the use of the distribution factor charts in the Ontario Highway Bridge Code.

Tabla 6.8 Factores de corrección para el análisis

6.6 OBTENCIÓN DEL FACTOR DE RATING (FR)

Una vez que se han definido los valores de las variables a emplear se procede a aplicar la ecuación de Rating para obtener el valor de este factor.

El FR asignado a cada puente será el menor de los valores obtenidos por la ecuación 6.1, para cada uno de los elementos mecánicos evaluados. Para el puente “El Caracol”, se asignará mayor importancia al valor de FR obtenido por los elementos no redundantes.

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos para cada uno de los puentes evaluados. Para cada caso, excepto para el puente Caracol, la primera tabla muestra la evaluación de la capacidad de carga con respecto al momento flexionante; en esta tabla se muestra el valor de la resistencia así como el valor de los momentos actuantes ocasionados por cada uno de los estados de carga actuando en la superestructura; también se muestra el valor de los factores utilizados en la ecuación 6.1, los cuales cambian de acuerdo con el tipo de Rating realizado (Operación o Inventario).

La segunda y tercera tabla corresponden a la evaluación de la capacidad de carga ante fuerza cortante en cada una de las secciones evaluadas. Las tablas muestran los valores de la resistencia a la fuerza cortante (VR), la cual es el resultado de sumar la contribución del concreto (VcR) y del acero de refuerzo transversal (VsR). También se observa en dichas tablas el valor de los cortantes actuantes ocasionados por los estados de carga, tal es el caso de carga muerta (V dead), la carga viva (V live), y en algún caso se encuentra por separado el estado de sobre carga muerta (V scm).

Para el caso del puente Caracol se muestran 5 tablas; la primera de ellas muestra los valores de las resistencias de los elementos de la armadura ante las diferentes solicitaciones a las que pueden someterse (Compresión, tensión, cortante, etc.). Las siguientes dos tablas muestran los valores de los elementos mecánicos para cada tipo de solicitación, ya sea para carga muerta o para carga viva. Por último, la tabla final muestra los valores del Factor de Rating para cada tipo de demanda. En aquellos casos donde se encuentra el texto “N/A” es porque aquel elemento no se encuentra sometido a la solicitación en cuestión.

6.6.1 Puente “Papaloapan”

Factor de Rating para momento flexionante

Variables				
Resistencia a momento flexionante	ϕR_u	2229.39	t-m	
Solicitación por carga muerta	D	485.24	t-m	
Solicitación por sobre carga muerta (SCM)	D	87.36	t-m	
Solicitación por carga viva (+ Impacto)	L	400.21	t-m	
Factor de carga muerta (OP,INV)	γ_D	1.20	1.00	
Factor de carga viva (OP,INV)	γ_L	1.65	1.00	
Factor de corrección (OP,INV)	Cf	1.00	1.00	

RF (O) = 2.336

RF (I) = 4.140

Factor de Rating para fuerza cortante (Operación)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.95	3.3	5.8	8.3	10.25	13.4	20.5	
VcR	164.24	174.64	104.92	98.56	105.66	76.32	10.79	t
VsR	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	t
VR	187.73	198.13	128.41	122.04	129.15	99.81	34.28	t
V Dead	52.21	46.70	39.61	33.68	29.05	18.47	1.72	t
V Live	48.61	42.04	39.44	38.24	32.38	31.42	22.68	t
RF (O)	1.56	2.05	1.24	1.29	1.76	1.50	0.86	

Factor de Rating para fuerza cortante (Inventario)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.95	3.3	5.8	8.3	10.25	13.4	20.5	
VcR	164.24	174.64	104.92	98.56	105.66	76.32	10.79	t
VsR	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	t
VR	187.73	198.13	128.41	122.04	129.15	99.81	34.28	t
V Dead	52.21	46.70	39.61	33.68	29.05	18.47	1.72	t
V Live	48.61	42.04	39.44	38.24	32.38	31.42	22.68	t
RF (I)	2.79	3.60	2.25	2.31	3.09	2.59	1.44	

6.6.2 Puente “Nautla”

Factor de Rating para momento flexionante

Variables			
Resistencia a momento flexionante	ϕR_u	2229.39	t-m
Solicitud por carga muerta	D	531.62	t-m
Solicitud por sobre carga muerta (SCM)	D	100.53	t-m
Solicitud por carga viva (+ Impacto)	L	426.46	t-m
Factor de carga muerta	Υ_D	1.20	1.00
Factor de carga viva	Υ_L	1.65	1.00
Factor de corrección	Cf	1.00	1.00

RF (O) = 2.090

RF (I) = 3.745

Factor de Rating para fuerza cortante (Operación)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.95	3.3	5.8	8.3	10.75	13.4	21.5	
VcR	164.24	174.64	104.92	98.56	105.66	82.13	11.46	t
VsR	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	t
VR	187.73	198.13	128.41	122.04	129.15	105.62	34.95	t
V Dead	55.04	49.60	42.69	36.43	30.62	22.04	2.27	t
V Live	49.39	42.85	39.63	39.48	32.97	31.01	23.84	t
RF (O)	1.49	1.96	1.18	1.20	1.70	1.55	0.82	

Factor de Rating para fuerza cortante (Inventario)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.95	3.3	5.8	8.3	10.75	13.4	21.5	
VcR	164.24	174.64	104.92	98.56	105.66	82.13	11.46	t
VsR	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	23.49	t
VR	187.73	198.13	128.41	122.04	129.15	105.62	34.95	t
V Dead	55.04	49.60	42.69	36.43	30.62	22.04	2.27	t
V Live	49.39	42.85	39.63	39.48	32.97	31.01	23.84	t
RF (I)	2.69	3.47	2.16	2.17	2.99	2.70	1.37	

6.6.3 Puente “El Raudal”

Factor de Rating para momento flexionante

Variables			
Resistencia a momento flexionante	ϕR_u	1122.71	t-m
Solicitud por carga muerta	D	279.86	t-m
Solicitud por sobre carga muerta (SCM)	D	49.96	t-m
Solicitud por carga viva (+ Impacto)	L	305.23	t-m
Factor de carga muerta (OP,INV)	γ_D	1.20	1.00
Factor de carga viva (OP,INV)	γ_L	1.65	1.00
Factor de corrección (OP,INV)	Cf	1.00	1.00

RF (O) = 1.443

RF (I) = 2.598

Factor de Rating para fuerza cortante (Operación)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.9	2.48	4.68	6.88	7.95	9.08	15.9	
VcR	175.06	122.47	109.57	89.60	76.12	65.87	19.07	t
VsR	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	t
VR	197.40	144.81	131.91	111.93	98.46	88.21	41.41	t
V Dead	36.94	33.33	28.30	21.60	18.96	16.38	2.03	t
V Live	47.05	43.56	35.88	31.50	33.77	31.20	23.24	t
RF (O)	1.97	1.46	1.65	1.65	1.36	1.33	1.02	

Factor de Rating para fuerza cortante (Inventario)

DATOS	Distancias analizadas							m
	0.9	2.48	4.68	6.88	7.95	9.08	15.9	
VcR	175.06	122.47	109.57	89.60	76.12	65.87	19.07	t
VsR	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	22.34	t
VR	197.40	144.81	131.91	111.93	98.46	88.21	41.41	t
V Dead	36.94	33.33	28.30	21.60	18.96	16.38	2.03	t
V Live	47.05	43.56	35.88	31.50	33.77	31.20	23.24	t
RF (I)	3.41	2.56	2.89	2.87	2.35	2.30	1.69	

6.6.4 Puente “Jimba”

Factor de Rating para momento flexionante

Variables			
Resistencia a momento flexionante	ϕR_u	873.45	t-m
Solicitud por carga muerta	D	135.32	t-m
Solicitud por sobre carga muerta (SCM)	D	25.67	t-m
Solicitud por carga viva (+ Impacto)	L	271.98	t-m
Factor de carga muerta	γ_D	1.20	1.00
Factor de carga viva	γ_L	1.65	1.00
Factor de Corrección	C_f	1.00	1.00

RF (O) = 1.516

RF (I) = 2.620

Factor de Rating para fuerza cortante (Operación)

DATOS	Distancias analizadas				m
	0.8	1.6	5.13	10.25	
Vr	268.62	268.62	341.77	116.20	t
Vdead	26.135	24.57	14.112	0	t
Vscm	5.071	4.742	2.525	0	t
Vlive	65.102	63.446	40.659	21.022	t
RF (O)	2.15	2.23	4.80	3.35	

Factor de Rating para fuerza cortante (Inventario)

DATOS	Distancias analizadas				m
	0.8	1.6	5.13	10.25	
Vr	268.62	268.62	341.77	116.20	t
Vdead	26.135	24.57	14.112	0	t
Vscm	5.071	4.742	2.525	0	t
Vlive	65.102	63.446	40.659	21.022	t
RF (I)	3.65	3.77	8.00	5.53	

6.6.5 Puente “Caracol”

Resistencias

RESIST.	PERFILES						UNIDAD	
	W10x22	W10x26	W10x39	W10x49	W10x77	2LI7.6x6		
Tensión	95.406	229.749	286.902	329.482	449.935	38.527	t	
Compresión	53.265	213.117	276.394	321.446	440.755	9.751	t	
Flexión	X	10.151	19.003	24.075	29.023	43.910	N/A	t-m
	Y	2.563	14.237	22.027	30.381	41.260	N/A	t-m
Cortante	44.370	62.109	100.110	129.487	205.215	N/A	t	

Cargas actuantes

CARGAS (MUERTA)	PERFILES						UNIDAD	
	W10x22	W10x26	W10x39	W10x49	W10x77	2LI7.6x6		
Tensión	9.563	2.138	1.805	5.534	0.000	0.681	t	
Compresión	13.981	26.318	14.160	13.888	23.215	5.155	t	
Flexión	X	0.166	0.213	0.087	0.238	0.017	N/A	t-m
	Y	0.010	0.420	0.504	0.003	0.196	N/A	t-m
Cortante	0.057	0.368	0.067	0.002	0.182	N/A	t	

CARGAS (VIVA)	PERFILES						UNIDAD	
	W10x22	W10x26	W10x39	W10x49	W10x77	2LI7.6x6		
Tensión	25.290	62.679	67.921	136.371	0.000	15.51	t	
Compresión	29.726	52.824	3.596	13.462	32.494	12.11	t	
Flexión	X	0.702	0.876	0.839	0.531	0.104	N/A	t-m
	Y	0.166	0.141	1.150	1.356	0.685	N/A	t-m
Cortante	0.214	3.055	0.535	1.036	0.273	N/A	t	

RATING DE OPERACIÓN							
CARGA	PERFILES						
	W10x22	W10x26	W10x39	W10x49	W10x77	2LI7.6x6	
Tensión	2.01	2.20	2.54	1.43	N/A	1.47	
Compresión	0.74	2.08	43.72	13.72	7.70	N/A	
Flexión	X	8.59	12.97	17.32	32.80	255.77	N/A
	Y	9.31	59.03	11.29	13.58	36.30	N/A
Cortante	125.46	12.23	113.32	75.75	455.09	N/A	
RF (O)	0.74	2.08	2.54	1.43	7.70	1.47	

RATING DE INVENTARIO							
CARGA	PERFILES						
	W10x22	W10x26	W10x39	W10x49	W10x77	2LI7.6x6	
Tensión	3.39	3.63	4.20	2.38	N/A	2.44	
Compresión	1.32	3.54	72.92	22.85	12.85	N/A	
Flexión	X	14.22	21.45	28.59	54.21	422.05	N/A
	Y	15.38	97.99	18.72	22.40	59.95	N/A
Cortante	207.07	20.21	187.00	124.99	751.04	N/A	
RF (I)	1.32	3.54	4.20	2.38	12.85	2.44	

6.6.6 Puente “Buena Vista”

Factor de Rating para momento flexionante

Variables			
Resistencia a momento flexionante	ϕR_u	1260.565	t-m
Solicitación por carga muerta	D	165.795	t-m
Solicitación por carga viva (+ Impacto)	L	250.89	t-m
Factor de carga muerta	γ_D	1.20	1.00
Factor de carga Viva	γ_L	1.65	1.00
Factor de corrección	Cf	1.00	1.00

RF (O) = 2.56

RF (I) = 4.36

Factor de Rating para fuerza cortante

Factor de rating para los extremos								
Perfil	ϕR	V.dead	V.live	γ_d	γ_l	cf	RF	
1	814.59	60.77	107.13	1.2	1.65	1	4.20	RF (O)
				1	1	1	7.04	RF (I)

Factor de rating para el centro del claro								
Perfil	ϕR	V.dead	V.live	γ_d	γ_l	cf	RF	
1	814.59	0.196	23.93	1.2	1.65	1	20.62	RF (O)
				1	1	1	34.03	RF (I)

De acuerdo con lo establecido por el SIPUMEX, se tomará como FR para cada puente, el menor de los valores obtenidos para cualquiera de los elementos, así como de la solicitación para la cual se presente dicho valor.

De acuerdo con la definición anterior el Factor de Rating para la superestructura de cada uno de los puentes revisados queda como sigue:

PUENTE	Factor de Rating	
	Operación	Inventario
Papaloapan	0.86	1.44
Nautla	0.82	1.37
Raudal	1.02	1.69
Jimba	1.61	2.62
Caracol	0.74	1.32
Buena Vista	2.56	4.36

Tabla 6.9 Valores de Factor de Rating para cada uno de los puentes evaluados

De acuerdo con la filosofía en la que se basa la ecuación del Factor de Rating, el valor de dicho factor representa cual es la capacidad de la estructura o elemento estudiado con respecto a la demanda de resistencia. Teóricamente una estructura en condiciones ideales deberá arrojar un valor de FR igual a la unidad, lo que quiere decir que el elemento está diseñado de forma adecuada para resistir la carga de diseño. Cuando el FR es mayor a la unidad indica que el elemento o estructura se encuentra sobrediseñado, es decir, tiene más capacidad de la necesita para lo que fue diseñado.

Por otro lado, cuando el valor del FR es menor a la unidad nos indica que la estructura solamente posee un porcentaje de la capacidad necesaria para lo que fue diseñada, es decir, podría fallar si se presenta la configuración de carga de diseño.

En los puentes Nautla y Papaloapan la zona central del claro presenta una resistencia al cortante menor a la demanda. El valor del FR mostrado en la tabla, es el correspondiente a esa sección; en otras secciones, más cercanas a los extremos, la resistencia es satisfactoria al igual que la resistencia al momento flexionante.

En el caso del puente Caracol, el valor tomado finalmente como FR corresponde a un elemento diagonal de la armadura, el cual posee una resistencia a la compresión menor a la demandada específicamente para ese sólo elemento y que podría llegar a no ser crítico en caso de fallar, podrían otros elementos tomar el exceso de carga evitando así el colapso de la estructura.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez presentados los resultados obtenidos en este trabajo, y con base en los criterios utilizados para valorar los factores obtenidos, se ha llegado a las siguientes conclusiones y se proponen algunas recomendaciones:

7.1 CONCLUSIONES

- La mayor parte de los puentes presenta un FR satisfactorio (igual o mayor a la unidad), con lo cual se determina que se encuentran en condiciones óptimas de resistencia para el transporte de la carga móvil que actualmente transita por las carreteras de México.
- Los puentes Nautla, Papaloapan y Caracol presentan valores de RF menores que la unidad, con lo cual se determina que dichos puentes podrían no tener la capacidad para el transporte de las cargas móviles actuales.

A pesar de que solamente en una de las secciones revisadas (para el caso de Nautla y Papaloapan) se presentó un $FR < 1.0$, es preciso tomarlo como el FR representativo del puente, ya que de presentarse la condición de carga de evaluación, la superestructura podría fallar y tomando en consideración que ese factor se presentó al evaluar la resistencia al cortante en la sección central del claro y siendo este modo de falla un modo crítico, es preciso tomar la precaución debida.

Para el caso del puente Caracol, el $FR < 1.0$, corresponde a un elemento de la armadura. Es sabido que en las armaduras existen elementos redundantes, los cuales podrían resultar no ser críticos al momento de fallar, ya que el excedente de carga sería tomado por otros elementos con la capacidad para ello. Pero de igual forma se considera y se establece ese valor de FR como el de la superestructura en su totalidad.

- A pesar de ser estructuras con edad aproximada de 50 años, poseen capacidad para soportar cargas móviles que se han ido incrementando con el paso del tiempo. Esto nos indica que los puentes se encuentran sobrediseñados, o que han sido reforzados.
- Es importante realizar trabajos de inspección y mantenimiento en los periodos establecidos, esto con la finalidad de detectar problemas en edades tempranas y tomar acciones preventivas y evitar de esta forma las acciones correctivas, las cuales llegan a ser más caras, laboriosas y que implican el cierre de vialidades al realizar los trabajos.

7.2 RECOMENDACIONES

- Realizar una inspección más detallada de las condiciones de la superestructura, para así tener un completo conocimiento del estado real en que se encuentra la superestructura y con ello poder realizar modelos matemáticos más confiables. (Recordemos que este trabajo fue realizado con modelos que consideran condiciones similares a las que tiene un elemento cuando es recién construido).
- Respetar los intervalos establecidos de 2 años como mínimo para realizar la evaluación de la capacidad de carga, esto cuando no haya eventos que ameriten evaluaciones en intervalos más cortos de tiempo.
- Realizar evaluación de la capacidad de carga de la estructura completa del puente (integrando la evaluación de la subestructura), llevando a cabo un análisis sísmico y de condiciones extremas tales como fuertes avenidas de agua, ciclones y huracanes.
- Actualizar la información que se posee de los puentes, ya que en algunos casos los planos no coinciden con las condiciones actuales y esto lleva a malas consideraciones en los modelos, así como un mayor tiempo en las actividades de inspección al ser necesario tomar datos de la geometría actual de los elementos.
- Las dependencias encargadas del tráfico de vehículos pesados en las carreteras del país deben ser más estrictas con el cumplimiento de los pesos máximos en los vehículos, ya que éstos son en una gran medida excedidos, lo cual provoca daños de consideración en las estructuras y una vida útil menor para la cual se ha diseñado.

ANEXOS

En estos anexos se presenta la metodología utilizada para la revisión de la resistencia a cortante y momento flexionante de los elementos principales en los diferentes puentes revisados. Para las traveses de concreto prefabricadas se utilizó como base lo establecido en el manual para diseño de elementos prefabricados de ANIPPAC, el cual fue elaborado en colaboración con investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM y que hace una combinación de las NTC 2004 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y el código ACI de los Estados Unidos de América. Para los perfiles metálicos se utilizó únicamente lo establecido en las NTC 2004

A.1 ELEMENTOS DE CONCRETO

A.1.1 Resistencia a flexión

Lo primero que se tomó en consideración fueron las propiedades geométricas de la sección revisada. A manera de ejemplo, se tomará la sección transversal de las traveses del puente Nautla. En la siguiente tabla se muestran las propiedades de la sección.

Propiedades de la sección	
Área	8732 cm ²
Peralte (H)	190 cm
Peralte efectivo (d)	177.23 cm
Ancho del Alma (bw)	22.5 cm
Espesor del patín a compresión (tf)	16 cm
Longitud del claro L	
Propiedades de los materiales	
f'c de las traveses	450 kg/cm ²
f'c de las losas	450 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del concreto (E)	2969848481 kg/cm ²
Número de torones	13
Área de los torones	4.62 cm ²
Esfuerzo de ruptura de los torones	15000 kg/cm ²

Tabla A.1 Propiedades de la sección transversal de la trabe del puente Nautla

Procedemos primeramente a obtener la excentricidad del conjunto de torones, con lo que posteriormente podremos saber el brazo de palanca entre las fuerzas de tensión y compresión; para tal efecto utilizamos la siguiente expresión.

$$e = \frac{\sum_i^n N_i * e_i}{N_t} \tag{A.1.1.1}$$

donde:

- N_i.- Número de torones en el lecho “i”
- N_t.- Número total de torones en la sección
- n.- Número de lechos de torones dentro de la sección
- e_i.- Distancia de la fibra extrema en tensión, al centroide del lecho “i” de torones en cm
- e.- Excentricidad del conjunto de torones en la sección en cm

Una vez establecida dicha expresión, procedemos a realizar el cálculo de la excentricidad.

$$e = \frac{(3 \times 6) + (3 \times 10) + (3 \times 14) + (3 \times 18) + (1 \times 22)}{13} = 12.77 \text{ cm}$$

Otro dato que necesitamos conocer es el ancho efectivo del patín de la trabe T, el cual para este caso, donde se encuentra unido a una losa que conecta los patines de las traves adyacentes, se tomará como el menor de los siguientes valores, establecidos por la AASHTO.

$$be = \left\{ \begin{array}{l} bw + 12tf \\ S \\ L/4 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 214.5 \\ 226 \\ 1075 \end{array} \right\} \text{ cm}$$

Nota: Para el primero de los límites se consideró el promedio de los anchos de alma, debido a que la sección varía de los extremos al centro; se utilizó un valor de 22.5 cm

Los valores mostrados arriba se establecen para las traves centrales en caso de que la cubierta esté formada por más de 2 de ellas; en este trabajo se revisó una de las traves centrales, por tal motivo se muestran dichos valores únicamente.

Una vez obtenidos los valores se toma el menor de ellos como ancho efectivo del patín. Puesto que los módulos de elasticidad son iguales tanto para las traves como para las losas de unión, no es necesario obtener un ancho equivalente, el cual es resultado de modificar el ancho efectivo por un factor de reducción, dado éste por la relación entre los diferentes módulos de elasticidad.

Para este trabajo no se consideró la sobrelosa o carpeta asfáltica como parte de la sección compuesta, con la finalidad de ser más conservadores en el cálculo de la resistencia nominal.

El siguiente paso a realizar es la obtención del área que tomará la fuerza de compresión. Por equilibrio interno de esfuerzos se supone que la compresión debe ser igual a la tensión, por lo tanto la compresión será la misma que la tensión última a la que se pueden someter los torones. Dicha fuerza se obtiene de la siguiente manera:

$$Tensión\ última\ (Tu) = (Esfuerzo\ a\ la\ ruptura) \times (\text{área total de acero de preefuerzo})$$

$$Tu = 15000 \text{ kg/cm}^2 \times 13 \times 4.62 \text{ cm}^2 = 900900 \text{ kg}$$

De acuerdo con lo mencionado con anterioridad, con respecto al equilibrio de las fuerzas internas en la sección, tenemos:

$$T = C \tag{A.1.1.2}$$

Basándonos en esta hipótesis podemos obtener el área de la zona de compresión utilizando el valor de la fuerza de tensión.

$$Ac = \frac{Tu}{f''c} = \frac{900900}{0.85 \times 0.8 \times 450} = 2944.12 \text{ cm}^2 \tag{A.1.1.3}$$

donde:

f^*c .- $0.85 * f^*c$ (donde f^*c es la resistencia reducida a la compresión con valor de $0.8 f^*c$) en kg/cm^2

Partiendo del valor del área podemos determinar la profundidad del bloque de compresión denominado “a”. Basta determinar la dimensión vertical de dicha área, para lo cual utilizamos en valor del ancho efectivo calculado con anterioridad.

$$a = \frac{Ac}{be} = \frac{2944.12}{214.5} = 13.73 \text{ cm} \quad (\text{A.1.1.4})$$

Conocido el valor de “a” sabemos dónde colocar la fuerza de compresión y por consiguiente el brazo de palanca entre las fuerzas internas. Con este valor podemos obtener el valor de la porción de la resistencia al momento actuante que proporcionan los tendones internos de la sección, al cual llamaremos Mr_1 .

$$Mr_1 = Fr * (Tu * d - \frac{a}{2}) \quad (\text{A.1.1.5})$$

$$Mr_1 = 0.9 * \left[900900 * \left(177.23 - \frac{13.73}{2} \right) \right] * 10^{-5} = 1381.34 \text{ Ton} - m$$

donde:

Mr_1 . – Momento resistente debido al acero de preesfuerzo interno en Ton - m

Fr . – Factor de reducción de resistencia

Tu . – Tensión última de los cables de acero internos en kg

El valor del factor de resistencia ya se encuentra establecido en las diferentes normatividades de diseño. El valor del factor de resistencia establecido para flexión es de 0.9.

Para continuar con el procedimiento es necesario obtener la porción de resistencia que aportan los tendones exteriores, los cuales fueron colocados como parte de un trabajo de refuerzo a la superestructura. Solamente los puentes Nautla y Papaloapan presentan este refuerzo externo; para los otros dos puentes de concreto el procedimiento termina ahí, quedando como resistencia nominal la proporcionada por el acero de refuerzo interno.

El procedimiento es exactamente el mismo; a continuación se muestran las propiedades de los cables externos así como el valor de los parámetros que cambian en las operaciones.

Área de acero (2 cables de 12 torones de ½")	23.76 cm^2
Esfuerzo a ruptura de los tendones (F_{su})	19000 kg/cm^2
Peralte efectivo (d)	212.5 cm
Tensión última/Compresión	451440 kg

A la porción de la resistencia a momento proporcionada por el refuerzo externo le llamaremos Mr_2

$$Mr_2 = 0.9 * \left[451440 * \left(212.5 - \frac{13.73}{2} \right) \right] * 10^{-5} = 835.49 \text{ Ton} - m$$

Por tanto, el momento resistente total es la suma de la resistencia proporcionada de ambos grupos de torones, el interno y el externo.

$$Mr = Mr_1 + Mr_2 = 2216.83 \text{ Ton} - m$$

A.1.2 Resistencia a cortante

La resistencia a la fuerza cortante fue evaluada empleando dos diferentes criterios: el de las Normas Técnicas Complementarias (NTC), del reglamento de construcciones del DF del año 2004, y el criterio del código ACI-318M. Se obtuvieron los valores de fuerza cortante con cada una de las formas establecidas en dichos códigos de diseño y se compararon para determinar el menor de los valores calculados y tomar ese valor como la resistencia nominal en la sección. Esta forma de evaluar la resistencia es válida para usar en la práctica en México; como se mencionó al principio de este capítulo, estas consideraciones se tomaron del manual para diseño de elementos preesforzados y prefabricados de ANIPPAC.

El valor de la resistencia a cortante se debe calcular en al menos las siguientes secciones:

- H/2 a partir del paño (Mitad del peralte)
- Donde terminan los torones
- Donde hay cambio de dirección en los torones
- Donde hay cargas concentradas
- Longitudes específicas como L/4, L/8 y L/2

Las fórmulas para la obtención del cortante resistente se muestran a continuación:

- De acuerdo con las NTC-2004, para elementos con preesfuerzo total, como es en este caso, se utiliza

$$V_{cr} = Fr * bw * dp * \left(0.15 * \sqrt{f^*c} + 50 * \frac{V * dp}{M} \right) \quad (\text{A.1.2.1})$$

donde:

- V_{cr}.- Resistencia al cortante que proporciona el concreto
- Fr.- Factor de reducción de resistencia (0.8) para cortante
- bw.- Ancho del alma
- dp.- Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de preesfuerzo
- V.- Cortante actuante en la sección
- M.- Momento flexionante actuante en la sección

- De acuerdo con el código ACI-318M el valor del cortante que proporciona el concreto será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

$$V_{ci} = Fr * 0.16 * bw * dp * \sqrt{f'c} + V_{pp} + \frac{V_{sc} * M_{agr}}{M_{sc}} \quad (A.1.2.2)$$

$$V_{cw} = Fr * bw * dp * (0.93 * \sqrt{f'c} + 0.02 * f_{cc}) + V_p \quad (A.1.2.3)$$

donde:

- V_{ci}, V_{cw} .- Resistencia al cortante que proporciona el concreto
- Fr.- Factor de reducción de resistencia (0.8) para cortante
- bw.- Ancho del alma
- dp.- Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de preesfuerzo
- V_{pp} .- Cortante debido al peso propio del elemento
- V_{sc} .- Cortante debido a la sobrecarga muerta y viva sobrepuestas sin incluir pero propio
- M_{sc} .- Momento flexionante debido a la sobrecarga muerta y viva sobrepuestas sin incluir pero propio
- M_{agr} Momento que produce el agrietamiento por flexión y que se determina como lo establece la ecuación A.2.4
- f_{cc} .- Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza preesforzante efectiva
- V_p .- Componente vertical de la fuerza preesforzante efectiva

$$M_{agr} = \frac{I}{Y_i} * \left(\frac{P * e'}{I} * Y_i + \frac{P}{A} + 2 * \sqrt{f'c} \right) \quad (A.1.2.4)$$

donde:

- I.- Momento de inercia de la sección
- Y_i .- Posición del eje neutro con relación a la fibra extrema a tensión
- P.- Fuerza de preesfuerzo efectiva
- e.- Excentricidad de los tendones de preesfuerzo
- A.- Área de la sección transversal

Obtendremos las resistencias con las diferentes fórmulas mostradas y conforme se vaya desarrollando el proceso se irá describiendo la forma de obtener las variables involucradas.

Para estas fórmulas, las NTC establecen que el producto (bw*dp) deberá ser aumentado sumándole el cuadrado del espesor del patín superior de la sección cuando éste se encuentre en compresión. [(bw*dp) + t²].

A.1.2.1 NTC-2004

La expresión para obtener la resistencia al corte que establecen las normas contiene 3 parámetros que varían en cada sección revisada y son: el peralte efectivo, el cortante y el momento flexionante

actuantes. Estos dos últimos los obtenemos directamente del análisis y son mostrados más adelante en estos anexos.

Para el cálculo de las resistencias, la relación $V \cdot dp / M$ no deberá tomarse mayor a 1, aunque así lo den los cálculos. En esta fórmula el valor del peralte efectivo cambia ya que en cada sección los torones se encuentran en diferente posición debido a la de trayectoria que poseen.

El valor del peralte efectivo lo obtenemos restando del peralte total la excentricidad que en cada sección tengan los torones involucrados, para lo cual es necesario calcular dicha excentricidad; y se hace de la misma forma que se realizó para el cálculo de la resistencia a momento. A manera de ejemplo se muestra el cálculo de la excentricidad para la primera sección, la cual se encuentra a $H/2$ (95 cm) del apoyo de la trabe.

Al momento de obtener el centroide de los torones en cada sección se considera también el refuerzo externo firmado por 2 tendones de 12 torones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro cada uno, y puesto que no poseen la misma área, se obtuvo el equivalente de áreas para los 2 tendones externos lo cual se muestra como sigue:

$$A_e = (12 * A_i) / A_j \tag{A.1.2.1.1}$$

donde:

- Ae.- Área equivalente (adimensional)
- Ai.- Área de un torón de $\frac{1}{2}$ " de diámetro (cm^2)
- Aj.- Área de un torón interno (cm^2)

$$A_e = \frac{12 * 0.99}{4.62} = 2.57$$

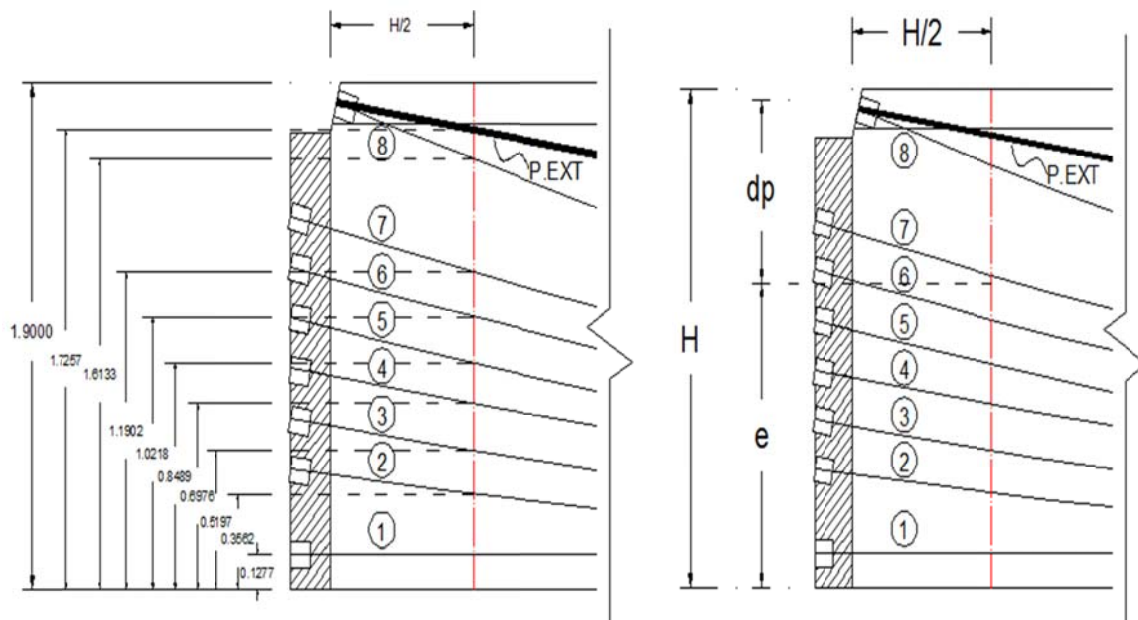


Fig. A.1 Ubicación de los cables y del centroide del conjunto de cables

$$e = \frac{12.77 + 35.62 + 51.97 + 69.76 + 84.89 + 102.18 + 119.02 + 161.33 + (2 * 2.57 * 172.57)}{8 + (2 * 2.57)} = 116.02 \text{ cm}$$

$$dp = H - e = 190 - 116.02 = 73.98 \text{ cm}$$

Esta excentricidad se le resta al peralte total para obtener el valor del peralte efectivo. Y esto se hace en cada sección revisada.

La siguiente tabla muestra los valores de las variables en las diferentes secciones revisadas, los valores en las tablas se encuentran en kg y cm.

DATO	Distancia del apoyo a la sección revisada						
	H/2 0.95	T9 3.3	T10 5.88	T11 8.3	T12, L/4 10.75	T13 13.4	L/2 21.5
bw	30	30	30	30	30	30	16
dp	73.98	100.01	127.19	145.74	156.22	161.56	177.23
V	157856.4	138950.2	124209.9	115901.5	96967.8	82757	38854.7
M	22113545	47871340	74118150	95751260	115565210	132648250	156156790
Vcr	57926.68	45224.49	43985.87	43196.11	37168.59	32191.64	12492.75

Tabla A.1.2.1 Propiedades de las secciones revisadas a cortante (NTC-2004)

A.1.2.2 ACI-318M

Dentro de las expresiones para obtener el cortante resistente con este criterio encontramos factores que dependen de los torones interiores colocados en la trabe. En la primera expresión, para obtener el V_{ci} , es necesario conocer el valor del cortante y el momento flexionante actuantes debidos a la sobrecarga. Esos valores los obtenemos directamente del análisis y como ya se mencionó anteriormente, dichos valores se muestran en tablas posteriormente.

Para obtener el valor de V_{ci} es necesario primero calcular el valor del momento de agrietamiento (M_{agr}) y para tal efecto es necesario conocer el valor de la fuerza preesforzante efectiva, la excentricidad de los torones en cada sección revisada y otros factores propios de la sección, como el momento de inercia y la ubicación del eje neutro.

Propiedad	Extremos	Centro
Área (A)	7487 cm ²	5688 cm ²
Momento de Inercia (I)	37360000 cm ⁴	33210000 cm ⁴
Posición del eje neutro con respecto a la fibra extrema en tensión (Yi)	122.85 cm	127.93 cm
Posición del eje neutro con respecto a la fibra extrema en compresión (Ys)	67.15 cm	62.07 cm
Módulo de sección Inferior (Si)	304100 cm ³	259600 cm ³
Módulo de sección superior (Ss)	556402.17 cm ³	137300 cm ³

Tabla A.1.2.2 Propiedades de la sección simple de la trabe Nautla

Continuando con el proceso para obtener el momento de agrietamiento es necesario conocer la fuerza de preesfuerzo en cada sección, así como la excentricidad de esa fuerza con respecto al eje neutro.

Debido a la trayectoria de los torones y puesto que en cada sección el número de torones involucrados varía, se utilizó hizo una simplificación para obtener la componente horizontal y vertical del preesfuerzo. Se muestra solamente el ejemplo para la sección ubicada a $H/2$ del apoyo.

Como se muestra en la figura, se obtuvo el ángulo de entre la horizontal y una línea recta tangente a la trayectoria del torón. Si los ángulos son semejantes se utilizará el ángulo promedio y si es el caso, se utilizan más de un ángulo promedio para los torones que tengan ángulos semejantes, excepto para los torones del refuerzo externo, para ese refuerzo se respeta el ángulo real que poseen. Con ese ángulo se descompone la fuerza de los torones en sus componentes ortogonales para utilizar cada componente en la ecuación correspondiente.

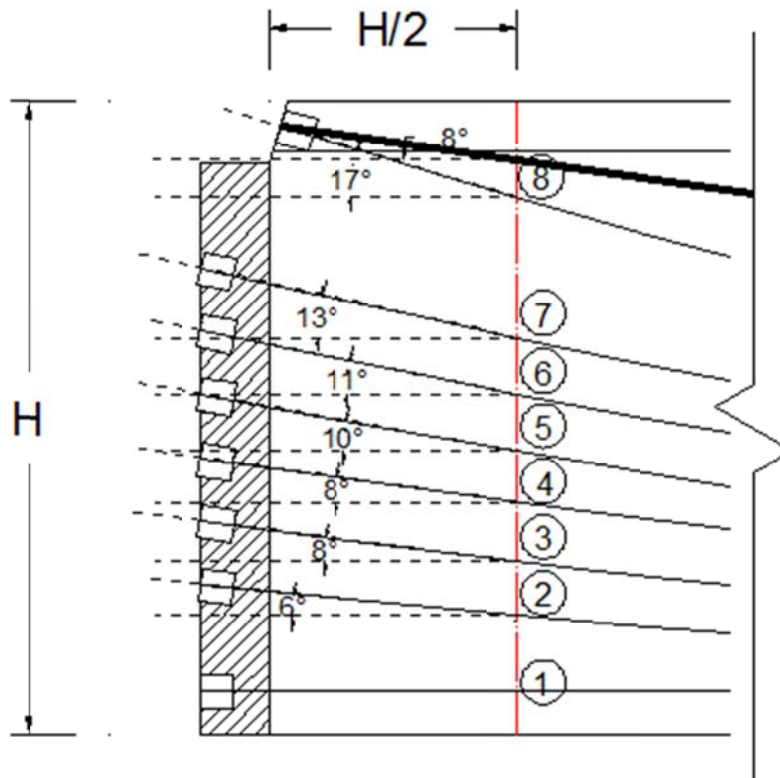


Fig. A.2 Obtención de los ángulos de trayectoria de torones para tal sección

Para esta sección el ángulo promedio de los torones internos fue de 10° . La fuerza debida al preesfuerzo en esa sección se obtuvo como se muestra.

$$P_x = (\text{Num. de torones} * 0.8 * 0.7 * A_t * f_{su}) * \cos \theta \quad (\text{A.1.2.2.1})$$

$$P_y = (\text{Num. de torones} * 0.8 * 0.7 * A_t * f_{su}) * \text{sen} \theta \quad (\text{A.1.2.2.2})$$

donde:

- 0.8.- Porcentaje de fuerza efectivas (descontando pérdidas)
- 0.7.- Porcentaje de tensión del cable respecto a su esfuerzo último
- At.- Área del torón
- Fsu.- Esfuerzo último a la ruptura

Para obtener el brazo de palanca (e') entre la fuerza de preesfuerzo y el eje neutro, simplemente se resta a la posición del eje neutro (Y_i), la posición del centroide del conjunto de torones para cada sección.

$$e' = Y_i - e \quad (A.1.2.2.3)$$

Otro parámetro que necesitamos conocer es el esfuerzo de compresión en el eje neutro (f_{cc}), debido a las cargas a las que es sometida la trabe. Este valor lo obtenemos de los diagramas de esfuerzo interno que son resultado de sumar los esfuerzos generados por las diferentes condiciones de carga.

Para obtener los esfuerzos debidos a carga muerta y varga viva es necesario conocer el momento flexionante actuante en la sección debida a un particular caso de carga, por ejemplo el peso propio de la trabe (PP). Una vez que se conoce el momento flexionante se procede a dividir ese valor entre el valor del módulo de sección superior e inferior (S_i , S_s), para conocer el valor del esfuerzo en las fibras extremas de tensión y compresión. Los valores de los módulos de sección de la sección se muestran en la tabla A.2.1.2.

Sabiendo que los esfuerzos debidos a las cargas vivas y muertas son de compresión en la fibra superior y de tensión en la fibra inferior, se colocará el signo negativo a los esfuerzos debidos a esas cargas.

Los esfuerzos provocados por los torones son obtenidos mediante las siguientes expresiones, sabiendo que el esfuerzo es la suma de la presión generada por la componente axial de la fuerza dividida entre el área, el cual es de compresión, sumado a los esfuerzos que genera el momento provocado por la excentricidad de la componente axial de dicha fuerza y el cual es dividido entre el módulo de sección correspondiente. Dicho esfuerzos se consideran con signo opuesto a los generados por las cargas muertas y vivas, ya que el preesfuerzo genera tensiones en la parte superior de la trabe y compresiones en la parte inferior.

- Para esfuerzos superiores

$$f_{pi} = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e'}{S_i} \quad (A.1.2.2.4)$$

- Para esfuerzos inferiores

$$f_{ps} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e'}{S_s} \quad (A.1.2.2.5)$$

Las siguientes tablas muestran los valores de los esfuerzos en cada una de las secciones así como la sumatoria entre ellos, lo cual nos da el valor del esfuerzo total en cada extremo.

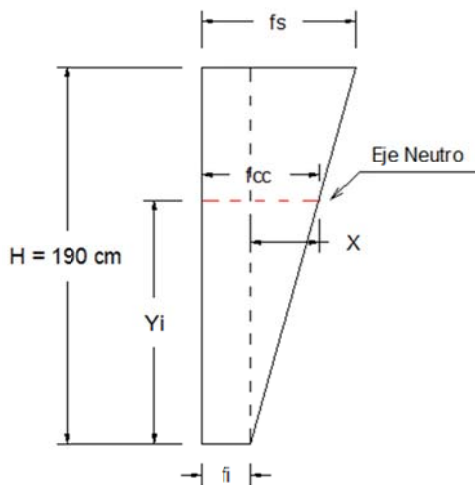
Esfuerzos inferiores (kg/cm ²)							
CARGA	Secciones						
	0.95 m	3.3 m	5.88 m	8.3 m	10.75 m	13.4 m	21.5 m
PP	-16.82	-50.01	-82.16	-107.97	-129.82	-149.18	-204.79
SCM	-3.18	-9.57	-15.60	-20.48	-24.71	-28.27	-38.72
MOVIL	-26.62	-45.65	-66.94	-85.07	-103.15	-118.46	-164.28
PFZO	71.61	127.41	193.39	246.59	285.15	313.87	437.73
SUMA	25.00	22.17	28.69	33.07	27.46	17.96	29.94

Tabla A.1.2.3 Sumatoria de esfuerzos en la fibra inferior

Esfuerzos superiores (kg/cm ²)							
CARGA	Secciones						
	0.95 m	3.3 m	5.88 m	8.3 m	10.75 m	13.4 m	21.5 m
PP	9.19	27.34	44.90	59.01	70.96	81.53	387.20
SCM	1.74	5.23	8.52	11.19	13.51	15.45	73.22
MOVE1	14.55	24.95	36.59	46.49	56.38	64.74	76.65
PFZO	52.28	28.07	-1.03	-23.63	-38.42	-47.73	-533.39
SUMA	77.76	85.59	88.99	93.07	102.42	113.99	3.67

Tabla A.1.2.4 Sumatoria de esfuerzos en la fibra superior

Una vez conocidos los valores de los esfuerzos superiores e inferiores en cada una de las secciones, procedemos a obtener el valor del esfuerzo en el eje neutro de la sección, para lo cual nos apoyamos en la regla de los triángulos semejantes como se muestra en la figura.



Partiendo de la igualdad:

$$\frac{f_s - f_i}{H} = \frac{X}{Y_i}$$

Despejamos X:

$$X = \frac{f_s - f_i}{H} * Y_i$$

Obtenemos fcc:

$$f_{cc} = X + f_i$$

Fig. A.3 Determinación del valor del esfuerzo de compresión en el eje neutro

De esa misma forma se procede para todas las secciones analizadas tomando la precaución de considerar correctamente la semejanza de los triángulos de acuerdo a la forma del diagrama de esfuerzos.

Una vez que se ha descrito cada una de las variables involucradas en las fórmulas, así como la manera de obtenerlas, se muestra a continuación una tabla que contiene el valor de cada variable para cada sección revisada, así como las resistencias obtenidas.

DATOS	SECCIONES						
	0.95 m	3.3 m	5.88 m	8.3 m	10.75 m	13.4 m	21.5 m
P	556093.5	594311.9	636657.4	676054.9	714273.4	753081.4	757310.4
e'	6.83	32.86	60.04	78.59	89.07	94.41	115.16
Magr	34676817	51643273	71707995	87887850	99612507	108345136	124650194
Vpp	46066.6	41658.5	35829.1	30449.9	25745.3	18436.2	2122.3
Vsc	8976.76	7943.1	6857.6	5984.6	4873.77	3604.07	147.915
Msc	966417.6	2911010	4756036	6228801	7514865	8633114	10052824
Fcc	59.11	63.18	67.68	71.87	75.93	80.05	12.95
Vp	53911.5	60650.5	20216.8	13477.9	20216.8	20216.8	0
Vci	381703.5	196108.9	152757.4	128426.6	103883.6	77201.6	11464.9
Vcw	137851.9	144953.1	104920.8	98555.4	105656.6	106024.4	44249.6

Tabla A.1.2.5 Propiedades de la sección y resistencias de acuerdo al ACI-318M

Una vez obtenidas las resistencias con los dos criterios establecidos, podemos realizar la comparación de ellas para tomar como resistencia nominal la menor entre todas ellas.

Con lo anterior queda descrito el procedimiento para evaluar la resistencia de las trabes prefabricadas de concreto. En cada uno de los puentes de concreto las propiedades son distintas y el proceso puede variar, aunque no de forma significativa, todo se realiza con el mismo criterio.

A.2 ELEMENTOS DE ACERO

El proceso de revisión de la resistencia en elementos metálicos, como se menciona al principio de estos anexos, se basó únicamente en lo que establecen las Normas Técnicas Complementarias para el reglamento de construcciones del Distrito Federal. Se revisaron la resistencia a flexión, compresión, tensión y cortante, para el puente Caracol, el cual por estar construido mediante armaduras está sometido a ese tipo de sollicitaciones. Para el puente Buena Vista la revisión se limitó a flexión y cortante.

A.2.1 Resistencia a flexión

Al revisar la resistencia a flexión es importante determinar si el perfil se encuentra soportado lateralmente mediante el sistema de piso u otros perfiles. Esto con la finalidad de escoger correctamente la fórmula para obtener la resistencia.

Para elementos no soportados lateralmente donde el pandeo lateral pudiera ser crítico (como es el caso de algunos elementos en la armadura del puente Caracol), se debe determinar la longitud máxima a la que el miembro puede desarrollar el momento plástico, esto sin exigir capacidad de rotación (Lu), así como la longitud a partir de la cual el pandeo lateral podría existir y que separa los intervalos de revisión (Lr).

Las ecuaciones para obtener dichas longitudes son:

- Para secciones I

$$Lu = \frac{\sqrt{2} * \pi}{Xu} * \sqrt{\frac{E * Ca}{G * J}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + Xu^2}} \quad (A.2.1.1)$$

$$Lr = \frac{\sqrt{2} * \pi}{Xr} * \sqrt{\frac{E * Ca}{G * J}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + Xr^2}} \quad (A.2.1.2)$$

donde:

$$Xu = 4.293 * C * \frac{Z * fy}{G * J} * \sqrt{\frac{Ca}{Iy}} \quad (A.2.1.3)$$

$$Xr = \frac{4}{3} * C * \frac{Z * fy}{G * J} * \sqrt{\frac{Ca}{Iy}} \quad (A.2.1.4)$$

y Ca.- Es la constante de torsión por alabeo de la sección, la cual se calcula con:

$$Ca = \frac{Iy * hw^2}{4} \quad (A.2.1.5)$$

- C.- Factor dependiente de la forma en que se flexiona el perfil
- E.- Módulo de elasticidad del acero
- G.- Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante
- J.- Constante de torsión de St. Venant
- Fy.- Esfuerzo de fluencia del acero
- Iy.- Momento de inercia de la sección con respecto al eje Y
- Z.- Módulo de sección plástico

- Para perfiles de sección transversal rectangular

$$Lu = 0.91 * \frac{E}{C * Z * f_y} * \sqrt{I_y * J} \quad (\text{A.2.1.6})$$

$$Lr = 2.92 * \frac{E}{C * Z * f_y} * \sqrt{I_y * J} \quad (\text{A.2.1.7})$$

Una vez que se han determinado dichas longitudes es posible determinar la ecuación que se utilizará para obtener la resistencia.

- Cuando el pandeo lateral no es crítico ($L \leq Lu$)

- Para secciones 1 o 2

$$M_R = F_R * Z * F_y \quad (\text{A.2.1.8})$$

- Para secciones tipo 3

$$M_R = F_R * S * F_y \quad (\text{A.2.1.9})$$

donde:

S.- es el módulo de sección elástico

Para secciones tipo 4 se utilizan consideraciones especiales, las cuales no se muestran debido a que no fueron utilizadas en este trabajo.

- Cuando el pandeo lateral es crítico ($L > Lu$)

- Para secciones tipo 1 o 2

- Si $M_u > \frac{2}{3} M_p$

$$M_R = 1.15 * F_R * M_p * \left(1 - \frac{0.28 * M_p}{M_u}\right) \quad (\text{A.2.1.10})$$

- Si $M_u \leq \frac{2}{3} M_p$

$$M_R = F_R * M_u \quad (\text{A.2.1.11})$$

donde:

Mp.- Momento plástico resistente nominal de la sección (Mp = Z*Fy)

Mu.- Momento resistente nominal del perfil cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico.

$$M_u = \frac{\pi}{C * L} * \sqrt{E * I_y * G * J + \left(\frac{\pi * E}{L}\right) * I_y * C_a} = \frac{\pi * E}{C * L} * \sqrt{I_y * \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 * C_a\right]} \quad (\text{A.2.1.12})$$

A.2.2 Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión se obtuvo utilizando las fórmulas establecidas para secciones con dos ejes de simetría, cajón u otra forma cualquiera para la cual pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión.

De todos los perfiles utilizados en la armadura del puente Caracol, así como en el puente Buena Vista, el único perfil que no cumple con la especificación anteriormente citada es el formado por dos ángulos LI 7.6x6. Por ser un elemento cuya principal aportación no es para resistir compresión no se consideró necesario revisarlo de forma diferente.

La expresión para obtener la resistencia a la compresión es la siguiente:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} * A_t * F_R \quad (\text{A.2.2.1})$$

donde:

F_R . – Factor de resistencia igual a 0.9

A_t . – Área total de la sección

n . – Coeficiente adimensional dependiente de la forma en que fue creado el perfil. Para este caso se tomó igual a 1.4 correspondiente para perfiles laminados.

λ . – Parámetro de esbeltez que vale:

$$\lambda = \frac{K * L}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 * E}}$$

K . – Factor de longitud efectiva = 1.0 para este caso

r . – Radio de giro de la sección correspondiente con uno de los ejes ortogonales

A.2.3 Resistencia a tensión

Cuando se determina la resistencia a la tensión se consideran 2 posibles formas de falla; el flujo plástico en la sección total o bien, la fractura en el área neta. Para este trabajo se obtuvo la resistencia para cada uno de los modos de falla y se tomó la menor de ellas como la resistencia de la sección. Esto debido a que se desconoce la forma de conexión de los elementos.

- Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = A_t * F_y * F_R \quad (A.2.3.1)$$

donde:

Todos los parámetros son conocidos. F_R se tomará igual a 0.9

- Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_e * F_u * F_R \quad (A.2.3.2)$$

donde:

A_e . – Área neta efectiva igual a:

$$A_e = U * A_t \quad (A.2.3.3)$$

U . – Coeficiente de reducción de área cuyo valor se toma igual a:

0.9 para casos donde los patines poseen un ancho no menos de 2/3 el peralte

0.85 cuando no se cumple la condición anterior

F_u . – Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión (4080 kg/cm²) para acero A-36

A.2.4 Resistencia a cortante

La resistencia a cortante depende exclusivamente del alma, en el caso de secciones I o T, y de las paredes paralelas a la dirección de aplicación de la carga, en el caso de secciones en cajón.

La expresión general para la obtención de la resistencia es la siguiente:

$$V_R = V_N * F_R \quad (A.2.4.1)$$

Donde:

V_N . – Resistencia nominal

F_R . – Factor de resistencia. Para cortante se toma igual a 0.9

Como ya se dijo al inicio de este apartado, la resistencia depende del alma. A continuación se muestran los límites que indican con qué fórmula se obtendrá el valor de la resistencia nominal. Estos límites son comparados con la relación h/t.

- Si, $\frac{h}{t} \leq 0.98 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}}$

$$V_N = 0.66 * F_y * A_a \quad (A.2.4.2)$$

Falla debida a cortante por endurecimiento por deformación

- Si, $0.98 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.12 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}}$

$$V_N = \frac{0.65 * \sqrt{E * F_y * k}}{h/t} * A_a \quad (A.2.4.3)$$

Falla por plastificación del alma

- Si, $1.12 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.40 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}}$ se evalúan dos casos, los cuales dependen del tipo de falla a presentarse. El primero de ellos es el debido a la iniciación del pandeo del alma. Para este caso la resistencia se obtiene con la expresión A.2.4.3.

El segundo de los casos es cuando la falla es debida a la tensión diagonal. Para ese caso la resistencia es obtenida mediante:

$$V_N = \left[\frac{0.65 * \sqrt{E * F_y * k}}{h/t} * \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] * A_a \quad (A.2.4.4)$$

- Si, $\left(1.40 * \sqrt{\frac{E*k}{F_y}} < \frac{h}{t} \right)$ también se consideran dos casos. De igual manera el primero es debido al pandeo del alma, lo que obliga a utilizar la siguiente expresión:

$$V_N = \frac{0.905 * E * k}{(h/t)^2} * A_a \quad (A.2.4.5)$$

El segundo caso es debido a la falla por tensión diagonal. La resistencia a cortante está dada por:

$$V_N = \left[\frac{0.905 * E * k}{(h/t)^2} * \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] * A_a \quad (A.2.4.6)$$

donde para todas las expresiones anteriores:

- Aa.- Área del alma
- h.- Peralte del alma
- t.- Espesor del alma
- a.- Separación de atiesadores transversales en caso de haberlos
- k.- Coeficiente sin dimensiones calculado con la expresión:

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (A.2.4.7)$$

Cuando no existen atiesadores, k se toma igual a 5.0, al igual que cuando la relación a/h es mayor a 3.0

Con lo anterior se termina de explicar la forma de evaluar las resistencias en los diferentes elementos principales de las superestructuras en los puentes evaluados. Todo lo anterior se tomó, como ya se dijo, de las Normas Técnicas Complementarias y del manual de ANIPPAC.