

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE UN CASO ESPECÍFICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE LUZ MEDIANA POR MEDIO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS
FINITOS**

**TRABAJO DE TESIS PRESENTADO POR
JORGE ALFREDO GAITAN BARRIOS
PARA OPTAR AL GRADO ACADÉMICO DE
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**GUATEMALA
2008**

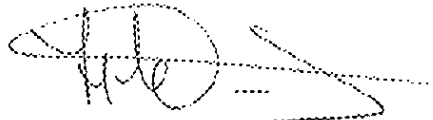
**ANÁLISIS DE UN CASO ESPECÍFICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE LUZ MEDIANA POR MEDIO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS
FINITOS**

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ANÁLISIS DE UN CASO ESPECÍFICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE LUZ MEDIANA POR MEDIO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS
FINITOS**

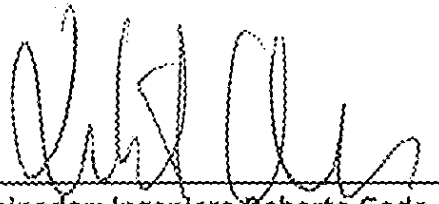
**TRABAJO DE TESIS PRESENTADO POR
JORGE ALFREDO GAITAN BARRIOS
PARA OPTAR AL GRADO ACADÉMICO DE
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**GUATEMALA
2008**

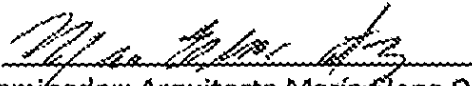


Vo Bo. _____

Asesor y Examinador: Ingeniero Luis Arnoldo Córdova Mejía



Examinador: Ingeniero Roberto Goda



Examinador: Arquitecta María-Elena Ortiz

Fecha de Aprobación: 6 de agosto de 2008

CONTENIDO

	Página
PREFACIO _____	vii
LISTA DE CUADROS _____	viii
LISTA DE FIGURAS _____	ix
RESUMEN _____	xi
CAPITULOS	
I. INTRODUCCIÓN _____	1
II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE ESPECÍFICO _____	6
III. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO POR ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS _____	17
IV. ESPECIFICACIONES AASHTO _____	30
V. ANÁLISIS DEL MODELO TRADICIONAL BAJO DISTINTOS CASOS DE CARGA _____	39
VI. ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA POR MEDIO DE ELEMENTOS FINITOS _____	51
VII. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS _____	60
VIII. CONCLUSIONES _____	66
IX. RECOMENDACIONES _____	67
X. BIBLIOGRAFÍA _____	68
XI. ANEXO _____	70

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
4.1 MOMENTOS MÁXIMOS POR CARGA DE PISTA Y CARGA ESTANDAR. _____	30
4.2 MOMENTOS MÁXIMOS TOMANDO EN CUENTA IMPACTO Y DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA SOBRE LAS VIGAS LONGITUDINALES. _____	31
5.1 CARGAS ADICIONALES SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. _____	44
5.2 COMPARACIÓN DE MOMENTOS MÁXIMOS POR CARGA VEHICULAR. _____	47
5.3 COMPARACIÓN DE CORTANTES MÁXIMOS POR CARGA VEHICULAR. _____	49
6.1 MOMENTO MÁXIMO SOBRE VIGAS T PARA CAMIÓN HS-25. _____	57
6.2 MOMENTO MÁXIMO SOBRE VIGAS T PARA CAMIÓN HL-93. _____	57
6.3 MOMENTO MÁXIMO SOBRE VIGAS T PARA CAMIÓN T3-S2-R4. _____	57
7.1 COMPARACIÓN MOMENTO MÁXIMO PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN HS-25. _____	63
7.2 COMPARACIÓN MOMENTO MÁXIMO PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN HL-93. _____	63
7.3 COMPARACIÓN MOMENTO MÁXIMO PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN T3-S2-R4. _____	64

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 VISTA EN ELEVACIÓN DEL PUENTE NAHUALA.	9
2.2 VISTA EN PLANTA QUE MUESTRA LA TOPOGRAFÍA.	10
2.3 VISTA EN PLANTA DE LA CARPETA DE RODADURA.	11
2.4 ARREGLO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS.	14
2.5 VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL B-B.	15
2.6 VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.	15
3.1 TIPOS DE ELEMENTOS.	19
3.2 GRADOS DE LIBERTAD.	21
3.3 ESTRUCTURA DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.	22
3.4 MODELO DE MALLAS.	25
3.5 DISTINTOS ESPESORES DE LAS MALLAS.	26
3.6 MODELO DE MALLAS CON LA LOSA DE RODADURA.	27
3.7 VISTA AÉREA DEL MODELO DE MALLAS.	28
3.8 VISTA LATERAL DEL MODELO DE MALLAS.	29
4.1 ANCHO LIBRE USADO EN EL ANÁLISIS.	32
4.2 CARGA ESTÁNDAR POR EJE Y CARGA DE PISTA PARA CAMIÓN HS25-44.	33
4.3 CARGA ESTÁNDAR POR EJE Y CARGA DE PISTA PARA CAMIÓN HL-93 (LRFD).	33
4.4 CARGAS POR EJE PARA CAMIÓN T3-S2-R4.	34
4.5 ECUACIÓN 3.10 DE LA AASHTO.	36
4.6 CUADRO 3.22.1A DE LA AASHTO.	37

5.1 ARREGLO DEL LOS ELEMENTOS LINEALES EN EL TABLERO.	40
5.2 ARREGLO DEL LOS ELEMENTOS DE ÁREA EN EL TABLERO.	40
5.3 CONDICIONES DE APOYO PARA EL TABLERO.	41
5.4 CARRILES PARA CIRCULACIÓN DE CARGA VEHICULAR.	41
5.5 DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGA EN EL TABLERO.	44
5.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA PEATONAL EN EL TABLERO.	45
5.7 DISTRIBUCIÓN DE LA SOBRECARGA LINEAL SOBRE LAS VIGAS DE BORDE.	45
5.8 DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LAS VIGAS T Y CARGA VEHICULAR HS-25.	47
5.9 DIAGRAMA DE CORTANTE PARA LAS VIGAS T Y CARGA VEHICULAR HS-25.	49
6.1 PROYECCIÓN DEL LOS CARRILES VEHICULARES SOBRE LA LOSA.	51
6.2 CARGA VIVA EN EL ÁREA PEATONAL DEL PUENTE.	52
6.3 SOBRECARGAS PUNTUALES DEL BARANDAL DEL PUENTE.	53
6.4 ESFUERZOS Y FUERZAS DE MEMBRANA.	56
6.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS F11 SOBRE EL ALMA DE LAS VIGAS.	58
6.6 VISTA DISTRIBUCIÓN FUERZAS F11.	58
6.7 VISTA DISTRIBUCIÓN FUERZAS F11 Y DEFORMACIÓN DEL TABLERO.	59

I.INTRODUCCIÓN

El Huracán Stan fue la décimo octava tormenta tropical y el décimo huracán de la temporada de huracanes del Océano Atlántico en 2005. Una corriente tropical que partió desde la costa africana el 17 de septiembre, formó un área de bajas presiones cuando llegó a la parte occidental del Mar Caribe y se convirtió en una depresión tropical el 1 de octubre. Cerca de las costas de la península de Yucatán se reforzó y desde el día 2 de octubre a las 1:35 CDT (0635 UTC) se comenzó a denominar Tormenta Tropical Stan.

Stan tocó tierra en la península de Yucatán y se redujo a una depresión tropical, pero de nuevo tomó fuerza y emergió en la bahía de Campeche. Para las 4:00 CDT (0900 UTC) del 4 de octubre, ya se había reforzado suficientemente para ser denominado huracán. Stan volvió a tocar tierra más tarde aquella mañana en el centro de la costa este de México, al sur de Veracruz, como un huracán de Categoría 1 en la Escala Saffir-Simpson. Más tarde se debilitó y volvió a ser una tormenta tropical al comienzo de la tarde de aquel día.

Fue una tormenta relativamente fuerte que, mientras se estableció como huracán de Categoría 1 durante un corto período de tiempo, causó inundaciones y desprendimientos de tierra en los países centroamericanos de Belice, Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Haití, Honduras, Nicaragua además del sur de México durante los días 3, 4 y 5 de octubre de 2005. Ocasionó por lo menos 1,620 muertes y alrededor de 3000 desaparecidos.

Los territorios más afectados fueron Guatemala y El Salvador, países en los que se produjeron el mayor número de fallecidos, y donde decenas de comunidades y pueblos quedaron completamente aislados.

La tormenta produjo desprendimientos de tierra, inundaciones y fuertes vientos a lo largo de su recorrido por el sur y este de México y por Centroamérica. 500 mm de

lluvia fueron reportados, lo cual produjo muerte y destrucción. La mayor parte de las inundaciones fueron consecuencia de las bandas exteriores de Stan, así como cuando todavía era una depresión tropical.

La tormenta afectó al 75% del territorio nacional. En el occidente del país, el departamento de Sololá fue uno de los que se vio más afectado, fue el tercer departamento con mayor número de damnificados y el primero con el mayor número de personas fallecidas reportadas (271). La infraestructura en este departamento se vio seriamente afectada, la red vial principal estaba intransitable o transitable con dificultad y muchas comunidades quedaron totalmente incomunicadas.

Una de las rutas más afectadas, fue la ruta interamericana CA-1, uno de los dos ejes principales que recorren el país de este a oeste. Dicha ruta se vio afectada a lo largo de todo el occidente del país debido a los deslizamientos y derrumbes. En el departamento de Sololá, sobre el kilómetro 151, se dio el colapso total de la ruta causado por un alud de lodo y rocas que no pudo ser drenado por las obras de drenaje que existían. Dicho evento, junto con el colapso de puentes y tramos en la ruta CA-2 provocó que el occidente del país estuviera aislado por más de dos semanas, pudiéndose tener acceso sólo por rutas secundarias que estaban en malas condiciones.

Después de haberse habilitado un paso provisional sobre la ruta, se procedió con la reconstrucción en ese punto tomándose como mejor opción, la construcción de un puente de vigas postensadas de concreto para asegurar una mayor luz para que el caudal de agua que se pudiera generar en un futuro evento no volviera a causar daños ni a interrumpir el paso sobre tan importante vía de comunicación.

Debido a esto, surge la necesidad de preguntarse si la infraestructura del país se encuentra en condiciones de soportar eventos como la tormenta Stan, y si deben tomarse medidas para evaluar y mitigar el riesgo en el que se encuentra dicha infraestructura.

También es importante verificar si la infraestructura que fue reconstruida, especialmente los puentes, cumple con los requerimientos de diseño de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y de las especificaciones técnicas para la construcción establecidas en el libro azul de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

El proyecto que se llevó a cabo para habilitar un paso formal en la CA-1 recibe el nombre de “Reconstrucción de puentes por emergencia Stan PTR-14, Puente Nahualá CA-1 Occidente Km 151+000”. Dicho puente, como ya se mencionó, es un de concreto con vigas postensadas y está compuesto de dos luces. La luz crítica de dicho puente tiene 40 metros de longitud y esta a una altura promedio de 13.4 metros sobre el nivel más bajo de aguas.

Para poder llevar a cabo la verificación del diseño del puente Nahualá, se pretende aplicar otras dos cargas de camión aparte de la utilizada en el diseño inicial (sólo camión HS 25) y colocarlas en distintos puntos sobre la dirección longitudinal y la transversal para determinar cuales producen los efectos más críticos.

El análisis de la superestructura del puente se llevará a cabo con el programa SAP 2000, también se pretende comparar dichos resultados, con un análisis basado en un modelo creado mediante el método de elementos finitos para observar los resultados y determinar cual modelo es más conservador y cual consume menos tiempo de análisis.

Luego de realizar dicho análisis, se determinará si el puente Nahualá fue diseñado considerando otras alternativas de carga. Después de esto, se obtendrán las respectivas conclusiones y se podrán formular recomendaciones que sean útiles y que puedan tomarse en cuenta a la hora de realizar el análisis y diseño de nuevas obras importantes de infraestructura como lo son los puentes.

A. HIPÓTESIS

Debido a la estela de destrucción dejada por la tormenta tropical Stan, se hizo necesario llevar a cabo una reconstrucción de las obras de infraestructura de forma inmediata para poder habilitar la red vial del país y establecer la comunicación en los puntos en donde estaba interrumpida. A partir de esto surge la inquietud de verificar si los diseños de estas nuevas obras, específicamente los puentes, toman en cuenta cargas de tránsito que actualmente o en un futuro inmediato estarán actuando sobre dichas estructuras. Por esto, se pretende realizar un chequeo sobre la superestructura del Puente Nahualá, utilizando la metodología de elementos lineales y realizando un chequeo alternativo con un modelo construido por medio del Método de Elementos Finitos para comparar y determinar que el diseño de dicho puente toma en cuenta dichas cargas y que el método alternativo utilizado, resulta ser una herramienta efectiva para realizar dichos análisis.

B. OBJETIVOS

1. General. Realizar el análisis de la superestructura de un puente específico bajo cargas críticas de tránsito mediante el método de elementos finitos y comparar con un modelo tradicional utilizando para ambos la metodología AASHTO.

2. Específicos

a. Determinar mediante este caso específico, si los nuevos puentes que se están construyendo en el país toman en cuenta las nuevas cargas de tránsito que generan nuevos tipos de camión que circulan en la red vial de Guatemala.

b. Determinar si el modelo creado con el método de análisis por elementos finitos es una herramienta efectiva de análisis para llevar a cabo evaluaciones de las superestructuras de puentes existentes.

c. Mediante la comparación del análisis con un modelo tradicional y de uno construido con Elementos Finitos con la metodología AASHTO, determinar cuál de estos arroja resultados más confiables y cuál proporciona datos más conservadores.

II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE ESPECÍFICO

Para poder llevar a cabo el análisis de la superestructura del puente, es importante definir todos los parámetros necesarios que brinden la información para poder construir el modelo más representativo en el programa que se utilizará. Dichos parámetros nos tienen que brindar información sobre la geometría y configuración de la estructura del puente así como las propiedades de los materiales que lo componen y las cargas que actuarán sobre el mismo. También debe conocerse qué especificaciones y qué códigos de diseño se utilizaron para su construcción para poder llevar a cabo un análisis comparativo válido. En este capítulo se proporcionaran todos los parámetros antes descritos de forma detallada.

A. SISTEMA CONSTRUCTIVO

El sistema constructivo del puente Nahualá está compuesto por un sistema de vigas T postensadas, y sobre las mismas una losa de concreto reforzado conformando la superestructura. La subestructura está conformada por los estribos y por una pila central apoyada sobre pilotes excavados en el suelo o lecho del río (ver Figuras 2.1 y 2.2).

Para los elementos principales y secundarios del puente se utilizaron distintos tipos de concreto, los cuales se detallan a continuación:

Concreto clase 5000: se utilizó concreto clase 5000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 352 kg/cm^2 (5000 lbs./pulg^2) a los 28, días para las vigas T postensadas.

Concreto clase 4000: se utilizó concreto clase 4000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 280 kg/cm^2 (4000 lbs./pulg^2) a los 28 días, para las vigas cabezales, cimientos, columnas, diafragmas y topping de la losa.

Concreto clase 3000: se utilizó concreto clase 3000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 211 kg/cm^2 (3000 lbs./pulg^2) a los 28 días, para pilotes, postes y barandas.

El refuerzo utilizado para las vigas postensadas consiste en acero de preesfuerzo con una resistencia última de $18,998 \text{ kg/cm}^2$ ($270,000 \text{ lbs./pulg}^2$), consistente en cables de 7 torones de 15.24mm de 0.6 pulg de diámetro. Los cables se tensaron al 80% de su resistencia última.

Para los demás elementos que componen el puente se utilizó acero grado 60 en forma de barras corrugadas.

B. LOCALIZACIÓN Y GEOMETRÍA

Debido a la topografía del sitio y al alineamiento de la carretera existente, el puente cuenta con características geométricas que lo constituyen como una obra única y compleja. El colapso del tramo vial se originó en un punto en donde la carretera tiene una pendiente y una curva abierta hacia la izquierda (con dirección hacia el occidente del país) (**ver Foto 2-1**), lo cual influyó grandemente en las características geométricas del puente Nahualá. Otro aspecto que influyó grandemente en la configuración y geometría del puente es la pendiente o gradiente del terreno, la cual afecta grandemente y da lugar a que el río pueda erosionar sus riveras en poco tiempo a la hora de una tormenta o un evento meteorológico de grandes proporciones.

Por estas características especiales, el puente posee 2 luces, una de 40 metros (la que se analizará en este trabajo) y una de 18 metros. El puente Nahualá tiene una pendiente o gradiente del 6% y se abre en una curva hacia la izquierda con un radio de 303.935 metros (ver Figura 2.3). La curva posee un peralte de 5% para contrarrestar de cierta manera las fuerzas centrífugas y para drenar el exceso de agua en la superficie de rodadura.

FOTO 2-1. VISTA DEL PUNTO EN DONDE COLAPSO LA CARRETERA Y EN DONDE SE PUEDE APRECIAR LA PENDIENTE Y CURVA DE LA MISMA.



Otras características como el arreglo de la pila central, localización y arreglo de los estribos, localización de pilotes y columnas, y la localización y tratamiento del cauce del río se pueden apreciar con detalle en las Figuras 2.1 y 2.2.

C. CONFIGURACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura del puente Nahualá está compuesta por 4 vigas T longitudinales que a su vez, están divididas por 4 secciones o módulos de vigas T postensadas unidas mediante cables compuestos por torones preesforzados. Sobre las vigas se fundió un topping de concreto clase 4000 con un espesor que varía de 10 a 15 cms debido al peralte que tiene la sección transversal del puente y a los distintos tipos de viga T en el arreglo. La serie de vigas T son paralelas entre sí y siguen una dirección recta, pero la losa va adquiriendo la forma de la curvatura de la carretera (ver Figura 2.4).

Los diafragmas que proporcionan rigidez y estabilidad lateral al set o serie de vigas se encuentran alineados a un ángulo de 5.835° con respecto a la normal del eje de las vigas. La superestructura posee 5 diafragmas distribuidos equidistantes a cada 9.86

FIGURA 2.1. VISTA EN ELEVACIÓN DEL PUENTE NAHUALÁ. SE PUEDE Apreciar LA PENDIENTE QUE POSEE LA SUPERESTRUCTURA ASÍ COMO EL TIPO DE PROTECCIÓN QUE SE LE DIO AL CAUCE DEL RÍO.

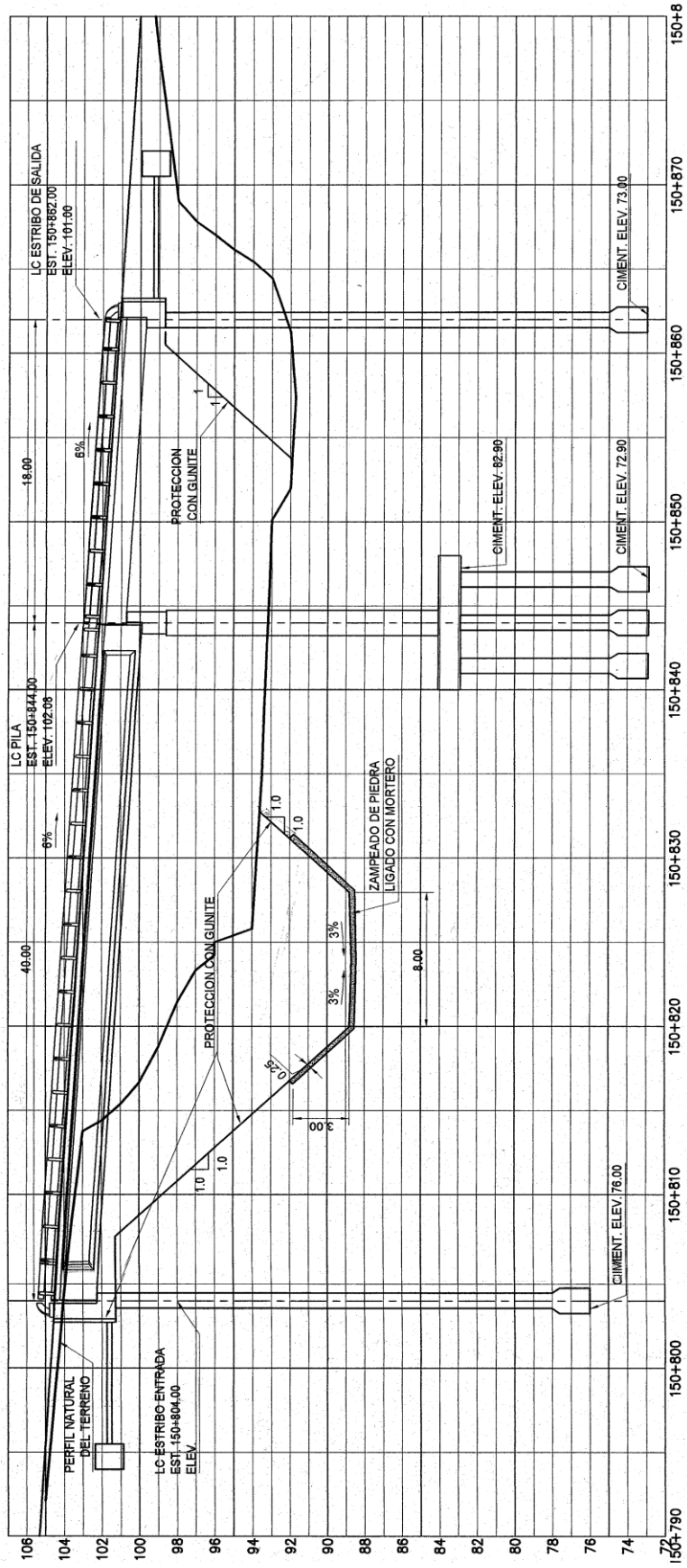


FIGURA 2.2. VISTA EN PLANTA EN DONDE SE PUEDE APRECIAR LA TOPOGRAFÍA, ASÍ COMO LA LOCALIZACIÓN Y ARREGLO DE LOS ESTRIBOS Y DE LA PILA.

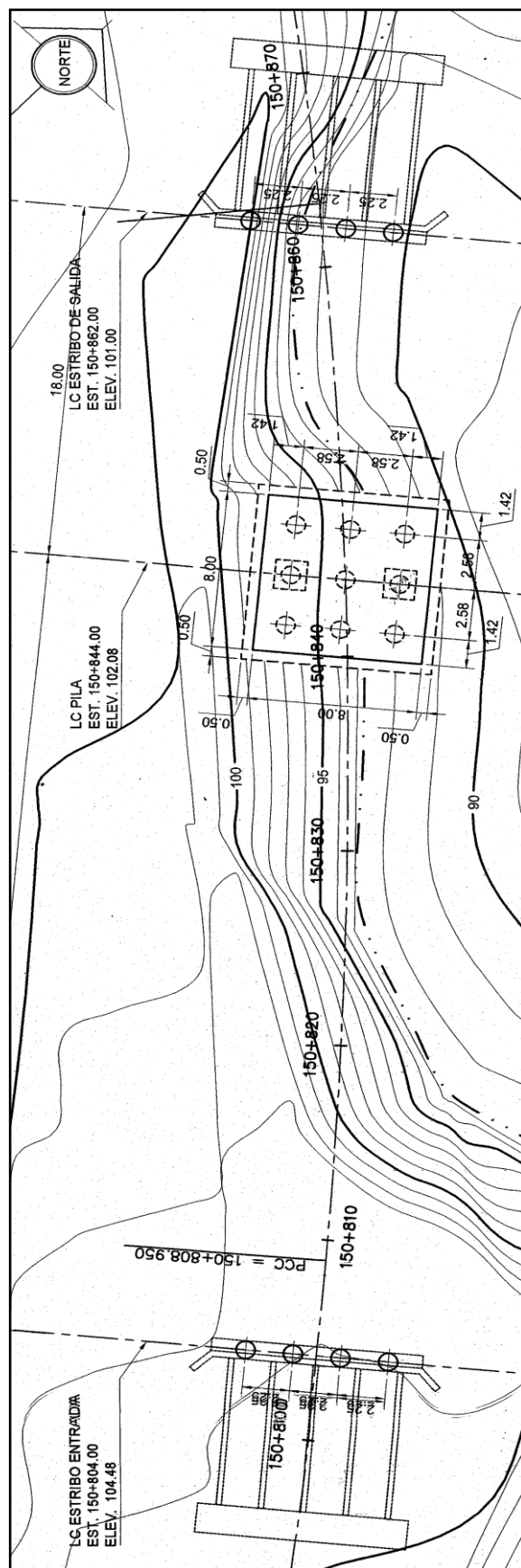
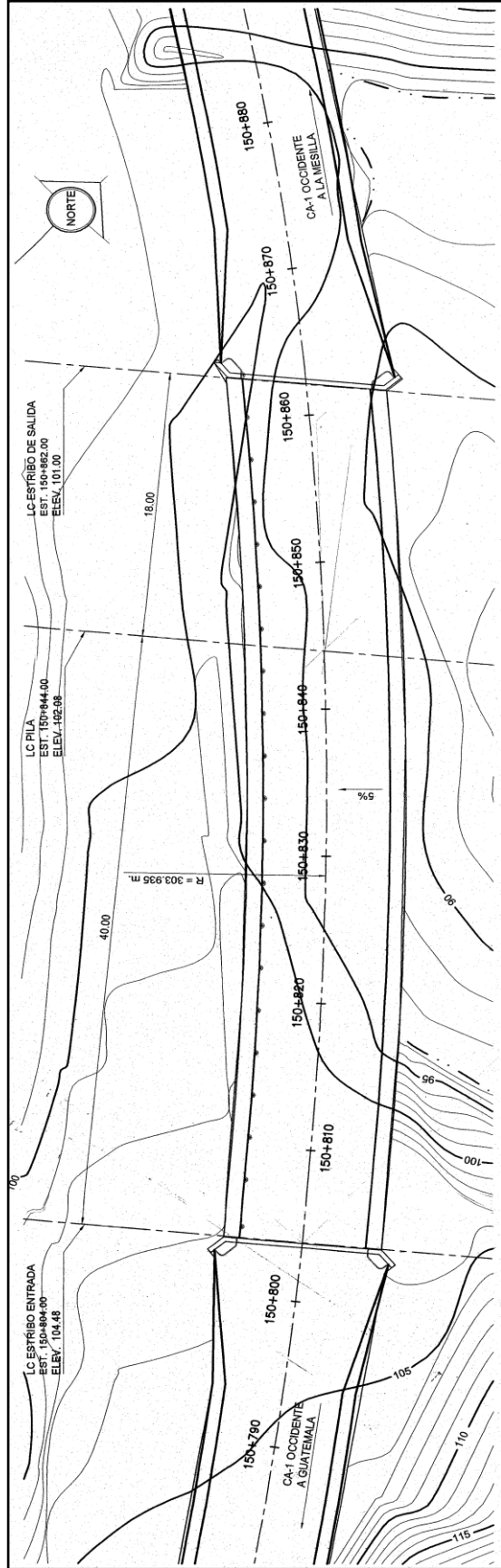


FIGURA 2.3. VISTA EN PLANTA DE LA SUPERFICIE DE RODADURA DE LA SUPERESTRUCTURA, SE APRECIA EL ESTACIONAMIENTO Y LA CURVATURA QUE VA ADQUIRIENDO LA LÍNEA CENTRAL DE LA CARRETERA.



mts. sobre la luz del puente, empezando el primero en el estribo de entrada del puente y terminando el último en la pila de apoyo (ver Figura 2.4).

La sección transversal del puente varía ligeramente debido principalmente a la curvatura de la carretera, lo cual deja algunas secciones de la losa en voladizo en distintos puntos sobre la longitud, y porque el puente posee 2 distintos tipos de viga, las cuales varían ligeramente por una de sus dimensiones. En la Figura 2.4 se puede apreciar la localización de los dos tipos de viga en el arreglo general de las mismas y dos cortes transversales (B-B y A-A), los cuales a su vez se muestran en las Figuras 2.5 y 2.6 respectivamente. En las secciones transversales se puede apreciar la variabilidad del espesor del topping de concreto, así como el escalonamiento de las vigas para proporcionar el peralte requerido. También se puede apreciar claramente las secciones de la losa que se encuentran en voladizo y los detalles del bordillo y barandal del puente.

En las Figuras 2.7 y 2.8 se pueden apreciar cada uno de los dos tipos de viga que se utilizaron junto con sus dimensiones principales. En las mismas también se puede ver un recuadro en el que se listan las propiedades principales de cada una de las vigas.

Es importante recalcar que las vigas siguen una alineación recta a lo largo de toda la luz mientras que la losa y sus componentes secundarios son los que van tomando la curvatura de la carretera. Este tipo de geometría debe tomarse en cuenta para poder elaborar un modelo que se adecue lo más exactamente a la realidad.

D. CARGAS DE DISEÑO PARA LA SUPERESTRUCTURA.

Aparte de la integración de la carga muerta que actúa sobre la superestructura, se aplicó una carga viva de diseño que corresponde a un vehículo tipo camión según las especificaciones de la AASHTO.

El camión que se utilizó para el diseño del puente es el camión tipo HS-25. En el Capítulo 4 se puede apreciar con detalle las cargas puntuales por eje y la carga de pista que corresponde a este tipo de camión.

Se deberá tomar en cuenta la carga de impacto que este camión ejerce sobre la superestructura y combinarlo con los esfuerzos más críticos que produce el camión sobre la luz del puente.

FIGURA 2.4. ARREGLO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS EN PLANTA Y CURVATURA DE LA LOSA A LO LARGO DE LA LUZ.

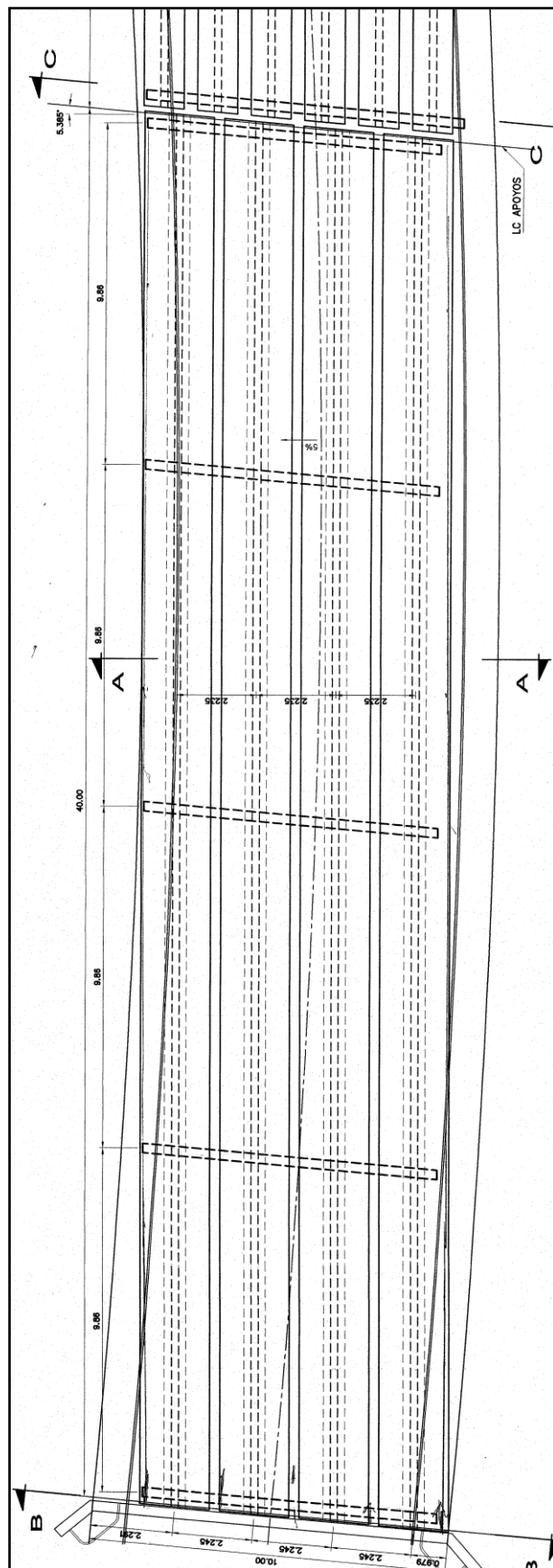


FIGURA 2.5. VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL B-B, LA CUAL RIGE AL INICIO DE LA LUZ DE LA SUPERESTRUCTURA CON EL VOLADIZO EN LA PISTA IZQUIERDA (OCCIDENTE A ORIENTE).

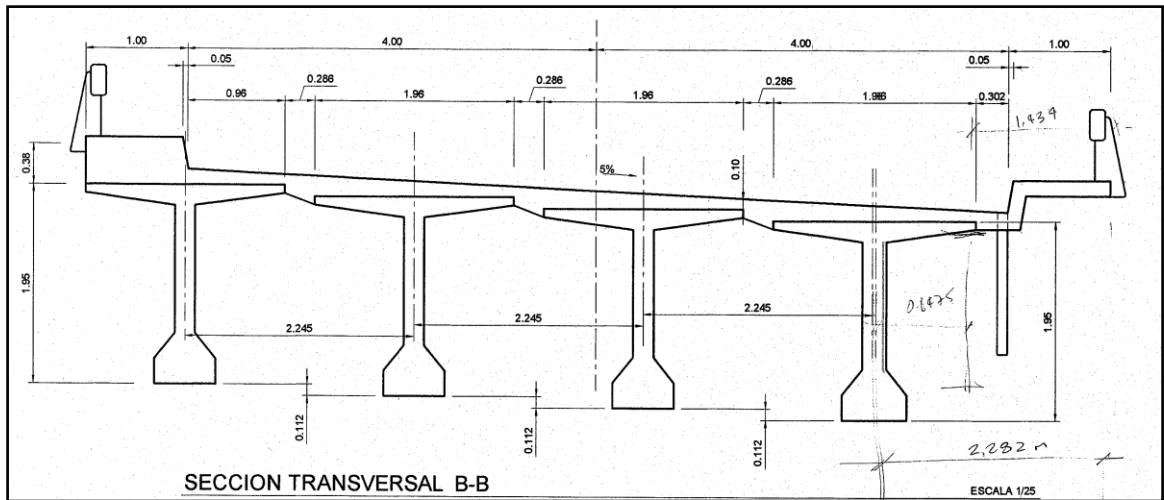


FIGURA 2.6. VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL A-A, LA CUAL RIGE AL FINAL DE LA LUZ DE LA SUPERESTRUCTURA CON EL VOLADIZO EN LA PISTA DERECHA (ORIENTE A OCCIDENTE).

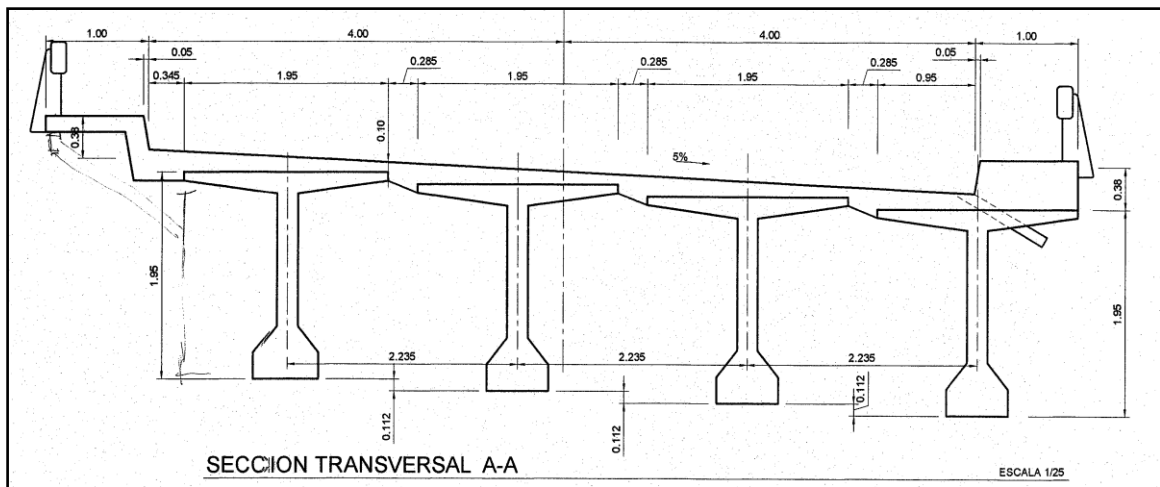


FIGURA 2.7. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE VIGA TIPO A.

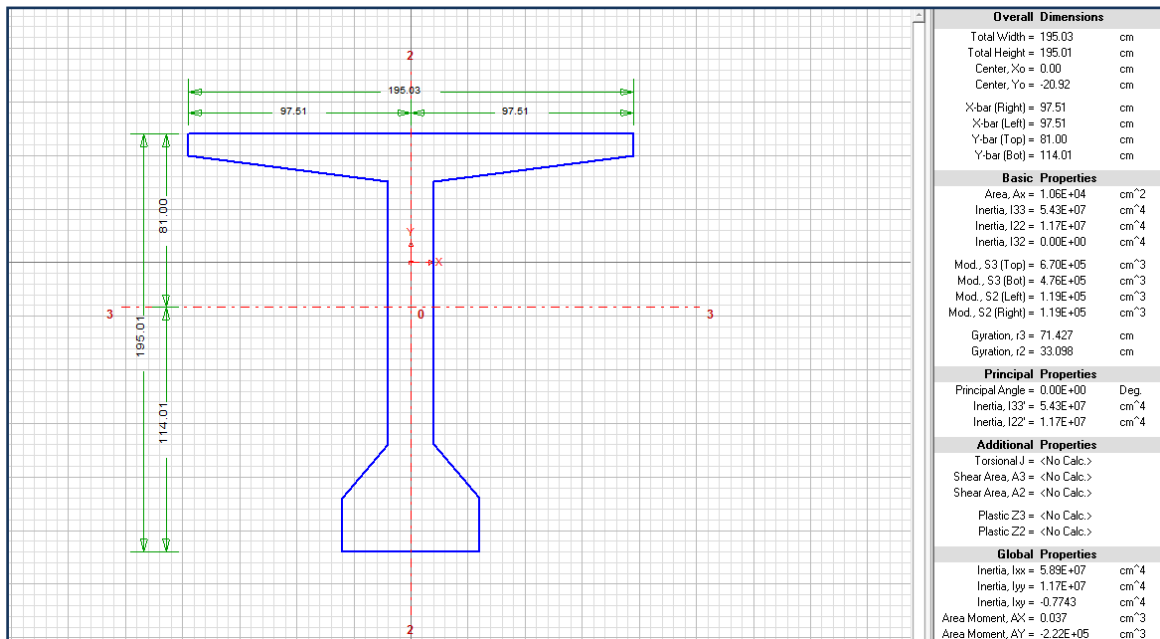
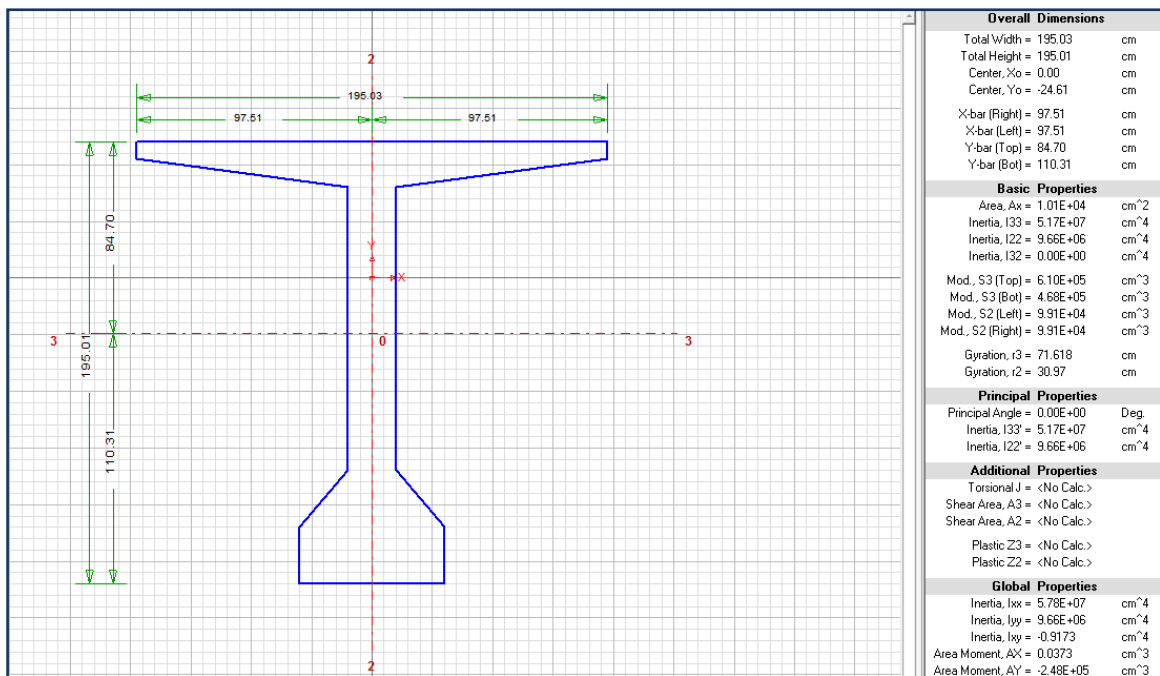


FIGURA 2.8. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE VIGA TIPO B.



III. DESCRIPCIÓN DE MÉTODO POR ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS

El método de Elementos Finitos está basado en el método de la matriz de desplazamientos, en el que el número de desplazamientos nodales inciertos o no conocidos deben ser calculados antes de determinar los esfuerzos elementales.

El problema principal con el método de Elementos Finitos radica en determinar las matrices de rigidez de elementos con formas complejas. Es decir, el determinar las matrices de rigidez de elementos planos con forma triangular, cuadrilateral, o de elementos de malla delgados o gruesos de doble curvatura, se vuelve difícil debido a su forma compleja.

El método de Elementos Finitos es particularmente útil para resolver sistemas de ecuaciones diferenciales que se aplican sobre una forma compleja particular. Este proceso se lleva a cabo subdividiendo la forma compleja en muchos elementos finitos de forma similar, y resolviendo la ecuación parcial compleja diferencial sobre cada uno de estos elementos de similar tamaño. Luego considerando la compatibilidad en las fronteras entre los elementos, se obtiene un gran número de ecuaciones simultáneas. Posteriormente, el modelo matemático de la estructura es sujeto a un vector de fuerzas conocido, lo que a la vez causa que la estructura se deforme y genere un vector de desplazamientos. Al conocer los desplazamientos en los nodos de la estructura, se pueden obtener los esfuerzos en los elementos. Generalmente todo este proceso, se lleva a cabo con la ayuda de un computador. Específicamente para este caso, se utilizará el programa SAP 2000 para poder llevar a cabo el análisis de la superestructura del puente.

Aparte de usarse para Análisis Estructural, el método de Elementos Finitos puede utilizarse en problemas de vibración, acústica, electrostática, magnetostática, transferencia de calor, flujo de fluidos, etc.

A. INFORMACIÓN BÁSICA DE INGRESO

El ingreso de datos para diversos programas de Elementos Finitos puede parecer distinto, pero todos los programas requieren la misma información básica. Al generar un modelo por medio de elementos finitos, el ingeniero debe conocer los siguientes campos:

- El comportamiento básico de la estructura a modelar.
- La información básica de entrada para el programa que el ingeniero necesita.
- Un conocimiento básico en modelaje de estructuras para generar el modelo más costo - efectivo.

Antes que el ingeniero pueda comprender las técnicas de modelaje costo – efectivo de estructuras, tiene que familiarizarse con la información básica de entrada de elementos finitos. Esta información incluye:

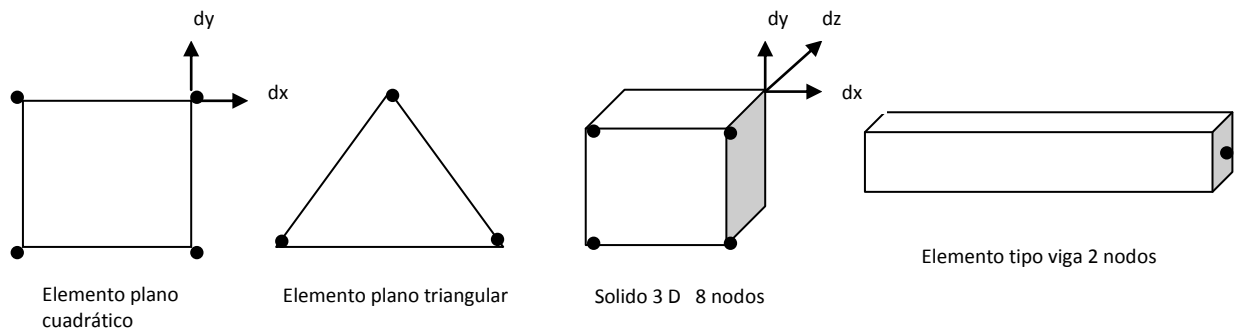
- 1) Determinación de la geometría de la estructura por medio de nodos y elementos.
- 2) Especificación de las propiedades del material.
- 3) Especificación de las restricciones de desplazamientos.
- 4) Especificación de las fuerzas aplicadas.

1. Definición de la geometría. La geometría de la estructura se define en términos de ingreso de nodos y elementos. <<Los nodos o puntos nodales se definen por sus coordenadas y los elementos se definen por los nodos que los interconectan>> (Applied Finite Element Modeling, 1989:42). Los modelos por elementos finitos pueden clasificarse como bidimensionales, en donde los desplazamientos y fuerzas actúan en el mismo plano, o tridimensionales, en donde puede anticiparse comportamiento en las tres dimensiones.

Los nodos se ingresan al especificar la cantidad de los mismos y sus coordenadas, las cuales pueden definirse en cualquiera de los siguientes sistemas: global cartesiano, cilíndrico o local.

<<Los elementos se definen y se ingresan tomando en cuenta los nodos en sus extremos>> (Applied Finite Element Modeling, 1989:42). El enumeramiento de los elementos en algunos programas debe realizarse en el sentido contrario de las manecillas del reloj, y número total de nodos que definen a un elemento depende de la geometría y del tipo de elemento (lineal triangular, lineal cuadrático, sólidos en tres dimensiones, placas, vigas, etc) ver Figura 3.1.

FIGURA 3.1 TIPOS DE ELEMENTOS.



2. Propiedades de los materiales. Cuando solamente se requiere realizar un análisis estático de esfuerzos, las únicas propiedades que se requieren son el módulo de Young y el radio de Poisson ya que solamente se necesita calcular la rigidez de la estructura. Para los casos de análisis dinámico, la densidad del material también debe ser ingresada. <<Se debe tener mucho cuidado que las unidades de la densidad sean consistentes con las unidades de longitud, tiempo, aceleración y fuerza>> (Applied Finite Element Modeling, 1989:43).

Elementos del tipo viga o de placas, como es el caso de la superestructura del puente, requieren propiedades especiales del material y de la sección transversal del mismo, tales como el área y los momentos de inercia.

Por ejemplo, para elementos de placa se requiere:

- Módulo de elasticidad
- Radio de poisson
- Densidad
- Módulo de corte
- Espesor

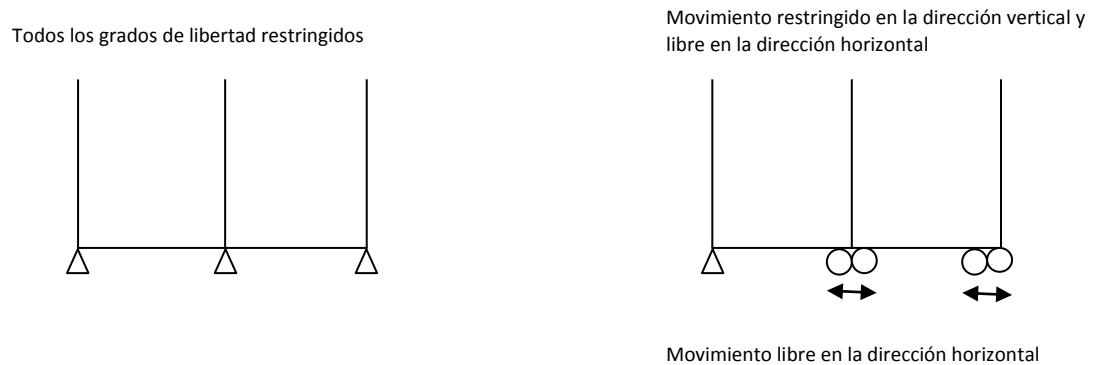
Y para elementos de viga se requiere además de los anteriores: área de la sección transversal, momento de inercia con respecto de los dos ejes locales y la orientación de dichos ejes con respecto a los ejes globales.

3. Restricciones a desplazamientos. Los desplazamientos deben restringirse en uno o más puntos en el modelo. Todos los grados de libertad deben estar restringidos en al menos algún punto para evitar movimientos de cuerpo rígido en el modelo.

Nodos restringidos pueden poseer uno o todos sus grados de libertad restringidos. Cuando no todos los grados de libertad se encuentran restringidos, se

puede decir que el nodo esta actuando como si estuviera en un patín (ver Figura 3.2). <<Para elementos de viga y de placa, en donde existen 6 grados de libertad por nodo, restricción en los grados de libertad de desplazamiento y no restricción en los grados de libertad de rotación representa una conexión de pin>> (Applied Finite Element Modeling, 1989:47).

FIGURA 3.2 GRADOS DE LIBERTAD.



Al especificar las restricciones nodales, debe ingresarse el número del nodo seguido de un código que indique el número de grados de libertad, y otro código que indique si deben restringirse o dejarse libres.

4. Aplicación de las Fuerzas. Generalmente para ingresar fuerzas a un programa de Elementos Finitos, deben de convertirse primero a fuerzas puntuales para aplicarlas directamente a los nodos. Las fuerzas aplicadas usualmente se dividen en los tres siguientes grupos:

a. Fuerzas directas nodales: definidas según el grado de libertad en el que actúan. La dirección se define según el signo de la amplitud de la fuerza relativa al sistema global de coordenadas. Si las fuerzas no coinciden con la dirección de los ejes globales, se representan por la suma vectorial de sus componentes individuales.

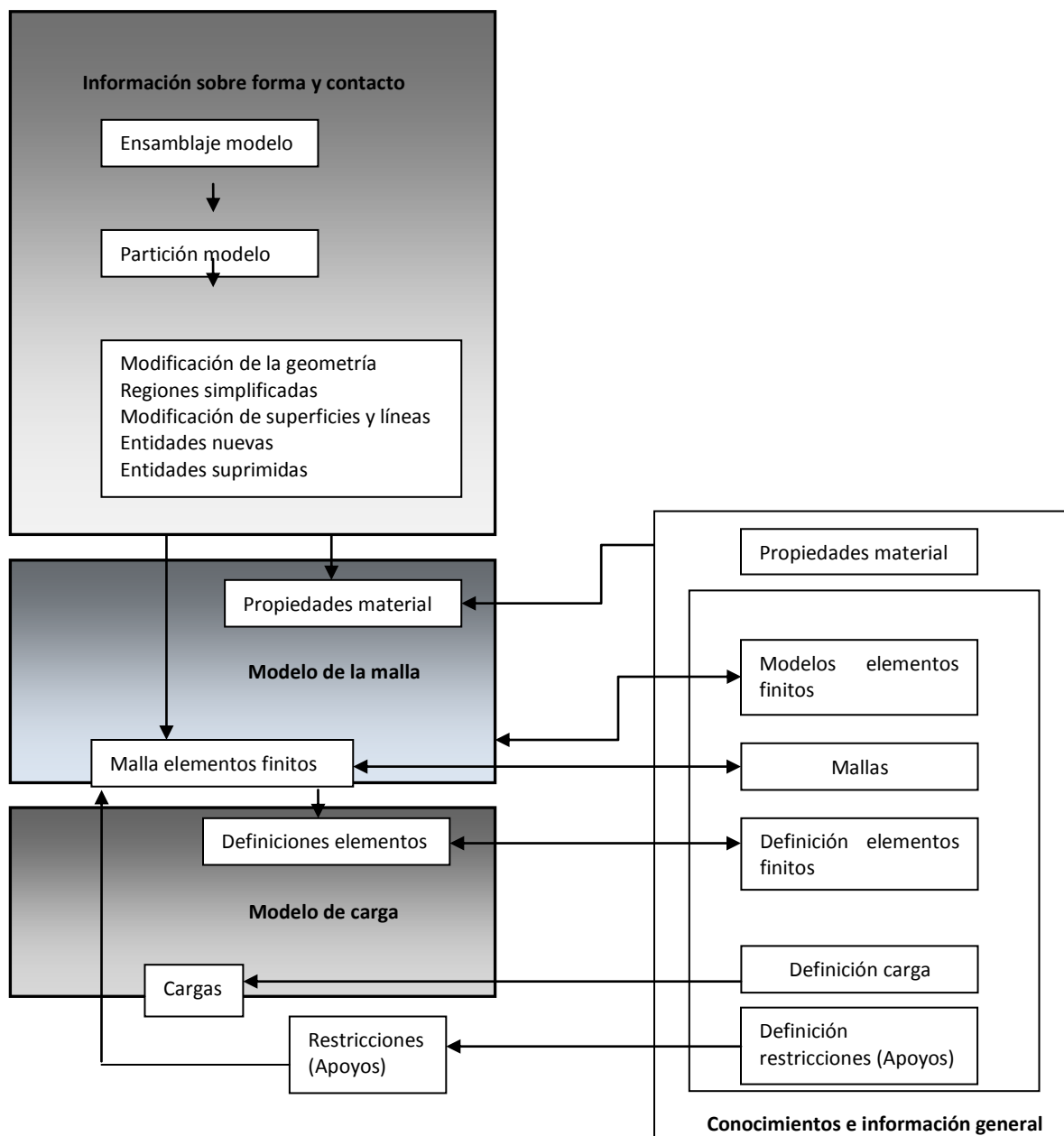
b. Fuerza distribuidas: Fuerzas distribuidas como la presión generalmente son ingresadas en los programas especificando el rango de elementos sobre la cual actúa, la dirección y la amplitud de la presión. Cuando la presión se aplica a una superficie, las fuerzas nodales equivalentes son calculadas multiplicando el área tributaria del nodo por la presión sobre esa área.

c. Fuerzas de cuerpo: Otro tipo de fuerzas son las fuerzas de cuerpo, dentro de las cuales se incluyen fuerzas magnéticas o centrífugas que actúan dentro de la estructura y que son aplicadas a cada elemento. Generalmente, estas fuerzas son dependientes de las propiedades de los elementos tales como la densidad o la permeabilidad magnética. Las fuerzas de cuerpo son aplicadas al especificar una variable global de entrada, tal y como lo es la velocidad rotacional para las fuerzas centrífugas, permitiendo luego que se esta utilizando calcule las fuerzas nodales en los elementos.

5. Generación automática de mallas. Los datos de entrada nunca son ingresados un nodo a la vez o por elemento a la vez. <<Con el advenimiento de nuevos sistemas computacionales y de nuevos programas para modelaje de sólidos tridimensionales, el ingreso de los datos de la geometría dejó de ser del tipo por nodo y elemento>>(Applied Finite Element Modeling, 1989:53). Áreas y volúmenes pueden ser definidos, manipulados y generados con patrones de nodos y elementos de densidades específicas. Los parámetros fundamentales de nodos, elementos, restricciones en los nodos, y las fuerzas aplicadas sobre nodos siempre seguirán aplicando.

La generación automática por mallas es una de las opciones principales para los programas de elementos finitos y generan archivos que definen explícitamente a los nodos y elementos. En la Figura 3.3 se puede apreciar un diagrama que muestra cuales son los principales componentes de un Modelo de Elementos Finitos, la interacción entre los mismos, y la información necesaria para poder elaborarlo.

FIGURA 3.3 ESTRUCTURA DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.



B. DETERMINACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NAHUALÁ.

Ya con toda la información necesaria concerniente a la geometría, las restricciones (apoyos) y las cargas que actúan sobre la superestructura del puente, se procede a construir un modelo adecuado para poder llevar a cabo el Análisis por Elementos Finitos.

Debido a la compleja geometría de la superestructura del Puente Nahualá, se procedió a idealizar ciertas secciones de la misma para poder simplificar el modelo y a la vez construir un modelo representativo y equivalente para la misma.

Para desarrollar el modelo en el programa SAP 2000, se procedió a generar un modelo que consiste en secciones simples de área que al ser ensambladas, van conformando las vigas y la losa de la superestructura.

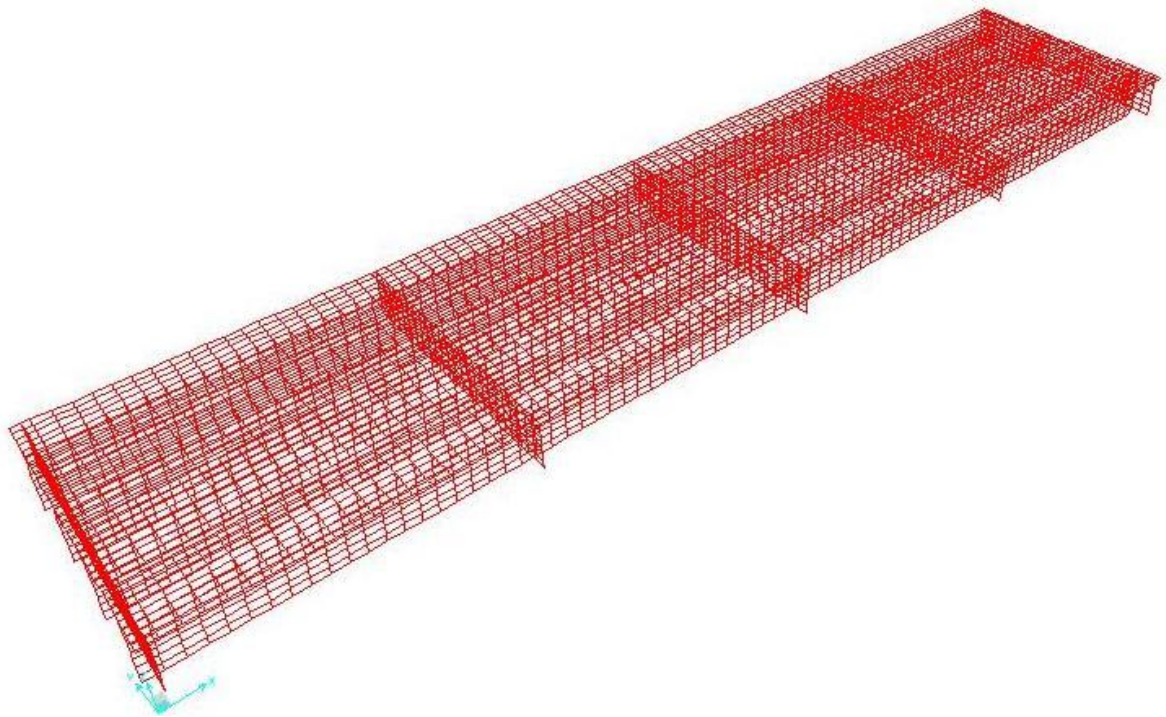
Después de generar la geometría básica, se procede a subdividir en una cantidad finita de elementos (mesh) de menor tamaño las secciones de área con las que se conformaron los elementos de la estructura. Para realizar dicha subdivisión, se debe tomar en cuenta la geometría de los elementos, las secciones en donde se espera y se requiere de mayor exactitud a la hora de llevar a cabo el análisis y del factor tiempo de procesamiento del que se dispone para realizar el análisis. Mientras más diminutos sean los elementos, más grado de exactitud se dispondrá en los resultados, pero se consumirá mucho más tiempo de cómputo, lo cual llega a ser muy ineficiente para un proyecto. Por lo tanto, debe generarse una subdivisión que nos brinde resultados confiables y que consuma el menor tiempo posible de cómputo.

Para formas cuadráticas y planares se puede generar una malla (mesh) no tan afinada, pero sí se presentan formas curvas o puntos con conexiones especiales, es

recomendable llevar a cabo una subdivisión que nos brinde un modelo más acorde a la realidad y que proporcione resultados satisfactorios en estos puntos críticos.

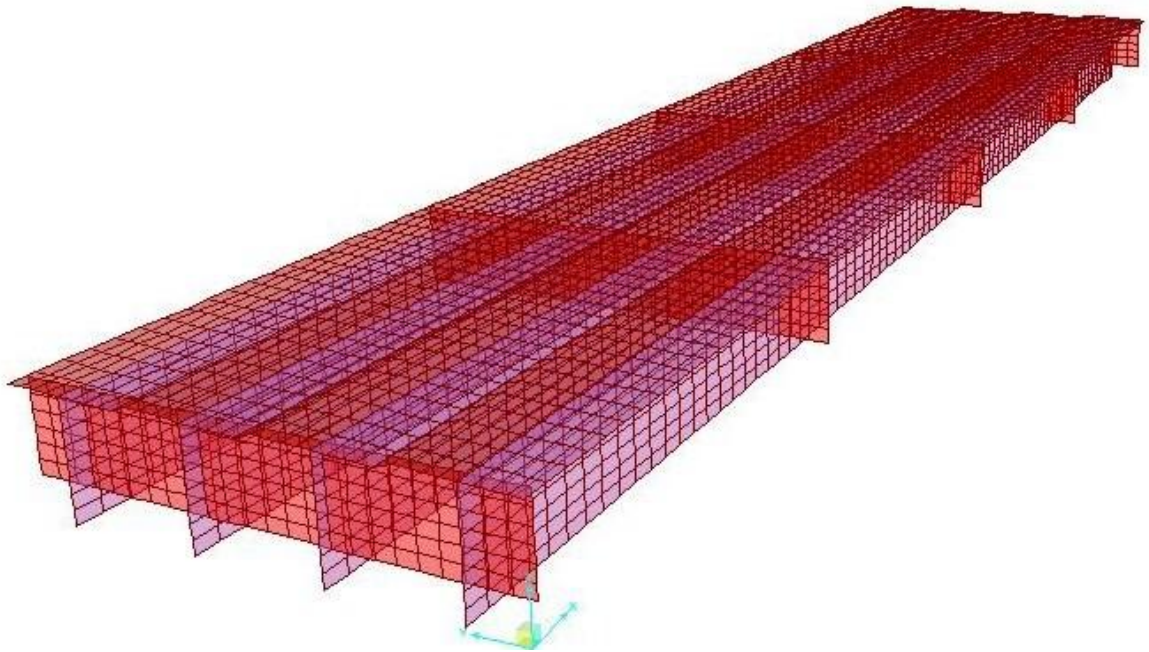
Para el caso de la superestructura del puente Nahualá, se subdividieron los elementos principales en elementos del tipo “Shell Thick” para empezar a generar la malla (mesh) para el modelo. Debido a que la sección transversal de la viga es variable, se eligió un espesor promedio para toda el alma para simplificar la generación del modelo (ver Figuras 3.4 y 3.5). Para la losa del puente, se considero el patín de las vigas junto con el topping de concreto y se creo una malla que representa ambas secciones. Esta malla considera dos distintos espesores debido a la variabilidad del espesor de ambas secciones sobre la sección transversal.

FIGURA 3.4 MODELO DE MALLAS.



Para el caso de los diafragmas que proporcionan la rigidez lateral al arreglo de vigas, se genero una malla tomando en cuenta la variación de la altura de las vigas en su sección transversal (ver figura 3.5). Para la generación de todas las mallas, se llevó a cabo la subdivisión de las áreas tratando de generar elementos finitos de aproximadamente 0.25 x 0.50 mts para las vigas y la losa, y de 0.25 x 0.25mts para los voladizos y diafragmas.

FIGURA 3.5 DISTINTOS ESPESORES DE LAS MALLAS.



Debido a que la carpeta de rodadura posee cierto grado de curvatura y a que el arreglo de las vigas sigue un ángulo recto, existen ciertas secciones de la superestructura que se encuentran en voladizo y que además, poseen una forma curva tratando de seguir la línea central de la carretera.

Para generar la malla (mesh) para estos elementos en voladizo, se decidió generar 4 secciones de área a cada extremo de la superestructura de aproximadamente 10 metros de largo cada una. Esto con el objeto de poder generar con mayor exactitud la curvatura del puente. Ya habiendo generado las secciones de área, se procedió generar mallas para cada una de estas secciones tratando de obtener elementos finitos de similar tamaño pero que en algunos se reducen bastante debido a la misma curvatura (ver Figuras 3.6 y 3.7).

Es importante mencionar que en el modelo general, las áreas en voladizo mantienen una alineación horizontal recta, es decir, que en estos puntos no existe la pendiente o peralte que posee el puente en su sección transversal. Esto se hizo considerando que en estas secciones generalmente se encuentra la circulación peatonal del puente, lo cual no requiere ningún tipo de peralte o pendiente transversal.

FIGURA 3.6 MODELO DE MALLAS CON LA LOSA DE RODADURA.

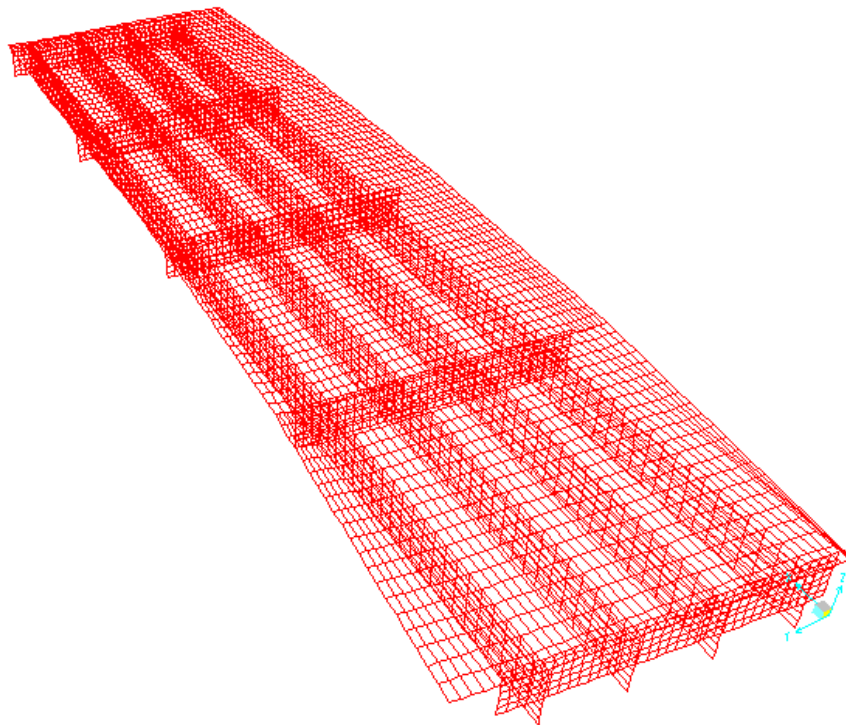
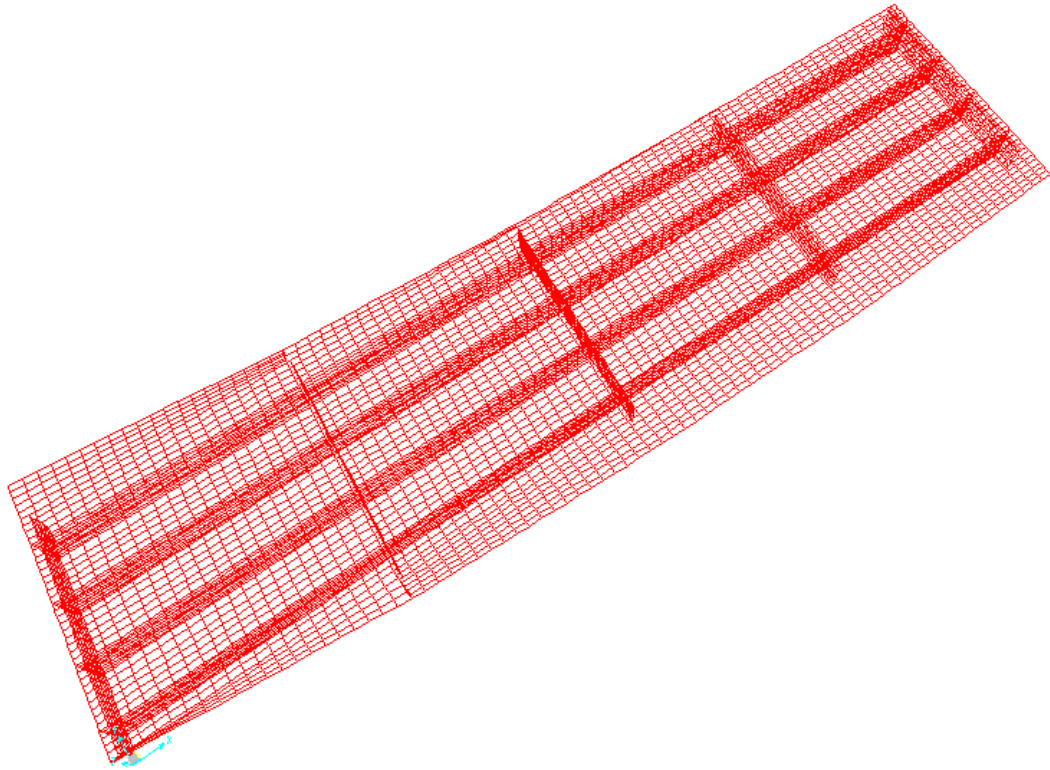
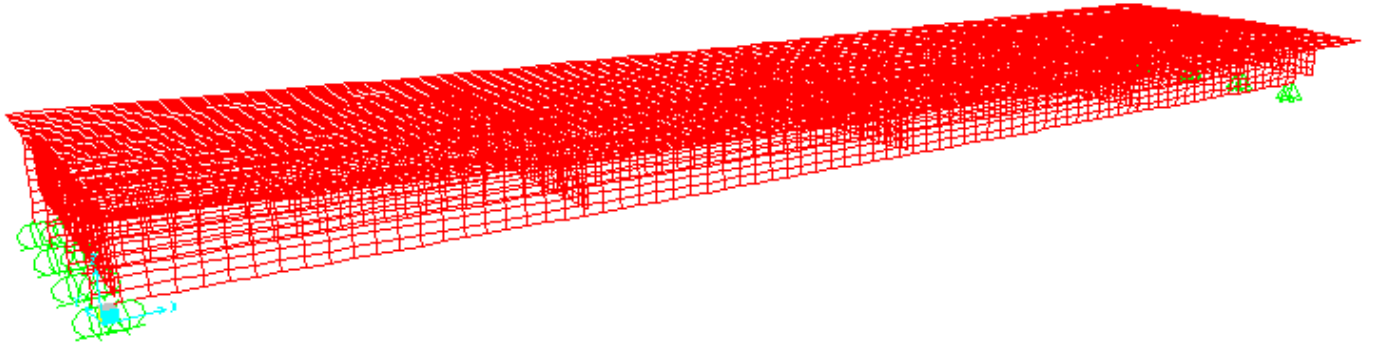


FIGURA 3.7 VISTA AÉREA DEL MODELO DE MALLAS.

Después de haber generado el modelo de Elementos Finitos para la superestructura del puente Nahualá, se procedió a asignar las condiciones de apoyo para el mismo. Para la sección de la superestructura que descansa en el estribo de entrada, se asignó apoyo de tipo patin sin restricción al movimiento horizontal. Para la parte que descansa sobre la pila central, se asignó un apoyo tipo pin con movimiento a traslación libre. En la siguiente figura se muestra el modelo final con sus condiciones de apoyo.

FIGURA 3.8 VISTA LATERAL MODELO DE MALLAS.



IV. ESPECIFICACIONES AASHTO

Para comenzar dicho análisis es necesario extraer algunos puntos importantes de la Norma AASHTO que tienen relación con la aplicación de las cargas vivas, los cuales se muestran a continuación.

A. CARGAS DE TRÁNSITO

Las cargas vivas sobre la superestructura de un puente consisten en cargas de camiones estándar o de cargas vivas de pista que son equivalentes a una serie de camiones. Para llevar a cabo el análisis se tomarán en cuenta las cargas de los camiones; HL-93 (LRFD), del camión HS-25, el cual se utilizó en el diseño del puente actual, y del camión T3-S2-R4 (doble remolque), el cual está siendo cada vez más utilizado en nuestro país por su mayor capacidad de carga.

Al calcular los momentos máximos producidos por las cargas estándar y por las cargas de pista para los tres tipos de camión (ver Tabla 4.1), se puede observar que para luz del puente a analizar, el momento máximo debido a la carga de pista es menor que el momento máximo producido por la carga estándar de camión, por lo cual solo se analizará este último.

CUADRO 4.1 MOMENTOS MÁXIMOS POR CARGA DE PISTA Y CARGA ESTÁNDAR.

TIPO DE CAMIÓN	MOMENTO POR CARGA DE PISTA (ton-metro)	MOMENTO POR CARGA ESTÁNDAR (ton-metro)
HL-93 (LRFD)	136.30	146.65
HS 25-44	169.04	180.55
T3-S2-R4	-----	213.48

Debido a que no se cuenta con un dato en código que indique que carga distribuida se debe utilizar para la carga de pista para el camión tipo T3-S2-R4, no se hizo el cálculo del momento por carga de pista del mismo, pero se asume que es menor al que se produce por carga estándar de camión debido a la tendencia mostrada por los otros dos tipos de camión.

Para tomar en cuenta valor de la carga de impacto se utiliza la siguiente ecuación (Ec. 3-1, Sección 3.8.2 de la guía Standard Specification for Highway Bridges de la AASHTO).

$$I = (50 / (L + 125)).$$

El factor de impacto sumado a la carga viva nos da un valor igual a = **1.195L**.

Si se toma en cuenta el factor de distribución se utiliza la Tabla 3.23.1 de la guía Standard Specification for Highway Bridges de la AASHTO. Vemos que la separación entre las vigas longitudinales es de 7.35 pies, por lo tanto nuestro factor nos da $S/6.5 =$ **1.13**.

Esto sumado al factor de carga viva +impacto nos da $1.195 \times 1.13 =$ **1.35** y como se tienen dos líneas de carga por eje se divide entre dos y obtenemos el siguiente factor: **0.675**.

Este factor es el que se utiliza para multiplicarlo por las cargas de llanta del vehículo tomando en cuenta el impacto y la distribución de la carga sobre las vigas longitudinales.

Si calculamos de nuevo los momentos máximos para cada vehículo obtenemos los siguientes valores:

CUADRO 4.2 MOMENTOS MÁXIMOS TOMANDO EN CUENTA IMPACTO Y DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA SOBRE LAS VIGAS LONGITUDINALES (VER ANEXO 1)

Tipo de vehículo	Momento máximo (ton – m)
HL 93	198.08
HS 25	243.24
T3 S2 R4	287.41

En la siguientes Figuras (4.1, 4.2, 4.3 y 4.4) se muestran las cargas por eje de cada tipo de camión, así como la distancia entre ejes de los mismos y una sección transversal mostrando el ancho típico de los camiones que se tomarán en cuenta para el análisis.

FIGURA 4.1 ANCHO LIBRE USADO EN EL ANÁLISIS.

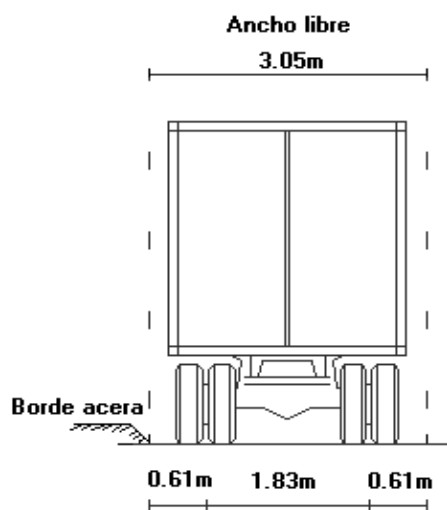


FIGURA 4.2 CARGA ESTÁNDAR POR EJE Y CARGA DE PISTA PARA CAMIÓN HS25-44.

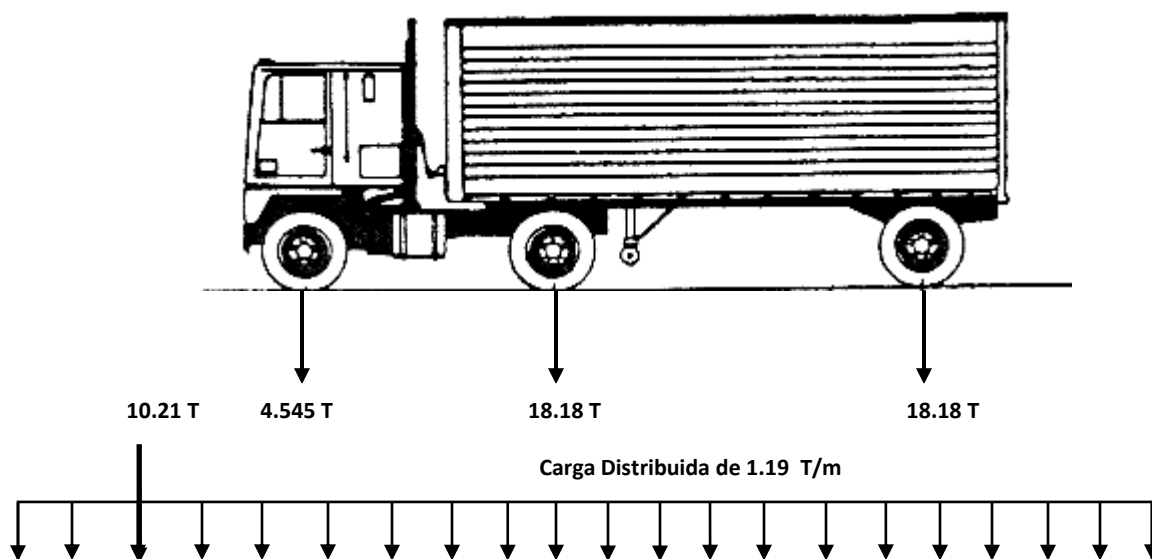


FIGURA 4.3 CARGA ESTÁNDAR POR EJE Y CARGA DE PISTA PARA CAMIÓN HL-93 (LRFD)

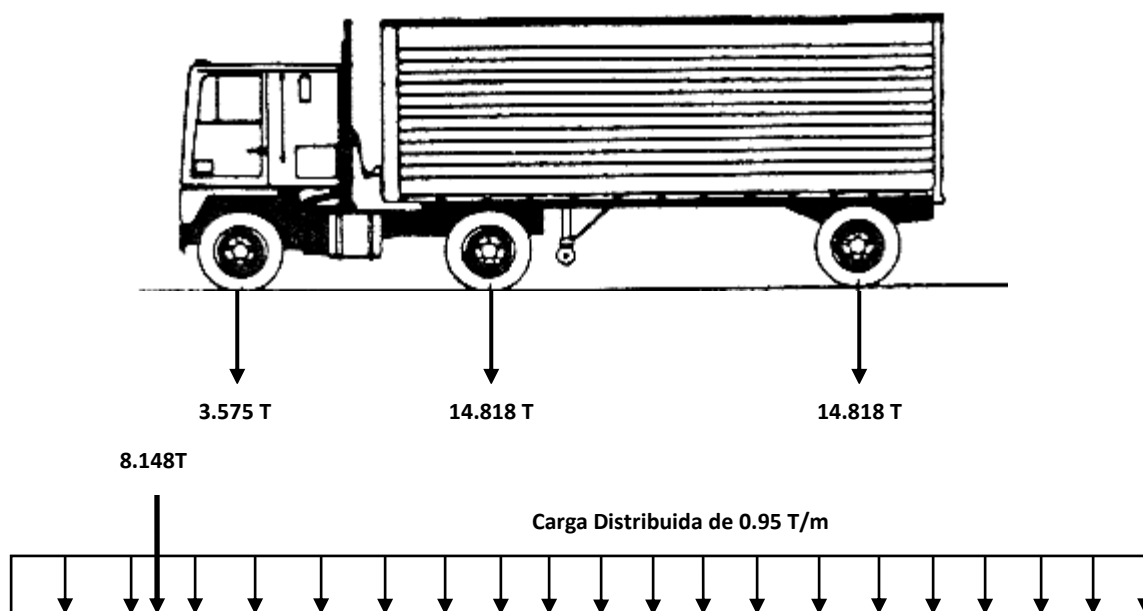
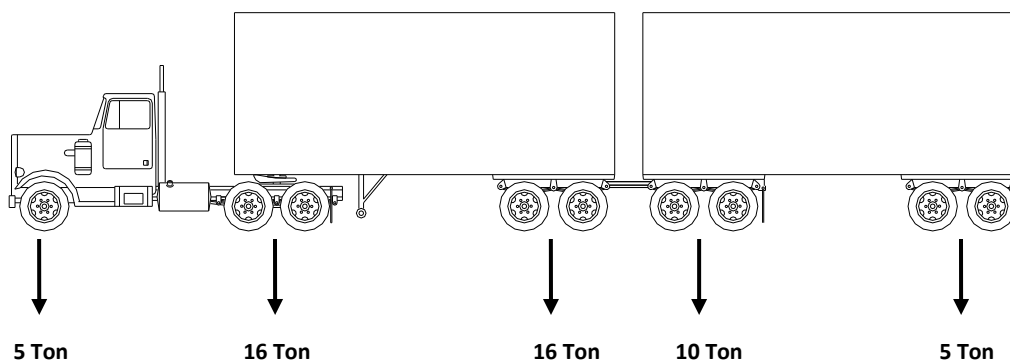


FIGURA 4.4 CARGAS POR EJE PARA CAMIÓN T3-S2-R4

B. APLICACIÓN DE CARGAS

Aquí se presentan algunas de las reglas más importantes para aplicar las cargas de camión HS25-44 seleccionada según la norma AASHTO:

1. Debe suponerse que la carga estándar de camión ocupa un ancho libre de 3.05m. Estas cargas deben colocarse en pistas de tráfico de diseño de 3.66m de ancho, espaciados a todo lo ancho de la calzada del puente, en la cantidad y posiciones que se requieran para producir los esfuerzos máximos. Las calzadas cuyos anchos estén entre 6.10m y 7.32m deben tener dos pistas de diseño, cada uno con una anchura igual a la mitad del ancho de la calzada.
2. Cada carga estándar de camión individual debe considerarse como una unidad y no deben utilizarse fracciones de anchos de cargas de camiones.
3. La cantidad y posición de las cargas de camión serán las especificadas anteriormente y tanto unas como otras deben disponerse para producir los máximos esfuerzos posibles.

4. Cuando se produzcan esfuerzos máximos en cualquier elemento ante la aplicación simultánea de cargas en cualquier cantidad de pistas de tráfico, deben utilizarse los siguientes porcentajes de los esfuerzos máximos causados por la carga viva, en vista de la poca probabilidad de coincidencia de las cargas:

Una o dos pistas	100%
Tres pistas	90%
Cuatro o más pistas	75%

C. FORMULACIÓN DE LA COMBINACIÓN DE CARGA AASHTO.

Para poder tomar en cuenta apropiadamente los efectos de las cargas que actúan sobre la superestructura del puente utilizando la metodología del código de la AASHTO, se debe construir una combinación de carga basada en este código. Las cargas que actúan directamente sobre la superestructura son la carga muerta + la sobrecarga, la carga viva y la carga de impacto o el efecto dinámico de la carga viva.

Los elementos estructurales de la superestructura serán analizados utilizando el método de análisis por factoración de cargas y resistencias (Load Factor Design). Éste, para garantizar la serviciabilidad y durabilidad da especial atención al control de deformaciones permanentes bajo las sobrecargas, a las características de fatiga bajo cargas de servicio y al control de las deflexiones provocadas por la carga viva bajo cargas de servicio.

Cada componente de la superestructura debe analizarse para que soporte todos los grupos de combinaciones de fuerzas y cargas que sean aplicables según la ecuación 3-10 y el Cuadro 3.22.1A (Table of coefficients γ and β) del Capítulo 3 de la guía AASHTO para diseño de puentes.

FIGURA 4.5 ECUACIÓN 3-10 DE LA AASHTO.

$$\begin{aligned} \text{Group } N = & \gamma(\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_L LF + \beta_R(R + S + T) \\ & + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE) \end{aligned}$$

[AASHTO Eq. 3-10]

En donde:

N= Número de grupo

γ =Factor de carga (ver tabla AASHTO 3.22.1 A)

β = coeficiente (ver tabla AASHTO 3.22.1 A)

D= carga muerta

L= carga viva

I= carga viva de impacto

E= presión del suelo

B= flotabilidad

W= carga de viento sobre la estructura

WL= carga de viento sobre la carga viva

CF= fuerza centrífuga

R= rib shortening

S= encogimiento

T= temperatura

EQ= sismo

SF= presión del flujo del agua

ICE= presión de hielo

En el Cuadro 3.22.1A de la AASHTO que se muestra a continuación se puede observar que para el análisis por medio del método de cargas y resistencias facturadas se puede utilizar los grupos I, IA y X. Esto se debe a que estos son los grupos que consideran las

cargas que aplican y los efectos más críticos que estas le generan a la superestructura del puente. El grupo IA queda descartado ya que según la sección AASHTO 3.22.5, este será utilizado para todas las cargas menores al camión H-20. Los grupos I y X resultan ser para este caso exactamente el mismo por lo que la ecuación a utilizar después de simplificarla queda de la siguiente manera.

$$\text{Grupo I} = \gamma (\beta_D + \beta_L (L + I))$$

FIGURA 4.6 CUADRO 3.22.1A DE LA AASHTO.

Table 1 (AASHTO Table 3.22.1A Table of Coefficients γ and β)

col. no.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
group	γ	β factors													%	
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
service load	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	2
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
load factor design	I	1.3	β_D	1.67 ¹	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	not applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		

$(L + I)_n$ —live load plus impact for AASHTO highway H or HS loading
 $(L + I)_p$ —live load plus impact consistent with the overload criteria of the operation agency

Luego de determinar los coeficientes adecuados para la combinación del grupo I, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\text{Grupo I} = 1.3 (1D + 1.67 (L + I))$$

$$\text{o lo que es igual: } 1.3 D + 2.171 (L + I)$$

Es esta combinación de carga la que se debe utilizar para el análisis en el programa SAP 2000 para garantizar de este modo que se están utilizando las recomendaciones de la guía AASHTO. Es la carga de los camiones antes definidos los que se ingresarán como la carga viva en esta combinación de carga.

En el programa SAP 2000 se pueden generar clases de vehículos a las cuales se les asigna uno o más vehículos para ver cuales causan los efectos más críticos sobre los elementos de la superestructura. Se procedió a generar una clase de vehículos que contuviera a todos los vehículos antes descritos para que el programa calculase cual causaba los efectos más críticos y a una clase por cada tipo de vehículo para así ver que efectos causaba cada vehículo por separado.

Es muy importante mencionar que en el programa SAP 2000 se pueden generar distintos casos de análisis para las cargas de los vehículos. Se pueden generar casos lineal – estáticos o bien generar casos dinámicos los cuales generan los efectos más críticos. Para el caso de los modelos que se analizaron, se utilizó el caso MOVING LOAD, el cual es un caso dinámico y resulta ser el más crítico. Debido a esto, se puede obviar la carga por Impacto ya que los efectos dinámicos que causa el vehículo sobre los componentes de la superestructura ya están contemplados en ese tipo de análisis.

V. ANÁLISIS DEL MODELO TRADICIONAL BAJO DISTINTOS CASOS DE CARGA

Para poder tener un parámetro de comparación, se procedió a desarrollar un modelo tradicional de la superestructura. En el programa SAP 2000, estos modelos se conforman por elementos lineales (frame sections) que definen a las vigas T principales, diafragmas y las vigas de borde, y por elementos de área (area sections) que componen a las losas para el caso de la superestructura del puente.

A. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Para los elementos lineales (frame sections) se crearon dos elementos distintos para crear las vigas T principales, uno para crear los diafragmas y otro para la viga de borde que remata todo el contorno del tablero de la superestructura (ver Figura 5.1). A cada elemento se le asignó sus propiedades geométricas y se le indicó el tipo de material del que está compuesto. Es muy importante asignar el tipo de diseño para cada elemento (beam / column), así como el valor del recubrimiento requerido para cada uno de los mismos.

Para la losa se utilizó un único elemento de área (shell-thick) para definir toda la capa de rodadura de la superestructura. Para poder generar con la mayor exactitud posible la forma del tablero de la capa de rodadura se procedió a crear elementos de área de menor tamaño para poder adaptarlos a la geometría específica que se requería modelar. Dicho arreglo se puede apreciar en la Figura 5.2. Es importante mencionar que algunos de las formas de los elementos de área se crearon de forma triangular para que se pudiera simular la forma de la curva que tiene la capa de rodadura.

Por último se procede a asignar las condiciones de apoyo necesarias que se adapten al comportamiento real de la superestructura de un puente. Para simular estas condiciones de apoyo, se asignó a un extremo del puente una condición de apoyo con restricción a la traslación en todas las direcciones y con rotación libre en todas las direcciones. Para los apoyos en el otro extremo, se asignó una condición de apoyo con rotación libre en las tres direcciones, con traslación libre en las direcciones 1 y 2 (dirección de los ejes x y y), y con la traslación restringida únicamente en la dirección 3 (dirección del eje z). Es importante mencionar que las condiciones de apoyo son asignadas directamente a los extremos de las vigas T (ver Figura 5.3).

FIGURA 5.1 ARREGLO DEL LOS ELEMENTOS LINEALES (FRAME SECTIONS) EN EL TABLERO.

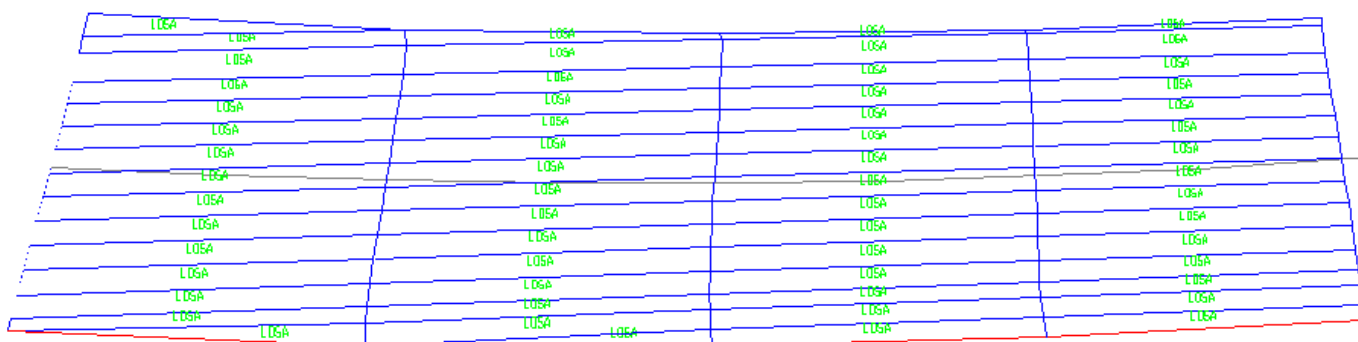


FIGURA 5.2 ARREGLO DEL LOS ELEMENTOS DE ÁREA (AREA SECTIONS) EN EL TABLERO.

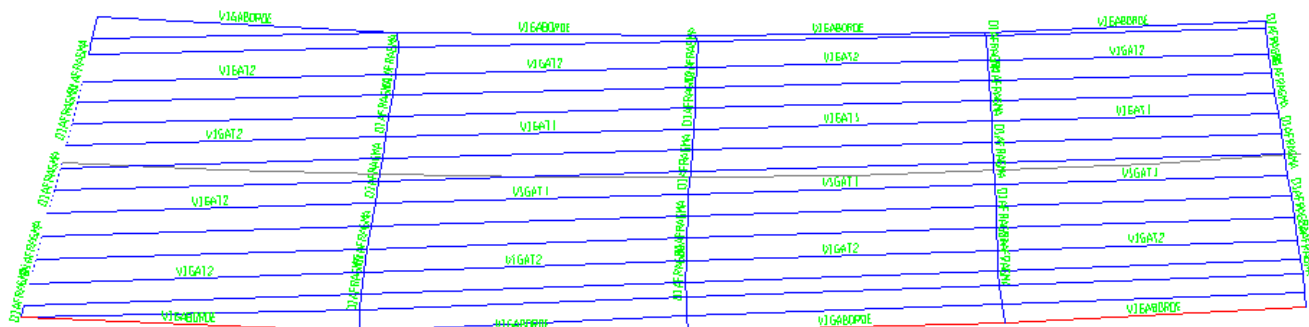
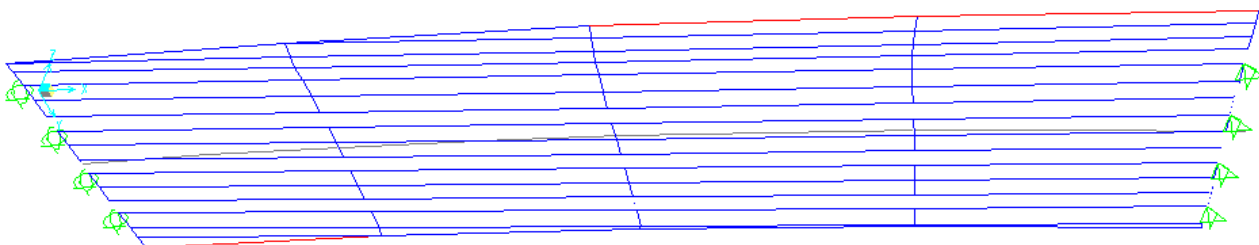
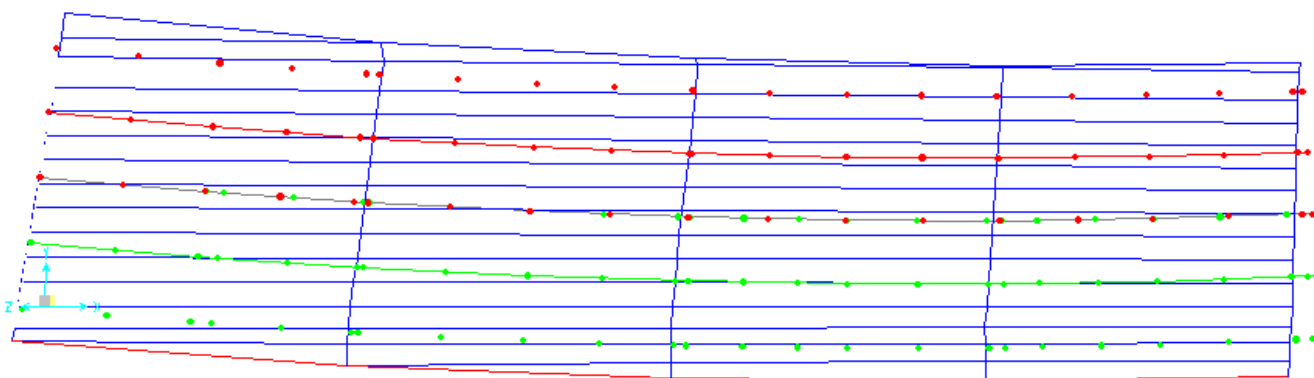


FIGURA 5.3 CONDICIONES DE APOYO (RESTRAINTS) PARA EL TABLERO.

Después de haberse completado el modelo, se procedió a generar la línea central de la superestructura. Para definirla debe especificarse para este caso, el radio de la misma para simular la curva que existe, así como la pendiente y las estaciones de inicio y fin. Esta línea, a la vez nos serviría para definir los carriles de circulación vehicular. En este punto se debe definir el Inicio y fin de los mismos, su ancho y localización con respecto de la línea central. Para el caso de la superestructura del Puente Nahualá, se cuenta con dos carriles de circulación, uno en cada sentido. Es sobre los carriles de circulación que posteriormente se procedió a aplicar las cargas vehiculares (ver Figura 5.4).

FIGURA 5.4 CARRILES PARA CIRCULACIÓN DE CARGA VEHICULAR.

B. APLICACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CARGA.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, para definir las cargas de tránsito, se tuvo que definir primero cada uno de los vehículos que se tomarán en cuenta para el análisis en SAP 2000. Esto se llevó a cabo utilizando la sección “Bridge Loads” del programa. Después de haber definido los tipos de vehículo, se tuvieron que generar distintas clases de vehículos.

Se procedió a generar una clase de vehículo para cada tipo de vehículo, y una clase de vehículo que contuviera a todos los vehículos para que el programa calculara dentro de los vehículos definidos, los efectos más críticos que se pudieran generar en los elementos de la superestructura.

Ya teniendo definidos los carriles vehiculares, los tipos de vehículo y las clases de vehículo se procedió a crear los casos de análisis para las cargas vehiculares. Es aquí en donde se le indica al programa como es que se requiere que se aplique la carga de los vehículos.

Como se necesita conocer los efectos que causa cada vehículo por separado sobre los elementos estructurales de la superestructura, se procedió a crear cuatro distintos casos de análisis. A cada uno de los casos de análisis se le asigna la clase de vehículo que se utilizará para el análisis, así como en que carriles se tendrá que aplicar la carga. Por lo tanto, se creó un caso de análisis para cada clase de vehículo para poder determinar por separado todos los efectos posibles que se pueden dar sobre la superestructura a la hora de aplicar la carga.

Por último, se deben crear las combinaciones de carga que recomienda la metodología AASHTO. La combinación a utilizar se discutió en el capítulo anterior y es la siguiente.

$$U = 1.3 D + 2.171 L \text{ (Ecuación 5.2.a)}$$

Donde se debe ingresar la carga viva, se ingresa el caso de análisis mencionado anteriormente, por ende tendremos cuatro combinaciones AASHTO distintas que obedecen a cuatro tipos distintos de casos de análisis.

Las combinaciones creadas en el programa para el análisis son las siguientes:

Comb1 = 1.3 D + 2.171 (CAMIONG)

Comb2 = 1.3 D + 2.171 (CAMIONHS-25)

Comb3 = 1.3 D + 2.171 (CAMIONHL-93)

Comb3 = 1.3 D + 2.171 (CAMIONT3S2R4)

*EL CASO DE ANÁLISIS "CAMIONG" ES EL QUE UTILIZA LA CLASE DE VEHÍCULOS QUE INCLUYÓ A TODOS LOS TIPOS DE VEHÍCULO EN LA MISMA.

Aparte de la carga vehicular, también se deben tomar en cuenta otros casos de carga como lo son la carga muerta, la sobrecarga y la carga viva generada en los pasos peatonales.

La carga muerta de la superestructura es calculada automáticamente por el programa SAP 2000. Solamente es necesario indicarle al programa como es que ésta debe ser calculada para que la tome en cuenta en el análisis. Esto se indica en la sección de "Mass Source" del programa. Para este caso se le indica al programa que lo calcule de los elementos y de masas adicionales. Para el caso de la sobrecarga se debe tomar en cuenta el peso muerto de los elementos que no se modelaron pero que son parte del proceso constructivo y deben existir. Tales elementos pueden ser la banqueta del área peatonal, los barandales y la capa bituminosa que se encuentra en la parte superior de la capa de rodadura. También se hace necesario aplicar la carga viva generada por la circulación peatonal en las áreas que corresponde.

Las cargas adicionales aplicadas se describen en el siguiente cuadro:

CUADRO 5.1 CARGAS ADICIONALES SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

SOBRECARGA DEBIDO A LA CAPA DE MATERIAL BITUMINOSO	90 Kg/m ²	18.43 lb/pie ²
SOBRECARGA LINEAL APLICADA A LAS VIGAS DE BORDE DEBIDO AL BARANDAL	136kg/m	91.39 lb/pie
SOBRECARGA DEBIDO AL BORDILLO DEL PASO PEATONAL	25 kg/m ²	5.12lb/pie ²
CARGA VIVA DEBIDO A LA CIRCULACION PEATONAL (AASHTO 3.14.1.3)	415Kg/m ²	85.00 lb/pie ²

En las siguientes figuras se muestra la distribución y localización de las cargas adicionales en el tablero de la superestructura.

FIGURA 5.5 DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGA EN EL TABLERO.

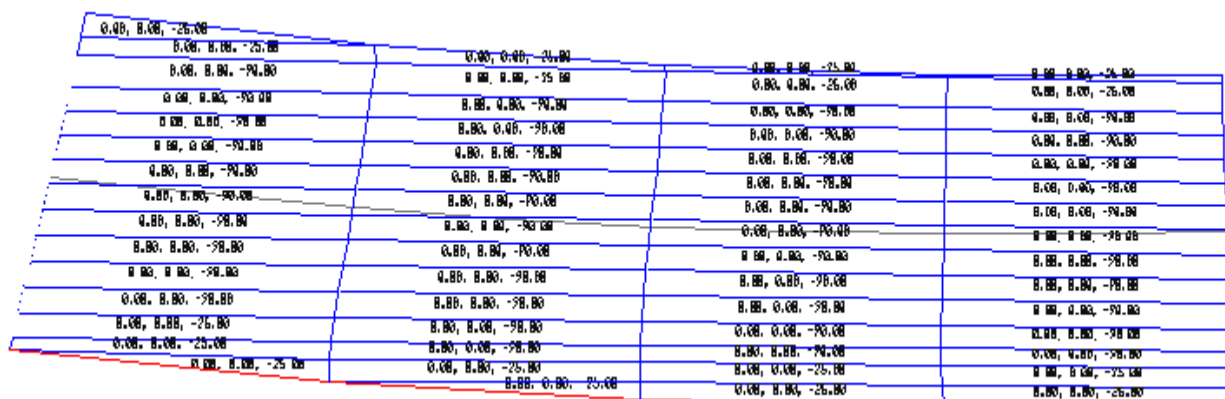


FIGURA 5.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA PEATONAL EN EL TABLERO.

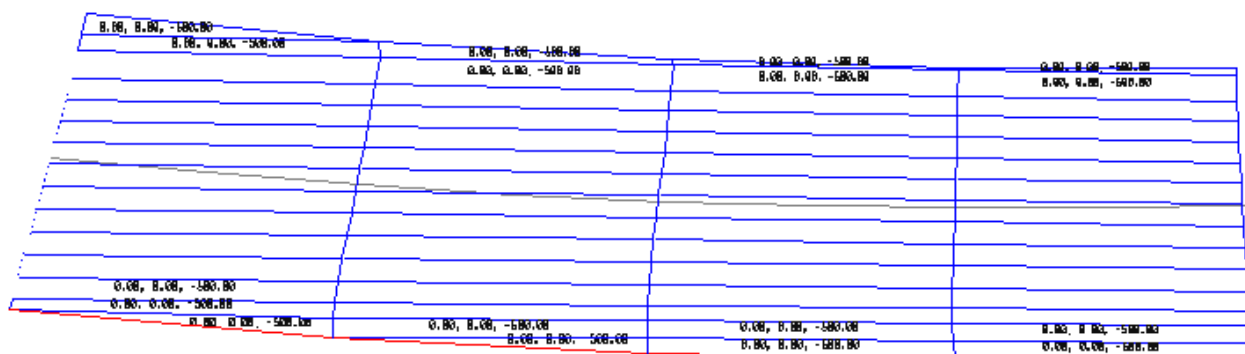
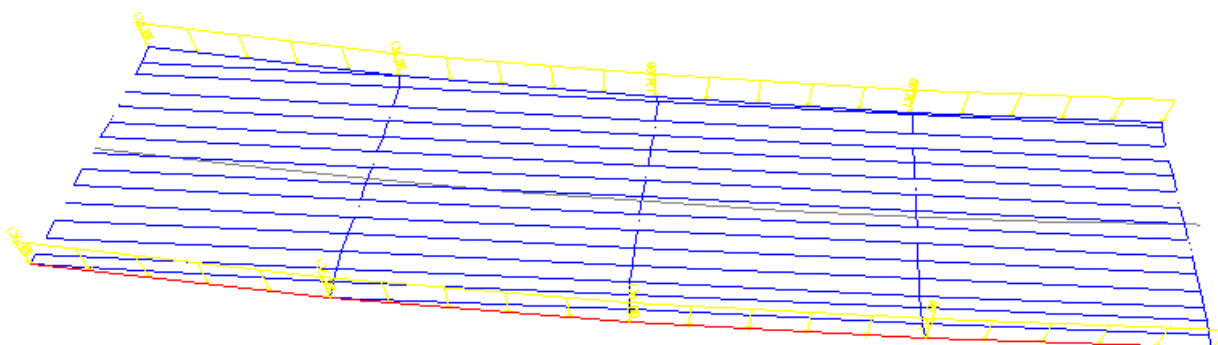


FIGURA 5.7 DISTRIBUCIÓN DE LA SOBRECARGA LINEAL SOBRE LAS VIGAS DE BORDE.



C. CORRIDA DEL ANÁLISIS Y RESULTADOS

Después de haber construido el modelo y de haber asignado correctamente todos los casos de carga se procede a correr el análisis en el programa SAP 2000. Antes de realizar la corrida del análisis se debe verificar que en el programa se tiene seleccionada la opción “space frames” en la sección de “Set Analysis Options” del programa. Después debemos seleccionar qué casos de análisis se van a incluir en la corrida del análisis. En este caso se procedió a incluir todos los casos en el análisis, los cuales son siete en total.

Al correr el análisis se debe verificar en la ventana del SAP Analysis Monitor que no se presente ninguna advertencia de error en la corrida del análisis. Si esto sucede, se debe verificar en qué parte de nuestro modelo se encuentra el error para poder regresar a corregirlo. Es importante mencionar que para este modelo, la corrida se realizó en 31 segundos. Esto se debe a la relativa simplicidad del modelo y a que no se tiene un número elevado de elementos tipo “shell”. Mientras más elementos shell se tengan, más tiempo de análisis se consume en el programa.

Uno de los principales factores a tomar en cuenta para revisar el análisis y verificar que el modelo y que el análisis son congruentes, es el factor de las deflexiones. Se recomienda siempre revisar las deformaciones antes de revisar los resultados del análisis. En este caso se debe revisar la deflexión U3, la cual es la deformación en el eje Z, y es la que se genera por los distintos tipos de carga vehicular y por los casos adicionales de carga.

Para este caso, tomamos las deflexiones en las secciones del tablero en donde hay voladizos. Eso es, en la parte de la losa que esta en voladizo cerca de la parte central de la luz. En las vigas T, al centro de la luz también se presentan deflexiones considerables como era de esperarse. Para los voladizos, tenemos una deflexión máxima bajo cargas de servicio de 4.67 cms y para la parte central de las vigas T, una deflexión máxima de 2.98 cms.

Según la sección 9.11.3 “Superstructure Deflection Limitations” del Manual “Highway Bridges” de la AASHTO, se permite como máximo una deflexión $1/800$ de la luz libre para los miembros estructurales bajo cargas de servicio más impacto, lo cual es equivalente a 5 cms. Para los brazos en voladizo que tengan uso peatonal se permite una deflexión máxima de $1/375$ bajo cargas de servicio mas impacto, lo cual equivale a 10.66 cms. Para ambos casos, se cumple con el factor de deflexiones requerido por la AASHTO.

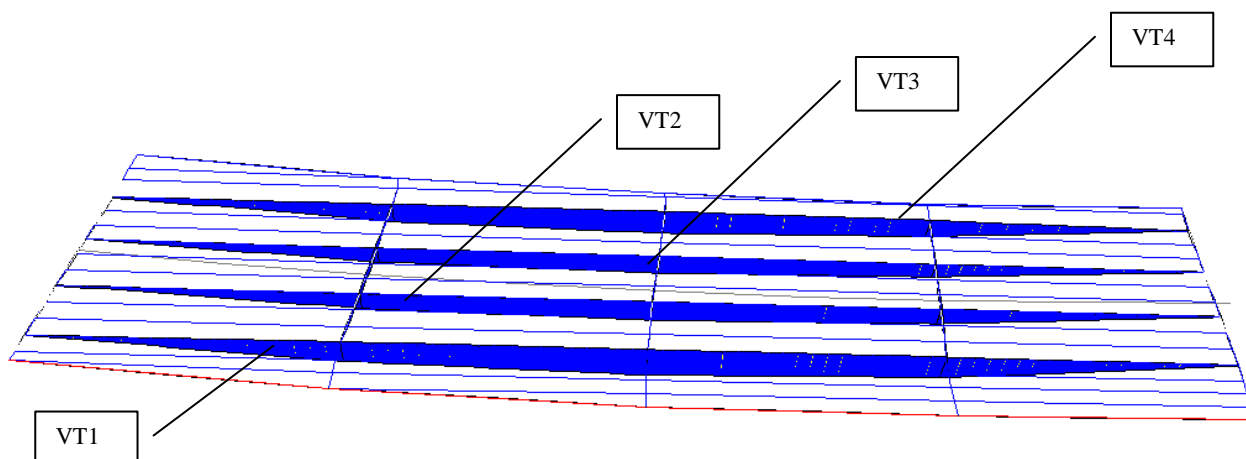
Después de haber chequeado las deflexiones de los elementos estructurales del tablero, se procedió a revisar las fuerzas resultantes en las vigas T. Para las vigas T se procedió a chequear el momento (M33) y la fuerza cortante (V22) en los puntos más críticos. Para verificar que los resultados obtenidos eran acordes con la realidad, se procedió a comparar los momentos máximos en las vigas T generados por los distintos tipos de carga vehicular. Para esto, se tomaron los momentos calculados por el programa y se compararon con los momentos calculados a mano según la teoría de puentes. Dichos resultados se muestran en el siguiente cuadro:

CUADRO 5.2 COMPARACIÓN DE MOMENTOS MÁXIMOS POR CARGA VEHICULAR.

TIPO DE CAMIÓN	MOMENTO CALCULADO A MANO	MOMENTOS CALCULADO CON SAP (ton-m)			
		VT1	VT2	VT3	VT4
HS - 25	243.24 ton-m	255.41	193.98	171.87	194.89
HL - 93	198.08 ton-m	204.33	155.18	137.50	155.91
T3 - S2 - R4	287.41 ton-m	298.35	228.55	203.41	233.07

Gráficamente se puede apreciar la envolvente de momento para cada una de las vigas T y para la carga vehicular del camión tipo HS-25, el cual se utilizó para el diseño real del puente.

FIGURA 5.8 DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LAS VIGAS T Y CARGA VEHICULAR HS-25.



Al realizar una comparación detallada de los valores del momento máximo, se puede observar que los valores para las vigas VT2 y VT4 con respecto al valor calculado a mano, teniendo una correlación de más del 80% para los tres tipos de vehículo. Para la viga VT3 se tiene una correlación del 70% y para la viga VT1, que es la que presenta el valor más parecido, se tiene una correlación del 95%.

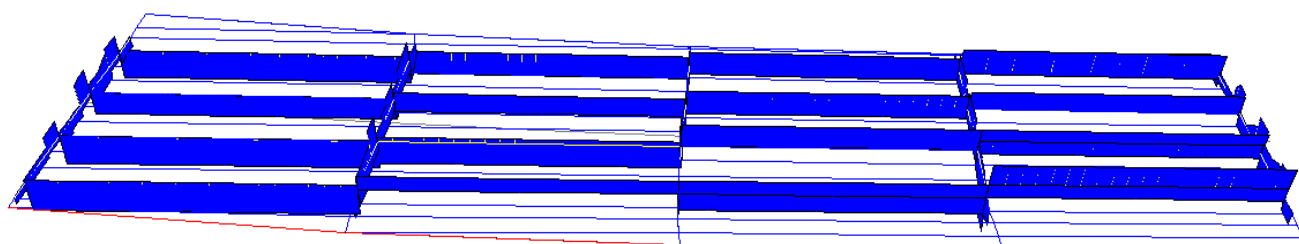
Al tomar en cuenta la configuración del tablero y de observar cómo están aplicadas las cargas vehiculares podemos ver que esta variación es lógica. Debido a la curvatura que tienen los carriles de circulación vehicular se puede observar claramente que las líneas de carga no actúan sobre las vigas en todo momento sobre lo largo de la misma. Por lo tanto no se garantiza que las llantas del vehículo actúen directamente sobre la viga al centro de la luz del puente, mientras que en el cálculo convencional se asume que la carga de la llanta actúa directamente sobre la viga al centro de su luz. Esto por esto que se considera lógico que los valores de los momentos calculados con SAP sean menores. Al observar el modelo se puede constatar que junto a la viga VT1 se encuentra el voladizo más grande del tablero, proporcionando por tanto, una mayor área tributaria de carga hacia la misma viga. También se puede observar en la Figura 5.4 que parte del ancho del carril para circulación vehicular se encuentra sobre dicho voladizo, lo que incrementa los efectos sobre la viga.

Con una metodología similar, también se procedió a realizar una comparación de las fuerzas cortantes en los puntos más críticos de las vigas T, las cuales como es de esperarse, se generan en los extremos de las vigas T. Esto se muestra en el siguiente cuadro:

CUADRO 5.3 COMPARACIÓN DE CORTANTES MÁXIMOS POR CARGA VEHICULAR.

TIPO DE CAMIÓN	CORTANTE CALCULADO A MANO	CORTANTES CALCULADO CON SAP (ton)			
		VT1	VT2	VT3	VT4
HS – 25	25.595 ton	19.39	13.57	11.55	14.61
HL – 93	20.846 ton	15.48	11.10	9.25	11.68
T3 – S2 – R4	28.437 ton	22.04	16.37	13.14	17.24

En la siguiente figura se puede observar el diagrama de cortante para cada una de las vigas T y para la carga vehicular del camión HS-25.

FIGURA 5.9 DIAGRAMA DE CORTANTE PARA LAS VIGAS T Y CARGA VEHICULAR HS-25.

Al observar los resultados obtenidos con el programa SAP 2000 y compararlos con los resultados obtenidos a partir de un cálculo convencional, se puede apreciar que en general para todas las vigas, los valores calculados en SAP son considerablemente menores. La disminución de los valores obtenidos con el programa SAP con respecto a los valores convencionales se debe primordialmente a los carriles vehiculares poseen una curvatura y no están alineados con las vigas T. Entonces, en los extremos de las vigas, nunca se va a tener a las tres cargas de las llantas sobre la misma alineación de la viga, reduciendo así los cortantes en las mismas.

En el cálculo convencional, sí se asume que las tres cargas actúan al mismo tiempo en el extremo de la viga, de allí que se observen valores más altos para los tres tipos de vehículo. También podemos observar en el modelo del tablero que se incluyeron diafragmas a cada 9.86 metros, los cuales dan rigidez al sistema completo y ayudan a absorber las fuerzas cortantes producidas por las cargas vehiculares. En el cálculo convencional de los cortantes no se toma en cuenta la presencia de dichos diafragmas y por esto se puede deber la tendencia en los valores.

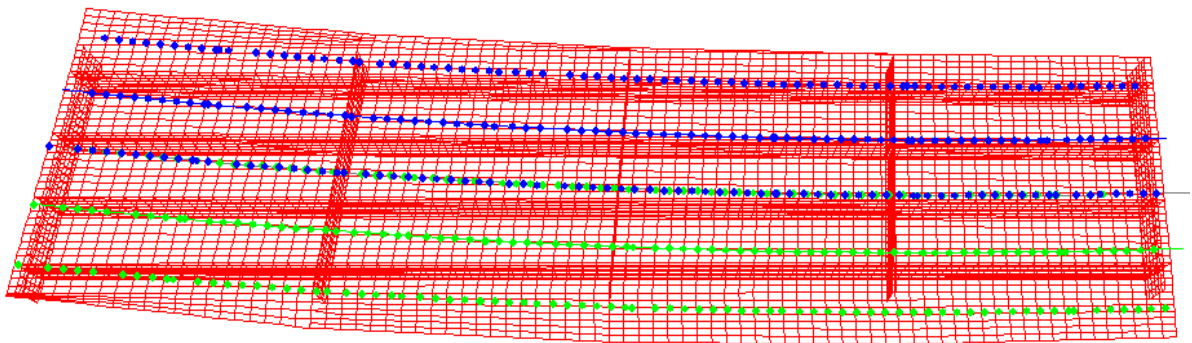
VI. ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA POR MEDIO DE ELEMENTOS FINITOS

Ya teniendo un modelo convencional con el cual se pueda comparar, se procedió al desarrollo de un modelo basado en Elementos Finitos. Este modelo consiste en generar todos los elementos estructurales por medio de una serie de elementos de área (area sections) de un tamaño tal que se pueda modelar con bastante exactitud la geometría del tablero del puente.

La configuración del modelo se discute con suficiente detalle en la sección 3.2 del Capítulo 3. En esta sección ya se discutió cómo se conformaron los distintos elementos estructurales, qué variables se asumieron para simplificar el modelo y qué tipo de restricciones se aplicaron y en qué puntos para poder simular con la suficiente exactitud las condiciones reales de apoyo de la superestructura.

La definición de la línea central y de los carriles vehiculares, se realizó exactamente de la misma manera que para el modelo tradicional, garantizando así que la aplicación de las cargas sobre el modelo creado con elementos finitos iba a ser igual a la del modelo convencional (ver Figura 6.1).

FIGURA 6.1. PROYECCIÓN DEL LOS CARRILES VEHICULARES SOBRE LA LOSA.

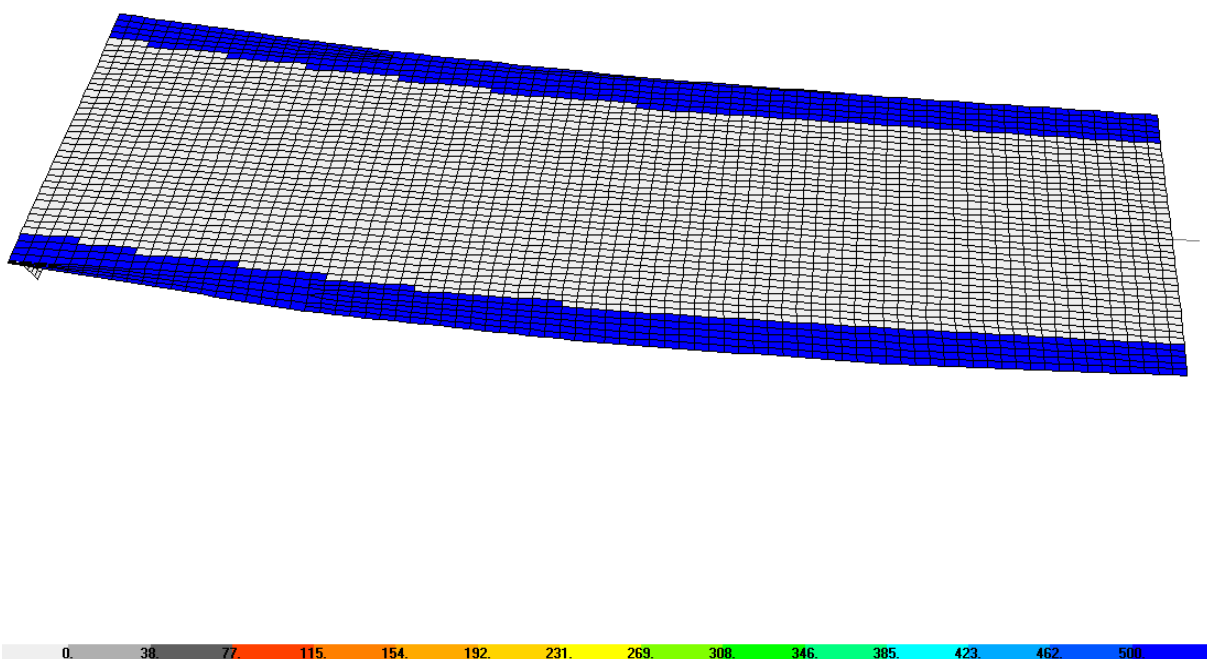


A. APLICACIÓN DE LAS CARGAS

Básicamente para la aplicación de las cargas en este modelo se siguió el mismo criterio que se utilizó en el modelo convencional. En este modelo se cuenta con la ventaja de que la subdivisión en una mayor cantidad de elementos tipo área nos permite asignar las cargas de una manera más precisa y nos permite simular con más exactitud la localización de las cargas. Esto se puede observar claramente al aplicar las cargas vivas distribuidas en el área peatonal de la superestructura (ver Figura 6.2). Ya que se cuenta con una subdivisión de elementos de área que nos ayuda a definir la geometría y la aplicación de las cargas y se puede asignar las cargas de una manera mucho más precisa.

El área en donde se aplica la carga viva peatonal y la sobrecarga por la banqueta obedece a la geometría real del puente ya que se pudo aplicar las cargas a franjas de aproximadamente de 1 metro de ancho que siguen la curvatura que va formando los carriles de circulación vehicular.

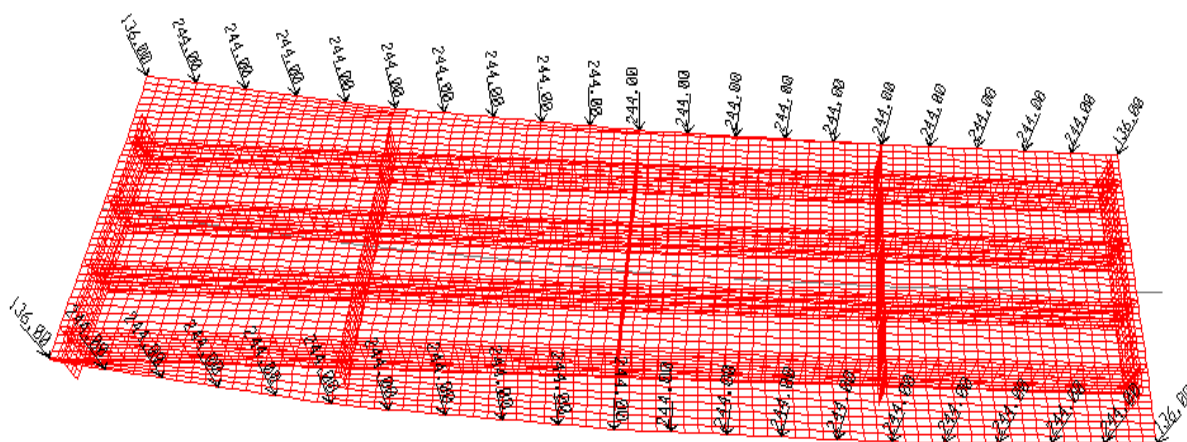
FIGURA 6.2. CARGA VIVA EN EL ÁREA PEATONAL DEL PUENTE.



Los valores de las cargas adicionales aplicadas son exactamente los mismos que para el caso del modelo convencional. La única diferencia radica en la aplicación de la sobrecarga para los bordes del tablero, la cual se genera por los elementos no estructurales como lo es el barandal del puente.

Para aplicar esta sobrecarga se prefirió asignarla a los nodos (joints) de algunos elementos de área, a diferencia del modelo convencional en donde se aplicó como una carga lineal en las vigas de los bordes. Estas cargas en los nodos simulan la carga puntual de cada uno de los postes que sostienen a la baranda en el área peatonal. Esto se hizo así porque en este modelo se cuenta con una mayor cantidad de nodos y se encuentran a intervalos de aproximadamente 0.5 mts, por lo que es mucho más fácil modular las distancias para los postes y así aplicar una carga que este más acorde con la realidad (ver Figura 6.3).

FIGURA 6.3. SOBRECARGAS PUNTUALES DEL BARANDAL DEL PUENTE.



Aparte de este factor, todas las cargas fueron aplicadas de la misma manera como se aplicaron para el modelo tradicional. Para las cargas vehiculares se utilizaron los mismos casos de análisis con las mismas combinaciones de carga para que ambos modelos fueran comparables.

Es importante recalcar que la subdivisión en una malla de varios elementos de área hace que la aplicación de las cargas de superficie o distribuidas sea mucho más acorde a el caso que se presenta en la realidad. Es por esto, que es más recomendable modelar los elementos de área tales como muros, losas, cascarones, etc. con elementos finitos ya que se asemeja más al caso real y las fuerzas resultantes por ende van a ser mucho más exactas. Como ya se mencionó anteriormente, mientras más detallada sea la malla, más exactitud se va a tener a la hora del proceso de análisis y resultados.

B. CORRIDA DEL ANÁLISIS Y RESULTADOS

Para llevar a cabo el análisis de la superestructura, se tomaron en cuenta los mismos factores que se tomaron en cuenta en el modelo convencional. Se verificó que estuvieran incluidos todos los casos de análisis y que la opción “space frames” estuviera seleccionada antes de realizar la corrida del análisis. También debe revisarse en la ventana del SAP Analysis Monitor que no surja ninguna advertencia que indique algún error en el modelo de Elementos Finitos.

Es importante mencionar que el proceso de análisis para este tipo de modelo lleva mucho más tiempo debido a la presencia de un gran número de elementos planares de área. Debe tomarse que deben resolverse seis ecuaciones de equilibrio para cada nodo en el modelo (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y y M_z).

Después de haberse realizado la corrida del análisis, se procedió a chequear las deflexiones para los mismos puntos críticos que se chequearon en el modelo convencional. Para el área peatonal de la losa en voladizo se tiene una deflexión máxima de 4.37 cms tomando en cuenta la carga viva de servicio del camión T3-S2-R4. Para la parte central de la viga T de borde se tiene una deflexión máxima de 3.52 cms.

Como se mencionó en el capítulo anterior, el Manual “Highway Bridges” de la AASHTO permite como máximo una deflexión $1/800$ de la luz libre para los miembros estructurales bajo cargas de servicio más impacto, lo cual es equivalente a 5 cms. Para los brazos en voladizo que tengan uso peatonal se permite una deflexión máxima de $1/375$ bajo cargas de servicio más impacto, lo cual equivale a 10.66 cms. Para ambos casos, se cumple con el factor de deflexiones requerido por la AASHTO.

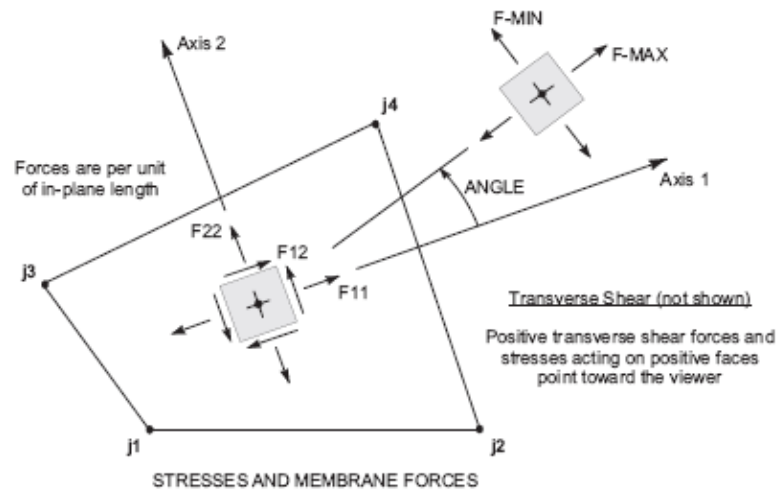
También es importante notar que al comparar estas deflexiones con las del modelo convencional, vemos que existe una alta similitud entre las mismas, lo cual nos indica que ambos modelos se comportan de una manera similar estando sometidos a las mismas cargas vehiculares aunque los modelos hayan sido elaborados con diferentes métodos.

Ya habiendo chequeado las deflexiones, se procedió a chequear los momentos máximos por cargas permanentes y vehiculares al centro de las vigas T y se procedió a chequear los cortantes en los extremos de las vigas T.

Las fuerzas resultantes sobre los Elementos Finitos son totalmente distintas a las fuerzas que se obtienen del análisis de un modelo convencional. Primero se debe tener claro que las resultantes sobre los elementos finitos son las fuerzas internas que se producen en el elemento.

Si se requiere extraer los valores de las fuerzas cortantes en un modelo construido con Elementos Finitos se debe primero revisar cual es la alineación de los ejes locales de los elementos ya que las fuerzas principales F_{11} y F_{22} actúan sobre dichos ejes (ver Figura 6.4).

FIGURA 6.4 ESFUERZOS Y FUERZAS DE MEMBRANA.



Si la alineación de los ejes locales de los Elementos Finitos no coincide con los ejes globales del modelo, se debe transformar el valor de las fuerzas a los ejes globales ya que las fuerzas que se utilizarán para el diseño deben estar alineadas con los ejes principales o globales del modelo.

A diferencia del modelo convencional en donde se obtenía el valor del momento máximo (M_{33}) directamente del diagrama de la envolvente de momento, para el modelo de Elementos Finitos se debe extraer la fuerza axial que actúa en la fibra más exterior en la parte inferior de la viga y multiplicarla por el brazo para poder obtener el momento máximo en este punto. En este caso, los ejes locales de los elementos finitos del alma de la viga coinciden con los ejes globales del modelo. Es por esto, que para la obtención de los momentos, se procede a utilizar la fuerza F_{11} , la cual actúa en el mismo sentido longitudinal (eje x) de la viga y se multiplica por la altura de la viga T menos el espesor de las alas, lo cual es el brazo para dicha fuerza.

Para tomar este valor del diagrama superficial de Fuerzas del modelo (ver Figura 6.5) se tomara el valor promedio entre el valor mínimo y el valor máximo del elemento finito que se encuentra en la parte central inferior de las vigas T . En la siguiente tabla se muestra el cálculo del momento para las cuatro vigas.

CUADRO 6.1 MOMENTO MÁXIMO AL CENTRO DE LA LUZ DE LAS VIGAS T PARA CAMIÓN HS-25

Viga	Brazo (m)	F11 Max (ton)	Momento Máximo (Brazo x F11)
Viga T1	1.85	183.00	338.55
Viga T2	1.85	143.50	265.48
Viga T3	1.85	118.00	218.30
Viga T4	1.85	126.00	233.1

CUADRO 6.2 MOMENTO MÁXIMO AL CENTRO DE LA LUZ DE LAS VIGAS T PARA CAMIÓN HL-93

Viga	Brazo (m)	F11 Max (ton)	Momento Máximo (Brazo x F11)
Viga T1	1.85	145.50	269.18
Viga T2	1.85	114.50	211.83
Viga T3	1.85	94.50	174.83
Viga T4	1.85	100.50	185.93

CUADRO 6.3 MOMENTO MÁXIMO AL CENTRO DE LA LUZ DE LAS VIGAS T PARA CAMIÓN T3-S2-R4

Viga	Brazo (m)	F11 Max (ton)	Momento Máximo (Brazo x F11)
Viga T1	1.85	205.50	380.18
Viga T2	1.85	164.50	304.33
Viga T3	1.85	137.50	254.80
Viga T4	1.85	146.00	270.10

En las Figuras 6.5 y 6.6 se puede apreciar la distribución de la fuerza F11 en el alma de las vigas T, así como la similitud del comportamiento para las cuatro vigas.

FIGURA 6.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS F11 SOBRE EL ALMA DE LAS VIGAS.

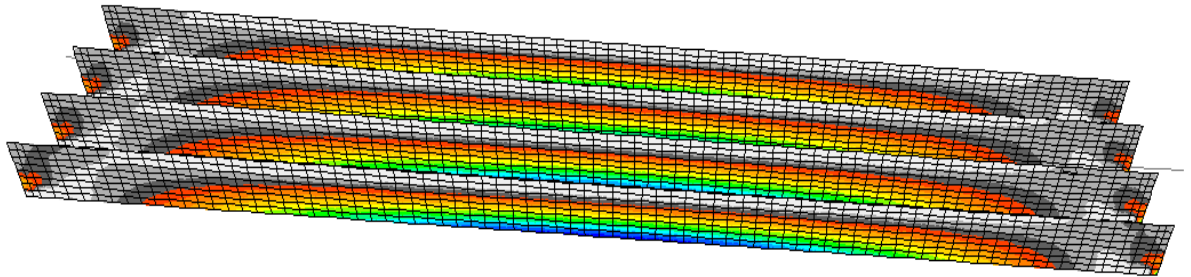


FIGURA 6.6 VISTA DISTRIBUCIÓN FUERZAS F11.

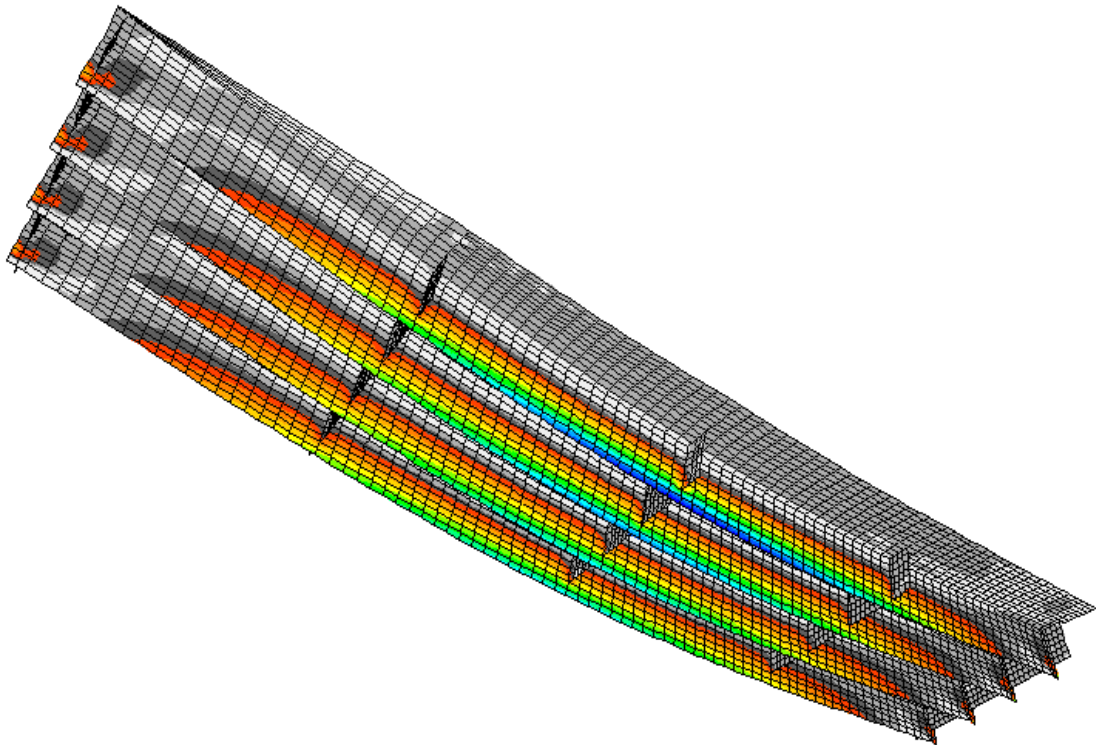
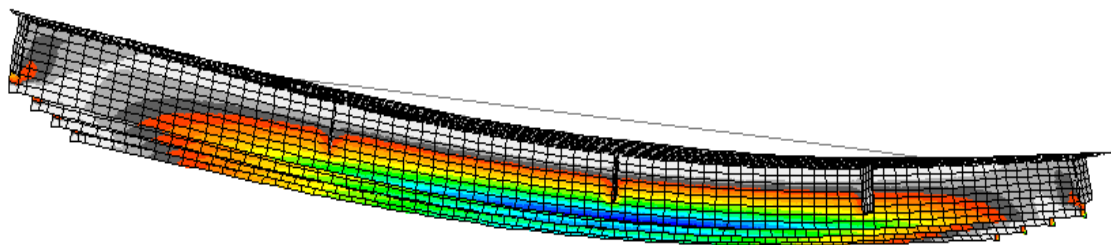


FIGURA 6.7 VISTA DISTRIBUCIÓN FUERZAS F11 Y DEFORMACIÓN DEL TABLERO.



VII. COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Como primer punto, es importante mencionar que se debe contar con un conocimiento detallado del output de los resultados del programa SAP 2000. Esto depende mucho del tipo de modelo, así como del tipo de elemento con los que se está trabajando. El output de los resultados para elementos tipo "Frame" es distinto al output para los elementos de tipo "Área". El modelo convencional de la superestructura del puente está construido con elementos tipo "Frame" y tipo "Área", mientras que el modelo realizado con Elementos Finitos está construido netamente con elementos tipo "Área".

Al obtener los resultados con el programa SAP 2000 se puede observar que para los elementos tipo "Área" tenemos un output de resultados basados en los ejes locales de cada elemento, así se tienen componentes de esfuerzos, fuerzas, momentos y cortantes en los ejes locales 1, 2 y 3 para cada elemento. También se debe tener muy claro que éstas componentes se encuentran en función de la longitud en el plano de los elementos y deben transformarse a valores absolutos a la hora de diseñar.

A diferencia de los elementos de área, los elementos tipo "Frame" se encuentran generalmente alineados con las coordenadas globales de modelo, por lo que la extracción de los resultados es mucho más simple. Después de haberse realizado un análisis a un modelo con elementos tipo "Frame", basta con seleccionar el elemento para ver en pantalla un reporte que muestra la fuerza cortante, el momento y la deflexión absoluta sobre cualquier parte de la longitud del elemento. Por lo tanto la extracción de los resultados para el caso de los elementos tipo "Frame" es directa en el sentido que el resultado que arroja el programa en pantalla es el valor absoluto real que se puede utilizar para realizar un diseño.

El modelo convencional es visto desde el punto de vista de; modelado, análisis y extracción de los resultados, lo cual resulta ser más simple que el modelo construido con elementos finitos.

Lo más complicado en el proceso de modelado consistió en generar un “grid” o grilla para poder dibujar sobre este los elementos de área y los elementos tipo “Frame”. Ya que la superestructura del puente Nahualá posee cierta curvatura en su losa, y una pendiente sobre su eje transversal y longitudinal, se hizo difícil adecuar dicha grilla a las necesidades del modelo. Otra dificultad que se presentó, fue el hecho que se contaba con dos distintos tipos de viga y el grosor del topping de concreto sobre la sección transversal era variable.

Al generar el modelo convencional de la superestructura, se construyeron los elementos tipo “Frame” (vigas T) con exactamente la misma geometría que tienen los elementos reales del puente. Posteriormente se dibujaron elementos de área llamados “losa” entre cada viga. Luego se fueron subdividiendo los elementos tipo área para obtener una geometría lo suficientemente parecida a la curvatura que presenta la carpeta de rodadura.

En el caso del modelo de elementos finitos, se tuvo que crear una serie de elementos de área con distintos grosores, ya que para modelar las vigas T se tuvo que generar un elemento híbrido a partir de elementos de área de espesor constante. Por lo tanto, se tuvo que construir una viga con la suficiente variedad de elementos de área que nos pudiera brindar una geometría lo más acorde a la geometría del elemento real. Para el proceso de modelaje de la losa, se realizó el mismo proceso de subdivisión solo que a un nivel mucho más detallado. Al tener una subdivisión más detallada de los elementos de área, se llegó a contar con una geometría bastante parecida a la curvatura que presenta la carpeta de rodadura.

Para que el modelo fuera eficiente, fue muy importante realizar una subdivisión de elementos de área que tuvieran una conectividad adecuada para que la transmisión de los esfuerzos en los elementos que se encuentran adyacentes, fuera por los nodos por los que están conectados. Lo ideal es contar solamente con elementos cuadriláteros y que los elementos adyacentes estén conectados todos a elementos cuadriláteros también. Cuando esto no sucede, se generan esfuerzos concentrados en puntos donde no existe conectividad, generando resultados poco confiables o erróneos.

Por lo tanto, el proceso de modelado conlleva más tiempo ya que se requiere verificar que la conectividad de los elementos para que el modelo sea estable.

En el proceso de análisis es en donde se marcaron más las diferencias entre uno y otro modelo. Para que el programa SAP 2000 llevara a cabo la corrida del análisis del modelo convencional, tomaba un tiempo aproximado de 3 minutos. Esto resultaba ser muy conveniente para el proceso de análisis y diseño ya que cuando se analizaban los resultados y se determinaba que había que realizar una corrección, se podía llevar a cabo una nueva corrida y se analizaba nuevamente el resultado en un tiempo mínimo. Este proceso iterativo es bastante común cuando se trabaja con este tipo de software, por lo que el modelo convencional resultaba ser muy conveniente.

Para el proceso de análisis del modelo de Elementos Finitos, se dependió mucho del equipo de cómputo con el que se contaba, ya que dicho análisis llegó a tomar hasta 90 minutos aproximadamente. Esto se debió a la gran cantidad de elementos de área con los que contaba el modelo y por que el programa debía resolver seis ecuaciones de equilibrio para cada nodo en los elementos. Esto resultó en un proceso de análisis y diseño poco eficiente ya que sí requería llevar a cabo una corrección o evaluar una alternativa distinta en el modelo, se debía esperar demasiado tiempo para obtener los resultados del análisis.

Para la extracción de los resultados de las vigas T del modelo convencional, se procedió a tomar los valores máximos de momento para cada tipo de vehículo en el output gráfico que presenta el programa SAP 2000. Esto era sumamente sencillo ya que lo único que se debía hacer era elegir el elemento que nos interesaba, se seleccionaba el caso de carga necesario y se elegían las unidades con las que se querían obtener los resultados.

Para el caso del modelo de Elementos Finitos, se tenía que determinar cuáles eran los elementos de área críticos en donde se producían los esfuerzos más críticos y verificar la orientación de los ejes locales de dichas áreas para determinar si estaban o no alineadas con los ejes globales del modelo.

Posteriormente se obtuvieron los valores de la fuerza F11, la cual es el equivalente a la fuerza axial en los elementos de la viga para luego multiplicarlos por el brazo (altura del elemento de viga) para poder obtener el momento máximo al centro de la luz de las vigas.

En las tablas a continuación se comparan los momentos (ton-metro) obtenidos para ambos modelos con los distintos tipos de vehículos considerados y se incluye el momento máximo obtenido mediante el cálculo estático (ver anexo).

TABLA 7.1 COMPARACIÓN MOMENTOS MÁXIMOS PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN HS-25

VIGA	CÁLCULO ESTÁTICO	MODELO CONVENCIONAL	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS
Viga T1	243.24	255.41	338.55
Viga T2	243.24	193.98	265.48
Viga T3	243.24	171.87	218.30
Viga T4	243.24	194.89	233.10

TABLA 7.2 COMPARACIÓN MOMENTOS MÁXIMOS PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN HL-93

VIGA	CÁLCULO ESTÁTICO	MODELO CONVENCIONAL	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS
Viga T1	198.08	204.33	269.18
Viga T2	198.08	155.18	211.83
Viga T3	198.08	137.50	174.83
Viga T4	198.08	155.91	185.93

TABLA 7.3 COMPARACIÓN MOMENTOS MÁXIMOS PARA LAS VIGAS T CON CAMIÓN T3-S2-R4

VIGA	CÁLCULO ESTÁTICO	MODELO CONVENCIONAL	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS
Viga T1	287.41	298.35	380.18
Viga T2	287.41	228.55	304.33
Viga T3	287.41	203.41	254.80
Viga T4	287.41	233.07	270.10

Al observar detenidamente los resultados, se puede ver que en general los valores de momento máximo que se obtuvieron a partir del modelo convencional son menores a los que se obtuvieron a partir del modelo de Elementos Finitos. También podemos observar un patrón bastante marcado en los resultados de ambos modelos. Los valores de momento máximo para la viga VT1 son los más altos y los valores más bajos de momento máximo corresponden a la viga VT3.

Por otro lado, podemos observar que el valor del momento máximo obtenido mediante el cálculo estático es el mismo para todas las vigas y es mayor al valor del momento máximo del modelo convencional para las vigas VT2, VT3 Y VT4. El valor de momento estático y del momento máximo del modelo convencional para la viga VT1 son bastante parecidos. Al comparar los valores de los momentos obtenidos mediante el cálculo estático con los momentos máximos del modelo de Elementos Finitos se puede observar que existe una buena correlación de los valores para las vigas VT2, VT3 y VT4, y existe una correlación media para los valores de la viga VT1.

Al comparar los valores de los momentos máximos de los distintos tipos de vehículos, se puede observar que los valores para el camión T3-S2-R4 son de entre un 11% a un 18% más grandes que los momentos máximos generados por el camión HS-25. También podemos observar que los momentos máximos generados por el camión HS-25 son aproximadamente un 20% mayores que los generados por el camión HL-93.

Al verificar las deflexiones máximas en las vigas T producidas por el camión que genera los efectos más críticos, se pudo comprobar que no sobrepasan las deflexiones máximas permisibles que dicta la guía de la **Standard Practice for Highway Bridges** de la AASHTO. Aunque esto nos da cierta seguridad con respecto a la carga de diseño que se utilizó para el diseño del puente Nahualá, debe tomarse en cuenta que los momentos máximos producidos por el camión T3-S2-R4 son considerablemente mayores a los que produce la carga del camión HS-25. Esto podría afectar a largo plazo la superestructura del puente ya que la fatiga que sufren los elementos es mayor a la que se tiene prevista, lo cual podría provocar un deterioro más acelerado y un acortamiento del período de vida del puente con respecto al que se considero inicialmente.

Al realizar un análisis de este tipo, se puede observar que tipos de vehículos son los que producen los efectos más críticos en la superestructura de un puente. Esto, sumado a un buen estudio de tránsito nos puede dar una idea de que criterio debe tomarse para el diseño de un puente y así tomar en cuenta la probabilidad de en el futuro dichas estructuras sean sometidas a cargas recurrentes más altas.

VIII. CONCLUSIONES

1. Se concluye que la hipótesis se cumple parcialmente, se estableció que no se tomaron en cuenta otras cargas de camión que pudieran circular en un futuro por las carreteras de nuestro país y que éstas provocan efectos considerablemente mayores en los elementos estructurales de un puente.
2. El Método por Elementos Finitos no es una herramienta efectiva ya que consume demasiado tiempo de análisis y la obtención de los resultados es más complicada.
3. El método por Elementos Finitos puede llegar a ser una herramienta útil paralela a un modelo convencional para localizar dentro de los elementos estructurales la localización y magnitud de los efectos más críticos.
4. El modelo más eficiente que se puede generar es el que consiste en elementos de frame para modelar las vigas, y una malla de objetos tipo Shell lo suficientemente subdivisionada para modelar las losas en un puente.
5. El programa SAP 2000 resulta ser una herramienta muy potente para el modelado, análisis y cálculo estructural media vez se el usuario conozca con suficiente amplitud el funcionamiento del programa.
6. Se considera que los valores de momento obtenidos mediante el caso de análisis "Moving Load" del programa SAP 2000 son más acordes a la realidad que los que se obtienen mediante un cálculo estático.

IX. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda siempre realizar el cálculo estático para verificar y corroborar los resultados del análisis por medio de SAP u cualquier software para cálculo estructura.
2. Se recomienda realizar una verificación detallada del diseño de los elementos estructurales para determinar si estos soportan el caso de carga más crítico.
3. Se recomienda realizar monitoreos periódicos del tráfico sobre este tramo carretero para identificar posibles cambios en las cargas generadas por variaciones en el tráfico.
4. Establecer un programa de mantenimiento para puentes con el fin de evitar el deterioro del mismo y un posible colapso a la hora de un evento natural.

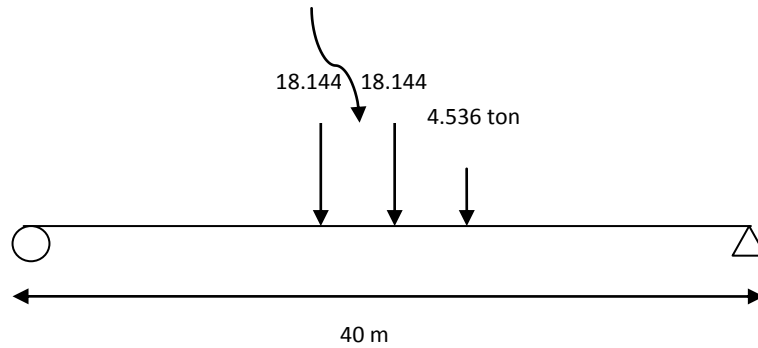
X. BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSHTO). 1996. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16th edition. Washington D.C. 677pp.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSHTO). 1999. *Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*. 2nd edition. Washington D.C. 677pp.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSHTO). 1994. *Guide Specification for Distribution of Loads for Highway Bridges*. Washington D.C. 56p.
4. Bakht, Baidar/Jaeger, Leslie. 1985. *Bridge Analysis Simplified*. New York. Mc Graw Hill Book Company. 294pp.
5. O'Connor, Colin. 1971. *Design of Bridge Superstructures*. New York. John Wiley & Sons Inc. 552pp.
6. Podolny, Walter/Muller, Jean. 1982. *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*. New York. John Wiley & Sons Inc. 561pp.
7. Priestly, M; Seible, F and G. Calvi. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York. John Wiley & Sons Inc. 686pp.
8. Rowe, R. 1976. *Concrete Bridge Design*. 4th edition. London. Applied Science Publishers Ltd. 332pp.
9. Xanthratos, P. *Theory and Design of Bridges*. New York. Wiley – Interscience.

10. Zienkiewicz, C. 1971. *The finite Element Method in Engineering Science*. 2nd edition. London. Mc Graw Hill.
11. Chandrupatal, T/Ashok Belegundu. 1991. *Introduction to Finite Elements in Engineering*. New Jersey. Prentice Hall, Inc. 414pp.
12. Ross, Carl. 1998. *Advanced Applied Finite Element Methods*. West Sussex, England. Horwood Publishing. 463pp.
13. Steele, Jeffrey. 1989. *Applied Finite Element Modeling*. New York. Marcel Dekker, Inc. 361pp.

X. ANEXO

Cálculo estático de momento y cortante máximo para camión HS-25.



- Factor de impacto (AASHTO 3.8.2.1)

$$I = 50 / (L + 125)$$

$$I = 50 / ((40 \times 3.281) + 125) = 0.195$$

- Factor de distribución de las cargas de llanta (AASHTO tabla 3.23.1)

Espaciamiento entre vigas longitudinales (S): 2.24 mts ó 7.35 pies)

Para vigas T de concreto con $S > 6$ pies, $S/6.5 = 1.13$

Número de líneas de carga: 2

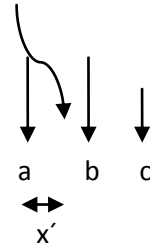
⇒ Factor de reducción de la carga viva = $(1.13/2) \times 1.195 = 0.675$

⇒ $18.144 \times 0.675 = 12.247$ ton

⇒ $4.536 \times 0.675 = 3.062$ ton

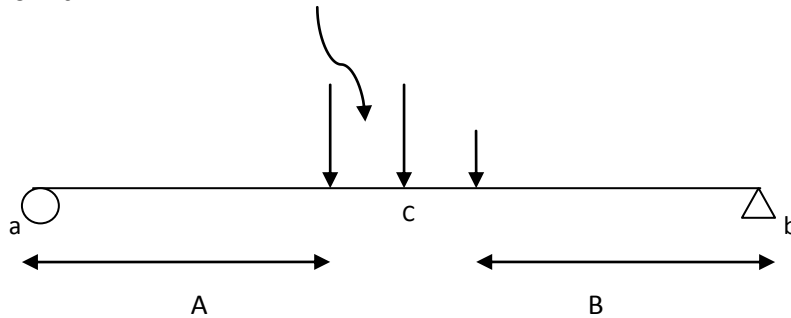
Momento máximo

$$\sum M_a = 0$$



$$12.247 \times 4.27 + 3.062 \times 8.54 = 27.556 \times (x')$$

$$x' = 2.846 \text{ mt}$$



$$A + 2.846 = 4.27 + B$$

$$B = A - 1.424$$

$$A + 8.54 + B = 40$$

$$A + 8.54 + A - 1.424 = 40$$

$$2A = 40 + 1.424 - 8.54$$

$$\Rightarrow A = 16.44 \text{ mts}; B = 15.02 \text{ mts}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$R_b \times 40 - 27.556 \times (16.44 + 2.846) = 0$$

$$R_b = 13.286 \text{ ton} \Rightarrow R_a = 14.27 \text{ ton}$$

$$\sum M_c = 0$$

$$R_a \times (4.27 + 16.44) - 12.247 \times 4.27 = 0$$

$M_{\max} = 243.24 \text{ ton} - \text{m}$

Cortante máximo

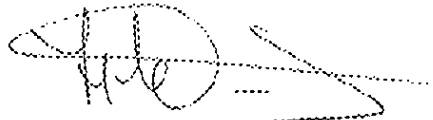


$$\sum M_A = 0$$

$$(4.27 \times 12.247) + (3.062 \times 8.54) = R_B \times 40$$

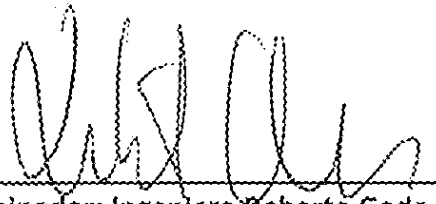
$$R_B = 1.961 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow R_A = 27.556 - 1.961 = 25.595 \text{ ton}$$

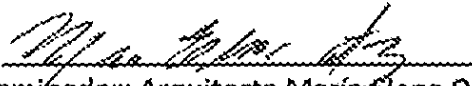


Vo Bo. _____

Asesor y Examinador: Ingeniero Luis Arnoldo Córdova Mejía



Examinador: Ingeniero Roberto Goda



Examinador: Arquitecta María Elena Ortiz

Fecha de Aprobación: 6 de agosto de 2008