



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA
Y GEODÉSICA

**“EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN PUENTE CARRETERO EN MEXICO”**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

TERESA JESSIE CERVANTES QUIROZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR OCTAVIO A RASCÓN CHÁVEZ



MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

2007

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CARRETERO EN MÉXICO

Teresa Jessie Cervantes Quiroz

	Introducción	1
1.	Tipo de puentes	3
2.	Modelación estructural del puente	13
3.	Modelación de las cargas permanentes y vivas de diseño	35
4.	Modelación de las cargas sísmicas de diseño	45
5.	Análisis estructural del puente	63
6.	Estados límite y análisis de los resultados	71
7.	Conclusiones y recomendaciones	77
8.	Referencias	81
9	Tablas	85
10.	Figuras	105

INTRODUCCIÓN

Se puede decir que la historia de la construcción de un puente está estrechamente ligada a la historia de la ingeniería civil. No se sabe cuál fue el primer puente en la humanidad pero es seguro, que como toda obra de ingeniería, se generó para satisfacer una necesidad del ser humano.

En relación con los métodos de análisis estructural se iniciaron a partir del siglo diecisiete, sin embargo, existen evidencias de puentes de viga, de arco y en cantilever, que fueron construidos en tiempos remotos de la humanidad.

Los primeros materiales utilizados en la construcción de los puentes fueron la piedra, los suelos y la madera, materiales proporcionados por la naturaleza. Los materiales fabricados por el hombre, como son el concreto reforzado, el concreto presforzado (pretensado y postensado), el hierro y el acero, se desarrollaron gradualmente en los últimos dos siglos.

El objetivo de esta tesis es presentar y aplicar las herramientas actuales que se utilizan en el análisis y el diseño de un puente carretero. Para ello se seleccionó un puente carretero que tuviera la información suficiente para el logro del objetivo mencionado.

El puente carretero seleccionado es un puente cuya superestructura está formada por traveses de concreto pretensado que soporta a una losa de concreto reforzado.

El soporte de la superestructura está dado por dos estribos y dos caballetes de concreto reforzado, apoyados en el suelo de desplante por zapatas y pilotes de concreto reforzado.

Esta tesis, a fin de cumplir con le objetivo, se organizó de la siguiente manera:

En el capítulo 1 se describen, de manera breve, los tipos de puentes de acuerdo con un criterio general de clasificación; en el capítulo 2 se resumen los conceptos relacionados con la modelación estructural; en el capítulo 3 se presenta la modelación estructural de las cargas permanentes y vivas; en el capítulo 4 se presenta la modelación de las cargas sísmicas de diseño; en el capítulo 5 se resumen los resultados del análisis; en el capítulo 6 se presentan los estados límite y en el capítulo 7 se presentan las principales conclusiones y recomendaciones para el puente. En los capítulos 8, 9 y 10 se presentan, respectivamente, las referencias utilizadas, las tablas y las figuras generadas en la tesis.

1. TIPO DE PUENTES

El diccionario de la Real Academia Española define a un puente, como una **“construcción de piedra, ladrillo, madera, hierro, hormigón, etc, que se construye y forma sobre los ríos, fosas y otros sitios para poder pasarlos.”** Por supuesto que desde el punto de vista ingenieril, un puente es una estructura utilizada para dar continuidad a cualquier sistema de comunicación y en especial el terrestre.

Por ser el puente una estructura, está definido por una geometría, se construye con algún material y está sometido a cargas y, desde luego, se apoya en algún medio, que generalmente es un suelo. En la actualidad, toda estructura se modela para su análisis y el diseño a través de los elementos estructurales barras, en sus diversas modalidades (vigas, trabes, columnas, cuerdas, montantes, diagonales, cables), losas planas, cascarones y sólidos tridimensionales.

Los puentes se pueden caracterizar o clasificar de diferentes maneras dependiendo del objetivo de la clasificación. La necesidad de tal clasificación ha crecido debido a su evolución de una simple viga hasta los modernos puentes colgantes y los atirantados. Generalmente la clasificación se hace en términos de su superestructura, que puede clasificarse de acuerdo con las siguientes características (ref 8.1):

- a) Material de construcción
- b) Longitud de claro
- c) Forma estructural
- d) Tipo de claro
- e) Distribución de cargas
- f) Posición (móviles)

1.1 Clasificación según materiales de construcción

Los puentes se pueden identificar por los materiales con que se construye su superestructura, cuyos tableros son, en general, de madera, concreto, acero o una combinación de ellos.

En la tabla 1.1 se muestra un resumen de los materiales con que está construida la superestructura de los puentes carreteros de la República Mexicana (ref 8.2).

1.1.1 Puentes de acero

En un puente de acero, los elementos estructurales principales son de acero, formados por barras y losas (placas), fig 1.1 (ref 8.3).

Los puentes de armaduras, los puentes de traves armadas, los puentes formados por cables y traves armadas donde los cables se conforman de tal manera que dan lugar a los puentes colgantes y a los atirantados.



Fig 1.1 Foto del puente viaducto Los Gorriones, autopista Guadalajara – Tepic

1.1.2 Puentes de concreto

En los puentes de concreto, los elementos estructurales principales de la superestructura, tanto los tableros longitudinales como los transversales, son de concreto reforzado o presforzado. En los puentes de concreto reforzado todos los elementos estructurales de la superestructura son de concreto fig 1.2 (ref 8.4), mientras que en los puentes de concreto presforzado, los elementos estructurales principales usualmente son traveses de concreto presforzado (pretensadas o postensadas) de sección transversal I o en cajón, que soportan tableros de concreto reforzado.



Fig 1.2 Foto del puente Maltrata, carretera Córdoba - Veracruz

1.1.3 Puentes de aluminio

Según la tabla 1.1, en México no existen puentes de aluminio. Sin embargo de acuerdo con la referencia 8.1 el primer puente carretero de aluminio es un arco de 88.45 m, localizado sobre el Río Saguenay en Arvida Québec, Canadá, construido en 1950. Fig 1.3 (ref 8.5).



Fig 1.3 Foto del primer puente de aluminio, Arvida, Québec, Canadá

1.1.4 Puentes de madera

En la tabla 1.1 no se presentan puentes de madera en México, ya que se utilizan para puentes provisionales y claros muy cortos.

1.2 Clasificación según la longitud del claro

En la ingeniería de puentes es costumbre identificarlos como puentes de claros cortos, medianos y grandes, dependiendo de la magnitud de longitud del claro. Actualmente no existe un criterio normativo para definir el rango de las longitudes de los claros para estas clasificaciones. Sin embargo, los siguientes lineamientos han sido sugeridos en la ref 8.6:

- 1.2.1 En los puentes de claro corto, la longitud máxima de los claros es de 20 m.
- 1.2.2 En los puentes de claro mediano, la longitud máxima de los claros se encuentra entre 20 m y 125 m.
- 1.2.3 En los puentes de claro grande, la longitud máxima de los claros es de 125 m.

A los puentes con longitudes de claro menor que 6 m se les conoce como alcantarillas.

1.3 Clasificación según la geometría de los componentes estructurales

Desde el punto de vista ingenieril, los puentes se clasifican de acuerdo con la geometría de los componentes estructurales que se utilizan en el análisis y en el diseño estructural. En la práctica profesional existe un gran conocimiento empírico entre la longitud del claro del puente y la geometría de sus elementos estructurales. A continuación se presentan las geometrías estructurales más comunes:

1.3.1 Puentes de losa y vigas

En un puente de losa y vigas, el tablero se apoya en vigas que a su vez se apoyan en estribos, caballetes o pilas. El tablero comúnmente se construye de concreto

reforzado. Las vigas, generalmente vigas simplemente apoyadas, pueden ser de acero, concreto reforzado y presforzado. La losa se diseña por flexión en la dirección perpendicular al eje de las vigas longitudinales fig 1.4 (ref 8.4).



Fig 1.4 Foto del puente El Ejido, autopista México – Acapulco

1.3.2 Puentes ortotrópicos

El concepto de ortotropía se refiere a propiedades mecánicas elásticas diferentes en tres direcciones ortogonales. Los puentes ortotrópicos consisten de un tablero constituido por una losa formada por una placa de acero apoyada en una malla ortogonal formada por perfiles de vigas de acero soldadas a las placas fig 1.5 (ref 8.7)



Fig 1.5 Foto del puente Chiapas, carretera Las Choapas-Ocozocoautla, Chiapas

1.3.3 Puentes de armadura

Los puentes de armaduras proporcionan la respuesta requerida cuando se requiere una trabe de gran peralte. Debido a la distribución de los esfuerzos en los elementos estructurales de una armadura sujetos fundamentalmente a cargas axiales, por tanto, pueden soportar grandes fuerzas asociadas a secciones transversales relativamente pequeñas construidas con acero estructural fig. 1.6 (ref 8.8).



Fig 1.6 Foto del puente Infiernillo, Morelia – Lázaro Cárdenas, Michoacán

1.3.4 Puentes de marco rígido

Los puentes de marco rígido consisten en superestructuras soportadas sobre columnas monolíticas verticales o inclinadas. Desde un punto de vista analítico, un puente de marco rígido puede manejarse como dos arcos fijos o articulados; la única diferencia es que en lugar de la forma generalmente aceptada de una curva uniforme de eje de arco, el puente de marco rígido con columnas inclinadas tiene un eje de arco que es de forma trapezoidal, y uno con columnas verticales tiene una forma rectangular. Los puentes de marco rígido que se construyen comúnmente son de acero y/o de concreto. Fig 1.7 (ref 8.9).

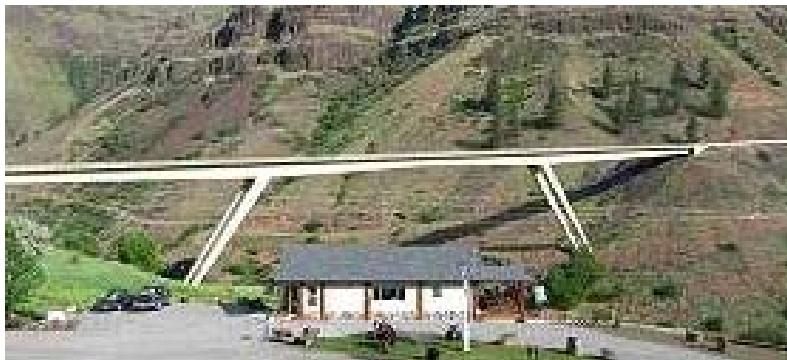


Fig 1.7 Foto del puente White bird Canyon, Idaho, EUA

1.3.5 Puentes de arco

Un arco transmite cargas a la cimentación por pura compresión; sin embargo, la posición variable de la carga viva siempre causa flexión. Cuando el claro del arco es corto, las reacciones se pueden transmitir a estribos. En el caso de claros largos, las reacciones son bastante fuertes y producen un gran empuje. En las figuras 1.8 (ref 8.10) y 1.9 (ref 8.11) se muestran dos tipos de puentes de arco



Fig 1.8 Foto del puente Natchez Trace, Franklin, Tennessee, EUA



Fig 1.9 Foto del puente Arco de Acero Bayonne, Bayonne, New Jersey, EUA

1.3.6 Puentes cantilever

Los puentes cantilever fueron la respuesta para puentes ferroviarios de claros largos al final de los 80's del siglo pasado. Ellos expusieron la fuerza, rigidez y firmeza requerida para soportar el pesado tráfico de ferrocarril que había causado grandes deflexiones en los puentes de armaduras de tiempos tempranos.

Esencialmente, un puente cantilever consiste de dos claros simples (claros de ancla) con un voladizo (claro voladizo) en cada lado del apoyo de orilla un claro corto suspendido en la mitad del flujo del río fig 1.10 (ref 8.12). Este arreglo produce una reducción sustancial de momentos o fuerzas en el claro suspendido. Además, Debido a que el claro cantilever puede erguirse sin una obra falsa, la navegación del río no se interrumpe durante la construcción



Fig 1.10 Foto del puente Jacques Cartier, Montreal, Québec, Canadá

1.3.7 Puentes atirantados

Los puentes atirantados son aquellos donde la superestructura se soporta (o se cuelga) en varios puntos intermedios mediante cables inclinados, o tirantes, continuos radiando de las torres, en vez de soportarse debajo por pilas fig 1.11 (ref 8.13).



Fig 1.11 Foto del puente Mezcala Solidaridad I, autopista México - Acapulco

1.3.8 Puentes Colgantes

El principio de los puentes colgantes consiste en cuatro partes esenciales: las torres, el anclaje, los cables y el tablero. El tablero, normalmente soportado en armaduras rigidizadas, está colgado de cables de suspensión. Consiste en un claro central principal y es cercado a cada lado por un claro lateral separado del claro principal por medio de torres. Los extremos de los cables de suspensión se aseguran a los anclajes, los cuales comúnmente se construyen de mampostería o concreto fig 1.12 (ref 8.14).



Fig 1.12 Foto del puente Akashi Kaikyo, Kobe, Japón

1.4 Clasificación según las características de distribución de cargas

Desde la perspectiva de distribución de cargas en la superestructura del puente, los puentes se pueden clasificar como sistemas unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales.

Un sistema unidimensional es aquel donde la carga se distribuye en una sola dirección, como un puente de losa, en donde la flexión ocurre sólo en una dirección, sobre un eje horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente.

Un sistema bidimensional es aquel donde la flexión de la losa toma lugar en dos direcciones mutuamente perpendiculares, el cual es mucho más eficiente y económico que el sistema unidimensional.

Un sistema tridimensional, el cual puede ser más eficiente que los sistemas mencionados anteriormente, consiste de una losa (de concreto reforzado o, preferentemente, concreto presforzado) soportada en tetraedros de acero (armaduras de sección piramidal) en un arreglo plano, de esqueleto, de sencilla o doble capa, resultando una malla plana tridimensional. Estos tetraedros se arreglan horizontalmente en un plano en dos mallas paralelas interconectadas por miembros verticales o inclinados. Las cargas externas se distribuyen entre varios miembros del tetraedro.

1.5 Clasificación según la posición – Puentes Móviles

Los puentes móviles se utilizan para proporcionar suficiente gálibo vertical para facilitar la navegación a través del cruce de la vía fluvial, como ríos o canales. En general, existen tres tipos: el puente basculante (puente levadizo) fig 1.13 (ref 8.15), el de elevación fig 1.14 (ref 8.16) y el de oscilación o giratorio fig 1.15 (ref 8.16).



Fig 1.13 Foto del puente Tower sobre el río Thames, London, England



Fig 1.14 Foto del puente sobre el río Guiaba, Porto Alegre, Brasil



Fig 1.15 Foto del puente sobre el shatt-al-arab, en Basrah, Irak

2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Para cuantificar la seguridad estructural del puente se requiere construir un modelo estructural que represente la geometría, los materiales y las cargas de diseño a las que va a estar sometido. En este capítulo se presenta un resumen de las ecuaciones de equilibrio de la ingeniería estructural y su formulación para ser integradas mediante el método del elemento finito. Además se describe cómo se modelarán los diversos elementos estructurales que utiliza el programa de computadora (ref 8.17) con que se analiza el puente carretero objeto de esta tesis.

2.1 Resumen de las ecuaciones de equilibrio de la ingeniería estructural

El análisis estructural en la práctica profesional actual se basa en la teoría de la elasticidad lineal, misma que se describe en este inciso, en donde también se bosqueja el método más poderoso que en la actualidad existe para integrar las ecuaciones diferenciales de la mencionada teoría de la elasticidad lineal.

Este resumen se basa en la ref 8.18, en donde también se explican cada uno de los conceptos utilizados. En la descripción de las ecuaciones de equilibrio se utiliza de manera indistinta tanto la notación indicial como la correspondiente notación tradicional, asociados a un sistema de referencia cartesiano derecho y, a menos que se especifique, los conceptos corresponden a cualquier punto interior de la estructura.

2.1.1 Ecuaciones de Cauchy del movimiento

En una referencia euleriana y para un medio continuo no polar, a la representación local del balance local de la cantidad de movimiento se le conoce con el nombre de primeras ecuaciones de Cauchy del movimiento, cuyas expresiones resultan ser:

En notación indicial:

$$\sigma_{1k,l} + \rho f_k = \rho a_k \quad (2.1)a$$

y en notación tradicional se expresa como:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \rho f_x = \rho a_x \quad (2.1)b$$

$$\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + \rho f_y = \rho a_y \quad (2.1)c$$

$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho f_z = \rho a_z \quad (2.1)d$$

y a la expresión del balance local del momento de la cantidad de movimiento, se le conoce con el nombre de segundas ecuaciones de Cauchy del movimiento expresadas como:

En notación indicial:

$$\sigma_{kl} = \sigma_{lk} \quad (2.2)a$$

En notación tradicional se expresa como:

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad (2.2)b$$

$$\sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad (2.2)c$$

$$\sigma_{zx} = \sigma_{xz} \quad (2.2)d$$

Donde:

$$\sigma_{kl} = \sigma_{kl}(x, y, z, t) = \sigma_{lk}(x, y, z, t) =$$

Componentes del tensor de esfuerzos de Cauchy

$$\rho = \rho(x, y, z, t) =$$

Densidad de masa por unidad de volumen del medio continuo

$f_k = f_k(x, y, z, t) =$ Componentes del vector de fuerzas de cuerpo por unidad de masa

$a_k(x, y, z, t) = \frac{\partial v_k(x, y, z, t)}{\partial t} + \frac{\partial v_k(x, y, z, t)}{\partial x_1} v_1(x, y, z, t) =$ Componentes del vector de aceleraciones

$v_k(x, y, z, t) = \frac{\partial u_k(x, y, z, t)}{\partial t} + \frac{\partial u_k(x, y, z, t)}{\partial x_1} v_1(x, y, z, t) =$ Componentes del vector de velocidades

$u_k = u_k(x, y, z, t) =$ Componentes del vector de desplazamientos

2.1.2 Tensor de deformaciones infinitesimales

En una referencia euleriana, la cuantificación del cambio geométrico que sufre un medio continuo se obtiene mediante el tensor de deformaciones (strain) de Euler, e_{kl} , cuya expresión en función del vector de desplazamientos, $u_k(x, y, z, t)$, resulta ser:

$$2e_{kl}(x, y, z, t) = \frac{\partial u_k(x, y, z, t)}{\partial x_l} + \frac{\partial u_l(x, y, z, t)}{\partial x_k} - \delta_{mn} \frac{\partial u_m(x, y, z, t)}{\partial x_k} \frac{\partial u_n(x, y, z, t)}{\partial x_l} \quad (2.3)$$

donde δ_{mn} es la delta de Kronecker.

En la teoría de la elasticidad lineal, se considera que el vector de desplazamientos es pequeño, por lo que los términos cuadráticos del tensor de deformaciones de Euler resultan ser de orden superior al de los términos lineales; por tanto, la ec 2.3 se reduce a la siguiente expresión:

$$2e_{kl}(x, y, z, t) \approx 2\varepsilon_{kl}(x, y, z, t) = \frac{\partial u_k(x, y, z, t)}{\partial x_l} + \frac{\partial u_l(x, y, z, t)}{\partial x_k} \quad (2.4)$$

La expresión dada por la ec 2.4 recibe el nombre de tensor de deformaciones infinitesimales.

En la teoría de la elasticidad lineal, las expresiones de los vectores de velocidades y de aceleraciones del inciso 2.1.1 se reducen a las siguientes:

$$v_k(x, y, z, t) = \frac{\partial u_k(x, y, z, t)}{\partial t} \quad (2.5)$$

$$a_k(x, y, z, t) = \frac{\partial v_k(x, y, z, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u_k(x, y, z, t)}{\partial t^2} \quad (2.6)$$

2.1.3 Ley de Hooke-Cauchy

En el contexto de la mecánica del medio continuo, se definen conceptos en una referencia lagrangiana correspondientes a la configuración inicial de un medio continuo, y los mismos conceptos asociados a la configuración deformada del medio continuo se asocian a la referencia euleriana. En el caso de la teoría de la elasticidad lineal, debido a que la magnitud del vector de desplazamientos es pequeño, la diferencia entre las referencias lagrangiana y euleriana desaparece. En esta situación, la relación entre el tensor de deformaciones correspondiente a un tensor de esfuerzos, para un medio continuo elástico, lineal e isótropo está dado por la ley de Hooke-Cauchy, expresada como:

$$\sigma_{kl} = 2\mu \varepsilon_{kl} + \lambda \varepsilon_{mm} \delta_{kl} \quad (2.7)$$

Donde, la constantes matemáticas de Lamé, λ y μ , expresadas en términos de las constantes de laboratorio, módulo de elasticidad o módulo de Young, E , y la relación de Poisson, ν , resultan ser:

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.8)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.9)$$

Al sustituir las ec 2.8 y 2.9 en la ec 2.7 se obtiene la siguiente expresión

$$\sigma_{kl} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{kl} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{mm} \delta_{kl} \quad (2.10)$$

La ec 2.10 también se puede expresar como:

$$\varepsilon_{kl} = \frac{1}{E} [(1+\nu)\sigma_{kl} - \nu\sigma_{mm} \delta_{kl}] \quad (2.11)$$

2.1.4 Ecuaciones de campo de la teoría de la elasticidad lineal

Al sustituir las ec 2.4 en las ec 2.7, y el resultado se sustituye en las ec 2.1a se obtiene la siguiente expresión:

$$(\lambda + \mu)u_{i,ik} + \mu u_{k,ii} + \rho f_k = \rho a_k \quad (2.12)$$

A las ecuaciones 2.12 se les conoce con el nombre de ecuaciones de campo de la teoría de la elasticidad lineal, y corresponden a las ecuaciones de equilibrio expresadas en función de los componentes del vector de desplazamientos. También se les conoce con el nombre de ecuaciones de Lamé-Navier

2.1.5 Principio del trabajo virtual

El método del elemento finito, que es un método numérico, aproximado, para integrar ecuaciones diferenciales, utiliza una formulación débil o formulación integral de la ecuación diferencial (ref 8.19). La formulación integral de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad lineal (ec 2.12) se obtiene mediante el principio del trabajo virtual, que establece que el trabajo virtual que realizan las fuerzas internas es igual al trabajo virtual que realizan las fuerzas externas que actúan sobre la estructura.

A fin de expresar el principio del trabajo virtual de manera apropiada para ser utilizado en el método del elemento finito, los elementos de la teoría de la elasticidad lineal se van a expresar en su forma matricial, según se describe a continuación:

2.1.5.1 Representación matricial del vector de desplazamientos

La expresión matricial del vector de desplazamientos, $u_k(x, y, z, t)$, resulta ser:

$$\bar{u}^T = [u(x, y, z, t) \quad v(x, y, z, t) \quad w(x, y, z, t)] \quad (2.13)$$

Donde $u(x, y, z, t)$, $v(x, y, z, t)$ y $w(x, y, z, t)$ son los componentes del vector de desplazamientos, \bar{u} , respecto a los ejes coordenados x , y , z , respectivamente. El superíndice T del vector de desplazamientos en la ec 2.13 indica que es la transpuesta de la matriz y la flecha arriba indica que es un vector.

2.1.5.2 Representación matricial del tensor de deformaciones infinitesimales

Los componentes del tensor de deformaciones infinitesimales en notación tradicional, de acuerdo con la ec 2.4, resultan ser:

$$\varepsilon_{xx}(x, y, z, t) = \frac{\partial u(x, y, z, t)}{\partial x} \quad (2.14a)$$

$$\varepsilon_{yy}(x, y, z, t) = \frac{\partial v(x, y, z, t)}{\partial y} \quad (2.14b)$$

$$\varepsilon_{zz}(x, y, z, t) = \frac{\partial w(x, y, z, t)}{\partial z} \quad (2.14c)$$

$$2\varepsilon_{xy}(x, y, z, t) = \left(\frac{\partial u(x, y, z, t)}{\partial y} + \frac{\partial v(x, y, z, t)}{\partial x} \right) = \gamma_{xy}(x, y, z, t) \quad (2.14d)$$

$$2\varepsilon_{yz}(x, y, z, t) = \left(\frac{\partial v(x, y, z, t)}{\partial z} + \frac{\partial w(x, y, z, t)}{\partial y} \right) = \gamma_{yz}(x, y, z, t) \quad (2.14e)$$

$$2\varepsilon_{zx}(x, y, z, t) = \left(\frac{\partial w(x, y, z, t)}{\partial x} + \frac{\partial u(x, y, z, t)}{\partial z} \right) = \gamma_{zx}(x, y, z, t) \quad (2.14f)$$

Entonces, las ecuaciones 2.14 se pueden representar matricialmente como se indica a continuación:

$$\bar{\varepsilon}(x, y, z, t) = \bar{L}\bar{u}(x, y, z, t) \quad (2.15)$$

Donde la expresión matricial del tensor de deformaciones infinitesimales, $\varepsilon_{kl}(x, y, z, t)$, y de la matriz de operadores del tensor de deformaciones infinitesimales, \bar{L} , resultan ser:

$$\bar{\varepsilon}^T = \left[\varepsilon_{xx}(x, y, z, t) \quad \varepsilon_{yy}(x, y, z, t) \quad \varepsilon_{zz}(x, y, z, t) \quad \gamma_{xy}(x, y, z, t) \quad \gamma_{yz}(x, y, z, t) \quad \gamma_{zx}(x, y, z, t) \right] \quad (2.16)$$

$$\bar{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

2.1.5.3 Representación matricial del tensor de esfuerzos

Los componentes del tensor de esfuerzos, $\sigma_{kl}(x, y, z, t)$, de acuerdo con las ec 2.8 y 2.10 resultan ser:

$$\sigma_{xx}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu)\epsilon_{xx}(x, y, z, t) + \nu(\epsilon_{yy}(x, y, z, t) + \epsilon_{zz}(x, y, z, t)) \right] \quad (2.18)a$$

$$\sigma_{yy}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu)\epsilon_{yy}(x, y, z, t) + \nu(\epsilon_{xx}(x, y, z, t) + \epsilon_{zz}(x, y, z, t)) \right] \quad (2.18)b$$

$$\sigma_{zz}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu)\epsilon_{zz}(x, y, z, t) + \nu(\epsilon_{xx}(x, y, z, t) + \epsilon_{yy}(x, y, z, t)) \right] \quad (2.18)c$$

$$\sigma_{xy}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{xy}(x, y, z, t) = G\gamma_{xy}(x, y, z, t) \quad (2.18)d$$

$$\sigma_{yz}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{yz}(x, y, z, t) = G\gamma_{yz}(x, y, z, t) \quad (2.18)e$$

$$\sigma_{zx}(x, y, z, t) = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{zx}(x, y, z, t) = G\gamma_{zx}(x, y, z, t) \quad (2.18)f$$

Y la representación matricial del tensor de esfuerzos queda como:

$$\bar{\sigma}^T = \begin{bmatrix} \sigma_{xx}(x, y, z, t) & \sigma_{yy}(x, y, z, t) & \sigma_{zz}(x, y, z, t) & \sigma_{xy}(x, y, z, t) & \sigma_{yz}(x, y, z, t) & \sigma_{zx}(x, y, z, t) \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

2.1.5.4 Representación matricial de la ley de Hooke-Cauchy

La representación matricial de la ley de Hooke-Cauchy dada por la ec 2.10, de acuerdo con las ec 2.14 a las ec 2.19 resulta ser:

$$\bar{\sigma}(x, y, z, t) = \bar{D}\bar{\epsilon}(x, y, z, t) \quad (2.20)$$

donde, $\bar{\sigma}(x, y, z, t)$, es el vector del tensor de esfuerzos y está dado por la ec 2.19, $\bar{\epsilon}(x, y, z, t)$, es el vector del tensor de deformaciones infinitesimales y está dado por la ec 2.16, y la matriz esfuerzo-deformación del material Hooke-Cauchy, \bar{D} , resulta ser:

$$\bar{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

2.1.5.5 Representación matricial del principio del trabajo virtual

Al someter a una estructura a un vector de desplazamientos virtuales, $\delta \bar{u}^v$, que satisfaga las condiciones de frontera de la misma, provoca un tensor de deformaciones infinitesimales virtuales, $\delta \bar{\epsilon}^v$, las fuerzas que actúan sobre la estructura generan los trabajos que se describen a continuación:

$$W_{in} = \int_V (\delta \bar{\epsilon}^v)^T \bar{\sigma} dv = \text{Trabajo debido a las fuerzas internas} \quad (2.22)a$$

$$W_{ef} = \int_V (\delta \bar{u}^v)^T \rho \bar{f} dv = \text{Trabajo debido a las fuerzas externas de cuerpo} \quad (2.22)b$$

$$W_{es} = \int_S (\delta \bar{u}^v)^T \bar{\sigma}_{(n)s} da = \text{Trabajo debido a las fuerzas externas de superficie} \quad (2.22)c$$

$$W_{ec} = \sum_i (\delta \bar{u}^v)^T \bar{f}_c^i = \text{Trabajo debido a las fuerzas externas concentradas} \quad (2.22)d$$

$$W_{ei} = - \int_V (\delta \bar{u}^v)^T \rho \frac{\partial^2 \delta \bar{u}^v}{\partial t^2} dv = \text{Trabajo debido a las fuerzas externas de inercia} \quad (2.22)e$$

De acuerdo con las ec 2.22, el principio del trabajo virtual se puede expresar como:

$$W_{in} = W_{ef} + W_{es} + W_{ec} + W_{ei} \quad (2.23)$$

Al sustituir las ec 2.22 en la ec 2.23 se obtiene la expresión matricial del principio del trabajo virtual y resulta ser:

$$\int_V (\delta \bar{u}^v)^T \rho \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} dv + \int_V (\delta \bar{\varepsilon}^v)^T \bar{\sigma} dv = \int_V (\delta \bar{u}^v)^T \rho \bar{f} dv + \int_S (\delta \bar{u}^v)^T \bar{\sigma}_{(\bar{n})_S} da + \sum_i (\delta \bar{u}^v)^T \bar{f}_c^i \quad (2.24)$$

2.2 Resumen de la integración de las ecuaciones de equilibrio de la teoría de la elasticidad lineal mediante el método del elemento finito

A continuación se presenta un resumen del algoritmo del método del elemento finito (ref 8.19).

2.2.1 Construcción de la malla de elementos finitos

La región de la estructura se divide en un conjunto de subregiones, (V^e) , cuya intersección entre dos subregiones cualesquiera es el conjunto vacío, $(V^i \cap V^j = \emptyset)$ y cuya unión de todos los elementos corresponde a la región de la estructura, $(\cup V^e = V)$. A esta operación se llama construcción de la malla de elementos finitos definida por un conjunto finito de elementos finitos y de puntos nodales

2.2.2 Aproximación de la solución en el elemento finito

La solución de la ecuación diferencial en la región del elemento finito, $u^e(x, y, z, t)$, se aproxima mediante la expresión:

$$\bar{u}^e(x, y, z, t) = \sum_{\Omega_e} N_m^e(x, y, z) u_m^e(t) = \bar{N}^e(x, y, z) \bar{u}^{ep}(t) \quad (2.25)$$

donde:

$$\bar{N}^e(x, y, z) = \text{Matriz de las funciones de forma del elemento finito} \quad (2.26)$$

$$\bar{u}^{ep}(t) = \text{Vector de desplazamientos de los puntos nodales del elemento finito} \quad (2.27)$$

2.2.3 Definición del tensor de deformaciones infinitesimales del elemento finito

Con base en la ec 2.15 y la ec 2.25, la expresión vectorial del tensor de deformaciones resulta ser:

$$\bar{\epsilon}^e(x, y, z, t) = \bar{L}^e \bar{u}^e(x, y, z, t) = \bar{L}^e \bar{N}^e(x, y, z) \bar{u}^{ep}(t) = \bar{B}^e(x, y, z) \bar{u}^{ep}(t) \quad (2.28)$$

Donde la matriz de deformación-desplazamiento del elemento finito, $\bar{B}^e(x, y, z)$, queda definida como:

$$\bar{B}^e(x, y, z) = \bar{L}^e \bar{N}^e(x, y, z) \quad (2.29)$$

2.2.4 Ley de Hooke-Cauchy para un elemento finito

Al sustituir la ec 2.28 en la ec 2.20 se obtiene la expresión vectorial del tensor de esfuerzos para un elemento finito y resulta ser:

$$\bar{\sigma}^e = \bar{D} \bar{\epsilon}^e = \bar{D}^e \bar{B}^e(x, y, z) \bar{u}^{ep}(t) \quad (2.30)$$

2.2.5 Principio del trabajo virtual para un elemento finito

De acuerdo con la ec 2.25, el desplazamiento virtual correspondiente a un elemento finito resulta ser:

$$\delta \bar{u}^v = \delta \bar{u}^e(x, y, z, t) = \bar{N}^e(x, y, z) \delta \bar{u}^{ep}(t) \quad (2.31)$$

Al sustituir las ec 2.28, 2.30 y 2.31 en la ec 2.24 se obtiene la siguiente expresión:

$$\left[\int_V e (\delta \bar{u}^{ep}(t))^T (\bar{N}^e(x, y, z))^T \rho \bar{N}^e(x, y, z) \frac{\partial^2 \bar{u}^{ep}(t)}{\partial t^2} dv + \int_V e (\delta \bar{u}^{ep}(t))^T (\bar{B}^e(x, y, z))^T \bar{D}^e \bar{B}^e(x, y, z) \bar{u}^{ep}(t) dv = \int_V e (\delta \bar{u}^{ep}(t))^T (\bar{N}^e(x, y, z))^T \rho \bar{f} dv + \int_{S^e} (\delta \bar{u}^{ep}(t))^T (\bar{N}^e(x, y, z))^T \bar{\sigma}_{(\bar{n})} da + \sum_I (\delta \bar{u}^{ep}(t))^T (\bar{N}^e(x, y, z))^T \bar{f}_c^i \right] \quad (2.32)$$

La ec 2.32 se puede escribir como:

$$\left[\delta \bar{\mathbf{u}}^{\text{ep}}(t) \right]^T \left[\left(\int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \rho \bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) dv \right) \frac{\partial^2 \bar{\mathbf{u}}^{\text{ep}}(t)}{\partial t^2} + \left(\int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{B}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\mathbf{D}}^e \bar{\mathbf{B}}^e(x, y, z) dv \right) \bar{\mathbf{u}}^{\text{ep}}(t) = \right. \\ \left. \int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \rho \bar{\mathbf{f}} dv + \int_{S^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{(\bar{\mathbf{n}})_s} da + \sum_i \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\mathbf{f}}_c^i \right] \quad (2.33)$$

La ec 2.33 se acostumbra escribir como:

$$\bar{\mathbf{m}}^e \frac{\partial^2 \bar{\mathbf{u}}^{\text{ep}}(t)}{\partial t^2} + \bar{\mathbf{k}}^e \bar{\mathbf{u}}^{\text{ep}}(t) = \bar{\mathbf{f}}^{\text{ep}}(t) = \bar{\mathbf{f}}_b^{\text{ep}}(t) + \bar{\mathbf{f}}_s^{\text{ep}}(t) + \bar{\mathbf{f}}_c^{\text{ep}} \quad (2.34)$$

donde se definen las siguientes matrices y vectores para el elemento finito

$$\bar{\mathbf{m}}^e = \int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \rho \bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) dv = \text{Matriz de masas del elemento finito} \quad (2.35)$$

$$\bar{\mathbf{k}}^e = \int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{B}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\mathbf{D}}^e \bar{\mathbf{B}}^e(x, y, z) dv = \text{Matriz de rigideces del elemento finito} \quad (2.36)$$

$$\bar{\mathbf{f}}_b^{\text{ep}}(t) = \int_{V^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \rho \bar{\mathbf{f}} dv = \text{Vector de fuerzas de cuerpo del elemento finito} \quad (2.37)$$

$$\bar{\mathbf{f}}_s^{\text{ep}}(t) = \int_{S^e} \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{(\bar{\mathbf{n}})_s} da = \text{Vector de fuerzas de superficie del elemento finito} \quad (2.38)$$

$$\bar{\mathbf{f}}_c^{\text{ep}}(t) = \sum_i \left(\bar{\mathbf{N}}^e(x, y, z) \right)^T \bar{\mathbf{f}}_c^i = \text{Vector de fuerzas concentradas del elemento finito} \quad (2.39)$$

$$\bar{\mathbf{f}}^{\text{ep}}(t) = \bar{\mathbf{f}}_b^{\text{ep}}(t) + \bar{\mathbf{f}}_s^{\text{ep}}(t) + \bar{\mathbf{f}}_c^{\text{ep}} = \text{Vector de fuerzas del elemento finito} \quad (2.40)$$

2.2.6 Ecuaciones discretas del equilibrio dinámico de la teoría de la elasticidad lineal para las estructuras

Al establecer el principio del trabajo virtual para todos los elementos finitos que definen a la estructura, de acuerdo con la ec 2.34, se puede establecer la siguiente expresión:

$$\sum_e [\tilde{m}^e \frac{\partial^2 \tilde{u}^{ep}(t)}{\partial t^2} + \tilde{k}^e \tilde{u}^{ep}(t) = \tilde{f}^{ep}(t)] \quad (2.41)$$

La ec 2.41 se acostumbra escribir como:

$$\sum_e [\tilde{m}^e \frac{\partial^2 \tilde{u}^{ep}(t)}{\partial t^2}] = \tilde{M} \frac{\partial^2 \tilde{U}(t)}{\partial t^2} = \tilde{M} \ddot{\tilde{U}}(t) \quad (2.42)$$

$$\sum_e [\tilde{k}^e \tilde{u}^{ep}(t)] = \tilde{K} \tilde{U}(t) \quad (2.43)$$

$$\sum_e [\tilde{f}^{ep}(t) = \tilde{f}_b^{ep}(t) + \tilde{f}_s^{ep}(t) + \tilde{f}_c^{ep}] = \tilde{F}(t) = \tilde{F}_b(t) + \tilde{F}_s(t) + \tilde{F}_c(t) \quad (2.44)$$

De acuerdo con las ec 2.42 a 2.44, la ec 2.41 se puede escribir como:

$$\tilde{M} \ddot{\tilde{U}}(t) + \tilde{K} \tilde{U}(t) = \tilde{F}(t) \quad (2.45)$$

A la ec 2.45 se le conoce como las ecuaciones discretas de equilibrio dinámico de la teoría de la elasticidad lineal. En las ec 2.42 a 2.45 se definen los siguientes conceptos:

$$\tilde{M} = \sum_e \tilde{m}^e = \sum_e [\int_{V^e} (\tilde{N}^e(x, y, z))^T \rho \tilde{N}^e(x, y, z) dv] = \text{Matriz de masas de la estructura} \quad (2.46)$$

$$\tilde{K} = \sum_e \tilde{k}^e = \sum_e [\int_{V^e} (\tilde{B}^e(x, y, z))^T \tilde{D}^e \tilde{B}^e(x, y, z) dv] = \text{Matriz de rigideces de la estructura} \quad (2.47)$$

$$\bar{F}_b(t) = \sum_e \bar{f}_b^{ep}(t) = \sum_e \left[\int_{V^e} (\bar{N}^e(x, y, z))^T \rho \bar{f} dv \right] = \text{Vector de fuerzas de cuerpo de la estructura} \quad (2.48)$$

$$\bar{F}_s(t) = \sum_e \bar{f}_s^{ep}(t) = \sum_e \left[\int_{S^e} (\bar{N}^e(x, y, z))^T \bar{\sigma}_{(\bar{n})_s} da \right] = \text{Vector de fuerzas de superficie de la estructura} \quad (2.49)$$

$$\bar{F}_c(t) = \sum_e \bar{f}_c^{ep}(t) = \sum_e \left[\sum_i (\bar{N}^e(x, y, z))^T \bar{f}_c^i \right] = \text{Vector de fuerzas concentradas de la estructura} \quad (2.50)$$

$$\bar{F}(t) = \bar{F}_b(t) + \bar{F}_s(t) + \bar{F}_c(t) = \text{Vector de fuerzas de la estructura} \quad (2.51)$$

2.2.7 Ecuaciones discretas del equilibrio estático de la teoría de la elasticidad lineal para las estructuras

Cuando las cargas que actúan sobre la estructura son independientes del tiempo (cargas estáticas), la ec 2.45 se se puede escribir como:

$$\bar{K}\bar{U} = \bar{F} = \bar{F}_b + \bar{F}_s + \bar{F}_c \quad (2.52)$$

2.2.8 Ecuaciones discretas del equilibrio dinámico de la teoría de la elasticidad lineal para las estructuras disipadoras de energía

En las estructuras reales se observa que cuando se les comete a cargas dinámicas disipan energía. La forma de cuantificar la disipación de energía en las estructuras reales en el contexto de la teoría de la elasticidad lineal, es mediante la introducción de la fuerza amortiguadora dependiente de la velocidad, $\bar{F}_d(t)$, descrita a continuación:

$$\bar{F}_d(t) = -\bar{C}\dot{\bar{U}}(t) \quad (2.53)$$

Donde la matriz de amortiguamientos de la estructura, \bar{C} , se acostumbra cuantificar mediante el criterio de Rayleigh, como una combinación lineal de las matrices de masas, \bar{M} , y de rigideces, \bar{K} , de la estructura, mediante la siguiente expresión:

$$\bar{C} = \alpha \bar{M} \ddot{\bar{U}}(t) + \gamma \bar{K} \quad (2.54)$$

En la dinámica estructural se desarrollan criterios para cuantificar los coeficientes de la combinación lineal de la ec 2.54. Al sustituir la ec 2.53 en la ec 2.45 se obtienen las ecuaciones de equilibrio dinámico discretas de la teoría de la elasticidad lineal para las estructuras disipadoras de energía, y resultan ser:

$$\bar{M} \ddot{\bar{U}}(t) + \bar{C} \dot{\bar{U}}(t) + \bar{K} \bar{U}(t) = \bar{F}(t) \quad (2.55)$$

2.2.9 Solución de las ecuaciones discretas de equilibrio de las estructuras

Las ecuaciones de discretas de equilibrio dinámico de la teoría de la elasticidad lineal (ec 2.45 y 2.55) corresponden a un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias, acopladas, lineales, de segundo orden, de coeficientes constantes no homogéneas. Corresponde a un problema matemático de valores iniciales. Los métodos de solución más eficientes que actualmente se utilizan son los denominados paso a paso, ya sean directos o de superposición modal (ref 8.20).

La solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico permite conocer, en cualquier tiempo, t , los valores de los vectores de aceleraciones, $\ddot{\bar{U}}(t)$, de velocidades, $\dot{\bar{U}}(t)$, y de desplazamientos, $\bar{U}(t)$, de los puntos nodales de la estructura.

2.2.10 Elementos mecánicos y cinemáticos de los elementos finitos de la estructura

Una vez conocidos los vectores de aceleraciones, $\ddot{\bar{U}}(t)$, de velocidades, $\dot{\bar{U}}(t)$, y de desplazamientos, $\bar{U}(t)$, de los puntos nodales de la estructura, se procede a cuantificar los elementos mecánicos (ec 2.30) y los elementos cinemáticos (ec 2.25) en cada elemento finito de la estructura.

2.3 Elementos finitos utilizados

Para la modelación en el programa de computadora de la ref 8.17 se utilizó un sistema coordinado para localizar los diferentes elementos del modelo estructural así como para definir la dirección de las cargas, los desplazamientos, las fuerzas internas y los esfuerzos. Todos los sistemas coordinados en el modelo se definen respecto a un sistema coordinado X-Y-Z. Cada parte del modelo (nodo, elemento o restricción) tiene sus propio sistema coordinado denominado por los números 1-

2-3. Todos los sistemas son tridimensionales y rectangulares (cartesianos) y derechos.

Para modelar los elementos estructurales se utilizaron los correspondientes elementos finitos que se encuentran dentro de la biblioteca de los elementos del programa de computadora, que representan la geometría. Estos son:

Elementos finitos del SAP 2000	Elementos estructurales a modelar
Joints	Puntos nodales
Frames lines	Barras
Shells	Cascarones
Springs	Resortes

2.3.1 Elemento barra (frame)

El elemento barra (frame) se usa en general para modelar al elemento estructural viga – columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, fuerza axial y fuerzas cortantes. Una barra se modela como una línea recta que conecta dos puntos, i y j, los cuales no tienen la misma ubicación. Cada elemento tiene su propio sistema de referencia local para definir propiedades de sección y cargas, y para interpretar los resultados obtenidos.

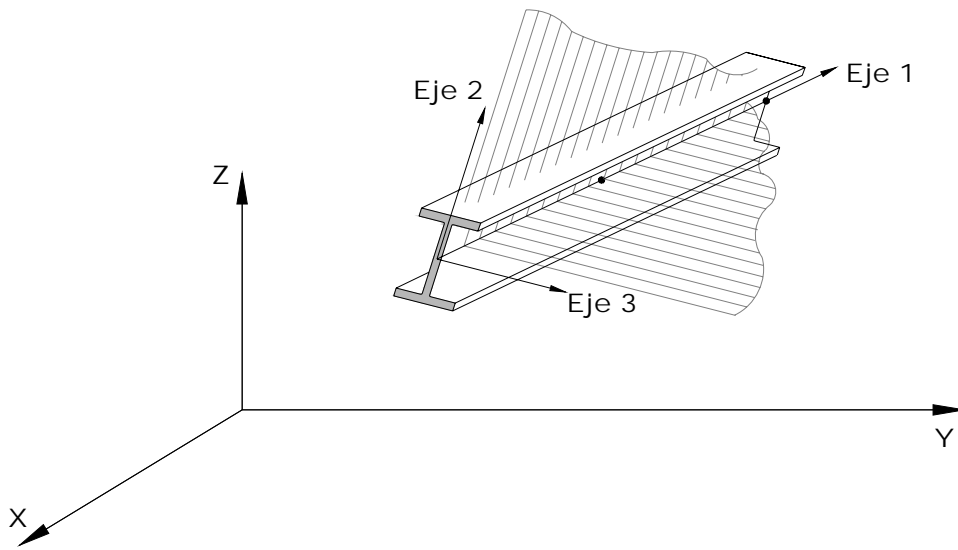


Fig 2.1 Representación esquemática del elemento barra

2.3.2 Elementos finito cascarón (shell)

El elemento finito cascarón (shell) se usa para modelar el comportamiento de cascarones y placas planas. Cada elemento cascarón tiene su propio sistema de referencia local para definir sus propiedades de material de la sección y cargas.

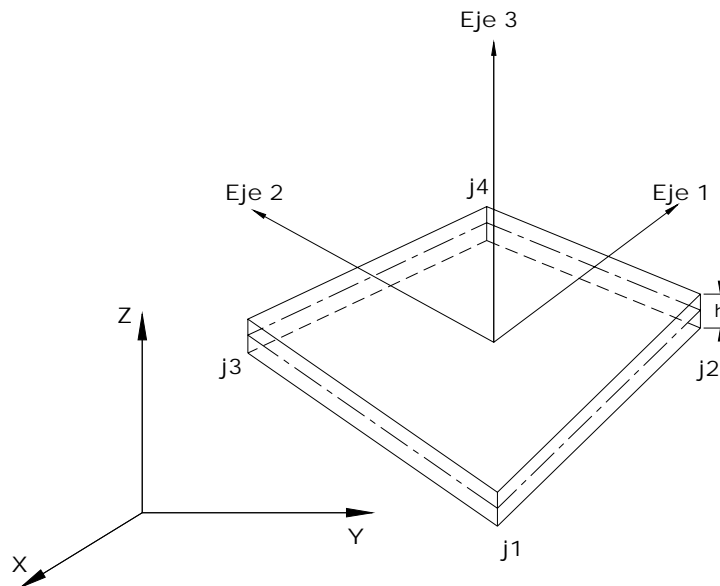


Figura 2.2 Representación esquemática del elemento finito cascarón

2.3.3 Elementos resorte (spring)

El elemento resorte se utiliza para modelar los apoyos de un elemento barra o un elemento cascarón, como puede ser un suelo, a través del concepto de módulo de reacción del terreno.

Cualesquiera de los seis grados de libertad de cualquier punto nodal de la estructura puede tener como condición de apoyo a tres resortes de traslación y a tres resortes de rotación, según se puede observar en la figura 2.3

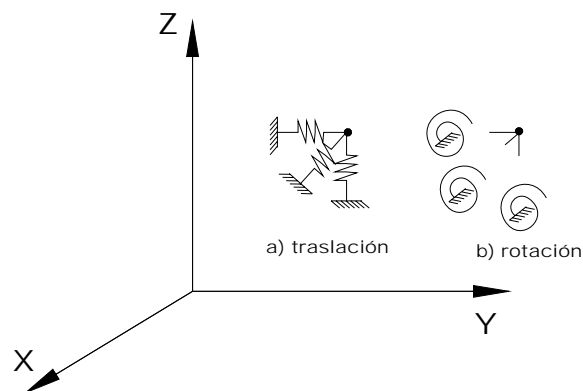


Figura 2.3 Representación esquemática del elemento resorte

2.4 Modelo geométrico de la superestructura

En las figuras 2.4 y 2.5 se muestran la elevación y la planta del puente de la ref 8.21, que sirve de base para la aplicación de los conceptos desarrollados en este trabajo. En tales figuras se puede observar que está formado por tres tramos. Dos laterales de 30 m, comprendidos entre un estribo y un caballete; mientras que el central, de 52 m, queda entre los dos caballetes. En la fig 2.6, que corresponde a una fotografía del puente, se muestra la geometría de los componentes estructurales, así como sus accesos. A continuación se presenta la descripción de la geometría, los materiales y las condiciones de frontera del modelo estructural del puente:

La sección transversal de la superestructura está formada por un conjunto de seis trabes de concreto pretensadas, de sección transversal en cajón con voladizos en el patín superior, que soporta una losa de concreto reforzado, según se muestra en la fig 2.7. El ancho de la calzada es de 10.5 m para tres carriles y un ancho de banquetas de 1.74 m, lo que da un ancho total de 13.98 m. En planta, la geometría de la superestructura no es rectangular, debido a que los ejes de los estribos y de los caballetes están esviados 30° respecto al eje del puente.

Estructuralmente la superestructura está formada por tres cuerpos. Dos cuerpos laterales, en donde las traveses pretensadas cubren los correspondientes claros laterales de 30 m y vuelan seis metros del caballete hacia el claro central. En el cuerpo central las traveses pretensadas tienen un claro de 40 m, y están simplemente apoyadas en los extremos de los volados de las traveses pretensadas de los cuerpos laterales.

2.4.1 Cuerpo lateral izquierdo

La fig 2.8 presenta la malla de elementos finitos cascarón (shell) que modelan la losa; mientras que en las figuras 2.9 se presentan los elementos de la malla de elementos barra (frame), que modelan las traveses de la superestructura del cuerpo lateral izquierdo.

2.4.2 Cuerpo central

En la fig 2.10 se muestra la malla de elementos finitos cascarón (shell) que modelan la losa, mientras que en las figuras 2.11 se presentan los elementos de la malla de elementos barra (frame) que modelan las traveses de la superestructura del cuerpo central.

2.4.3 Cuerpo lateral derecho

En la fig 2.12 se incluye la malla de elementos finitos cascarón (shell) que modelan la losa, mientras que en las figuras 2.13 se presentan los elementos de la malla de elementos barra (frame) que modelan las traveses de la superestructura del cuerpo lateral derecho.

2.5 Modelo geométrico de los estribos

De acuerdo con la ref 8.21, los estribos, esviados 30° respecto al eje del puente, están formados por un muro de respaldo y dos muros aleros que soportan tanto a la superestructura de los cuerpos laterales como a los terraplenes de acceso, según se puede observar en las figuras 2.4 a 2.7. La cimentación de los estribos es una zapata apoyada en el suelo de cimentación y en ocho pilotes de sección transversal circular. Los muros del estribo, su losa de cimentación y los pilotes son de concreto reforzado.

2.5.1 Estribo izquierdo

En la fig 2.14 se aprecia la modelación de los componentes estructurales del estribo izquierdo. En las figuras 2.15 se muestran las mallas de los elementos finitos cascarón (shell) que modelan los muros, la losa de la zapata y el suelo de cimentación, mientras que en la fig 2.16 se presenta la malla de elementos barra (frame) que modelan a los pilotes así como los elementos resortes (spring) que modela al suelo de cimentación, con base en el concepto de módulo de reacción del terreno.

2.5.2 Estribo derecho

En la fig 2.17 se presenta la modelación de los componentes estructurales del estribo derecho. En las figuras 2.18 se muestran las mallas de los elementos finitos cascarón (shell) que modelan los muros, la losa de la zapata y el suelo de cimentación, mientras que en la fig 2.19 se presenta la malla de elementos barra (frame) que modelan a los pilotes, así como los elementos resortes (spring) que modela al suelo de cimentación, con base en el concepto de módulo de reacción del terreno.

2.6 Modelo geométrico de los caballetes

De acuerdo con la ref 8.21, los caballetes, esviajados 30° respecto al eje del puente, están formados por un cabezal y cuatro columnas de sección transversal circular que soportan tanto a la superestructura de los cuerpos laterales como al cuerpo central, según se puede observar en las figuras 2.4 y 2.5. La cimentación de los caballetes es una zapata apoyada en el suelo de cimentación y en ocho pilotes de sección transversal circular. El cabezal y las columnas del caballete, así como la losa de cimentación y los pilotes son de concreto reforzado.

2.6.1 Caballete izquierdo

En la fig 2.20 se presentan los componentes estructurales del caballete izquierdo. En la fig 2.21 se muestra la malla de elementos barra (frame) que modelan al cabezal y a las columnas; en la fig 2.22 los elementos finitos cascarón (shell) que modelan la losa de la zapata y los elementos resorte (spring) del suelo de cimentación, mientras que en la fig 2.23 se presenta la malla de elementos barra (frame) que modelan a los pilotes y a los elementos resortes (spring) que modela al suelo de cimentación, con base en el concepto de módulo de reacción del terreno.

2.6.2 Caballete derecho

En la fig 2.24 se presentan los componentes estructurales del caballete derecho. En la fig 2.25 se muestra la malla de elementos barra (frame) que modelan al cabezal y a las columnas; en la fig 2.26 los elementos finitos cascarón (shell) que modelan la losa de la zapata y los elementos resorte (spring) del suelo de cimentación, mientras que en la fig 2.27 se presenta la malla de elementos barra (frame) que modelan a los pilotes y a los elementos resortes (spring) que modela al suelo de cimentación, con base en el concepto de módulo de reacción del terreno.

2.7 Modelo geométrico del puente

El modelo geométrico del puente se construye con los elementos estructurales descritos en los incisos 2.4 a 2.6, procesados a través del programa de computadora en desarrollo, y se obtiene el modelo mostrado en la fig 2.28.

2.8 Modelo estructural de los materiales

Debido a que el análisis estructural se hace en el contexto de la teoría de la elasticidad lineal, los materiales corresponden al modelo de un sólido, elástico, lineal e isótropo, sus propiedades quedan definidas mediante el módulo de elasticidad, E , y el coeficiente de Poisson, ν .

2.8.1 Concreto

De acuerdo con la ref 8.22 para el concreto, el coeficiente de Poisson resulta ser $\nu = 0.2$ y el módulo de elasticidad se puede cuantificar mediante la expresión:

$$E_c = 0.043 y_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (2.56)$$

Donde el módulo de elasticidad, E_c y la resistencia a la compresión, f'_c están dados en MPa, y el peso volumétrico, $PV = y_c = 2,400$ en kgf/m^3 . Los valores calculados resultan ser:

De acuerdo con la ref 8.21, para los todos los elementos estructurales del puente excepto las traveses pretensadas,

$$E_c (f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2) = 25,033 \text{ MPa} = 255,268 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2.57)$$

Para las traveses pretensadas,

$$E_c (f'_c = 400 \text{ kgf/cm}^2) = 31,665 \text{ MPa} = 322,891 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2.58)$$

2.8.2 Suelo de cimentación

La manera de tomar en cuenta el suelo en el programa de computadora de la ref 8.17, es a través del concepto de módulo de reacción del terreno, lo que permite ubicar los elementos resortes (spring) en los puntos nodales de las mallas de los elementos finitos del modelo geométrico apoyados sobre el suelo de cimentación, según se resume en el inciso 2.7, cuyo el modelo geométrico se muestra en la fig 2.28

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos (ref 8.36), no se cuantificaron en el laboratorio los valores de los módulos de reacción. Como lo que se quiere cuantificar son los elementos mecánicos de diseño de los pilotes y de las losas de cimentación, y no los desplazamientos, se estimaron los siguientes valores de acuerdo como lo recomienda la referencia 8.37.

$$k_x = k_y = 0.0043 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} \quad (2.59)$$

$$k_z = 0.043 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} \quad (2.60)$$

3. MODELACIÓN DE LAS CARGAS PERMANENTES Y VIVAS DE DISEÑO

En este capítulo se cuantifican las cargas permanentes y vivas de diseño de acuerdo con la normativa correspondiente al puente carretero que se diseñará en esta tesis. Aplica la normativa vigente relacionada con las cargas vivas para el diseño de puentes descritas en la ref 8.23, que se utilizan en el diseño.

De acuerdo con la ref 8.23, las cargas que se deben considerar en el diseño de un puente son las cargas permanentes, las cargas variables y las cargas eventuales. A continuación se describen tales cargas con excepción de las cargas eventuales, que se discuten en el capítulo 4.

3.1 Cargas permanentes (CP)

De acuerdo con la ref 8.23, las cargas permanentes son las que no cambian durante la vida de la estructura y son: las cargas muertas (CM) de los elementos estructurales y funcionales del puente, las debidas a los empujes de tierra (ET) y las ocasionadas por los empujes hidrostáticos. En este inciso no se describen las cargas debidos a los empujes hidrostáticos debido a que el único posible es la subpresión en las zapatas de los estribos y caballetes, ya que el nivel de las aguas freáticas se encuentra a dos metros de profundidad, mientras que el nivel de desplante es de un metro.

3.1.1 Cargas muertas (CM)

De acuerdo con la ref 8.23, las cargas muertas son las debidas al peso propio de los elementos estructurales y de los no estructurales como la carpeta asfáltica en la calzada de la estructura; las guarniciones, banquetas y parapetos; las tuberías, conductos cables, postes y otros elementos de instalaciones de servicio público, así como los equipos, casetas y señales que ocupan una posición fija sobre la estructura.

A continuación se describen las cargas muertas, desglosadas de acuerdo con los elementos estructurales y funcionales del puente.

3.1.1.1 Debidas al peso propio de los elementos estructurales (CM_{EE})

Estas cargas se cuantifican internamente en el programa de computadora de la ref 8.17 que es el que se utiliza para el análisis del puente, de acuerdo con las propiedades geométricas y las propiedades de los materiales de los elementos estructurales.

3.1.1.2 Debidas al peso propio del asfalto de la calzada (CM_{AS})

Según la ref 8.24 se consideró un espesor de 0.05 m con un peso volumétrico de 2,200 kgf/m³, (21,582 N/m³) lo que ocasiona una carga de 110 kgf/m² (1,079 N/m²).

3.1.1.3 Debidas al peso propio de la banqueta y guarnición (CM_{BG})

De acuerdo con la ref 8.24 se consideró una carga de 911 kgf/m (8,932 N/m). En la fig 3.1 se presentan la ubicación y los valores de tales fuerzas.

3.1.1.4 Debidas al peso propio del parapeto (CM_{PA})

Conforme la ref 8.24 se consideró una carga de 55 kgf/m (536 N/m). En la fig 3.2 se presentan la ubicación y los valores de tales fuerzas.

Entonces, la carga muerta, CM, de acuerdo con los valores de los incisos 3.1.1.1 a 3.1.1.4 se puede expresar como:

$$CM = CM_{EE} + CM_{AS} + CM_{BG} + CM_{PA} \quad (3.1)$$

3.1.2 Cargas debidas los empujes de tierra (ET)

Con base en lo estipulado en la ref 8.24 para la cuantificación de las fuerzas debidos a los empujes de tierras se utilizó la teoría de Ranking, donde se

establece que el estado límite del empuje pasivo se cuantifica mediante las siguientes expresiones:

$$p_a = \gamma z K_a \quad (3.2)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.3)$$

Donde

p_a Presión activa desarrollada a la profundidad z , en unidades de esfuerzo

E_a Empuje de tierras activo en la altura total del muro, en unidades fuerza por ancho unitario

γz Esfuerzo geostático vertical a la profundidad z

K_a Coeficiente de empuje activo de tierras

H Altura total del muro

El coeficiente de empuje activo de tierra activo, de acuerdo con la teoría de Ranking, depende del ángulo de fricción del suelo, $\phi = 25^\circ$, y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno, $\beta = 0^\circ$, se obtiene mediante:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (3.4)$$

En las figuras 3.3 y 3.4 se presentan la ubicación y los valores de de las fuerzas que actúan en los estribos izquierdo y derecho, respectivamente.

3.2 Cargas variables

De acuerdo con la ref 8.23, las cargas variables sistemáticamente están variando y su probabilidad de ocurrencia es muy alta durante la vida de la estructura y son: las cargas vivas (CV), las cargas de impacto (I) y las fuerzas centrífugas. En este inciso no se describen las fuerzas centrífugas debido a que la velocidad de operación del puente es muy baja (máximo 15 km/h).

3.2.1 Cargas vivas (V)

De acuerdo con la referencia 8.26, que dice que los modelos de cargas vivas vehiculares que se utilizaban en el país y que se establecen en el reglamento para diseño estructural de puentes carreteros de la AASHTO ref (8.22) en Estados Unidos de Norteamérica, producen elementos mecánicos para diseño bastante inferiores a las que ocasionan los grandes vehículos de carga que transitan por las

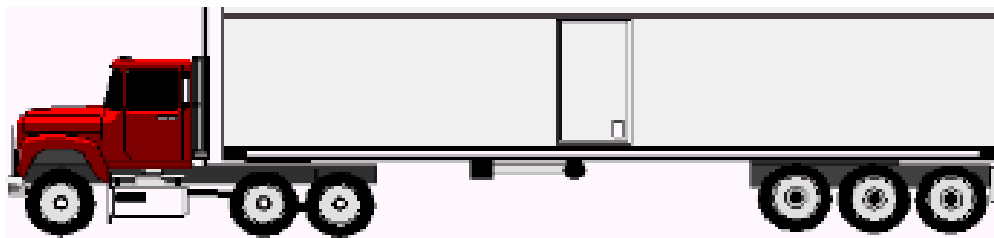
principales carreteras en México, se concluyó que no es aconsejable utilizar el modelo de cargas vivas del reglamento de la ref 8.22; por tal motivo se formularon los modelos de cargas vivas de la ref 8.23 que se utilizan actualmente para el diseño estructural de puentes carreteros en México.

La ref 8.23 establece que las cargas vivas son las debidas al peso de las cargas móviles que corresponden a camiones, autobuses, automóviles, vehículos militares y en algunos pasos inferiores el ferrocarril, los equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado. La misma ref 8.23 establece que para los análisis longitudinal y transversal o tridimensional del puente, se utilicen los vehículos modelos IMT 20.5 e IMT 66.5, cuya aplicación depende del tipo de carretera y de los claros del puente.

3.2.1.1 Clasificación de vehículos carreteros

De acuerdo con la referencia 8.25, los vehículos autorizados para circular en las carreteras y puentes federales, se pueden clasificar de acuerdo con la clase de vehículo (Autobús B, camión unitario C, camión remolque CR, Tractocamión articulado TSR y TSS) y de acuerdo con la nomenclatura, números de ejes y llantas, cada clase de vehículo tiene una configuración característica.

La ref 8.26 establece que los elementos mecánicos más grandes calculados que generan a los puentes los vehículos T3-S3 (fig 3.5a) son estadísticamente muy parecidas a las que ocasionan los T3-S2-R4 (fig 3.5b).



NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS
T3-S3	6	22

Fig 3.5a Tracto camión semiremolque T3-S3



NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS
T3-S2-R4	9	34

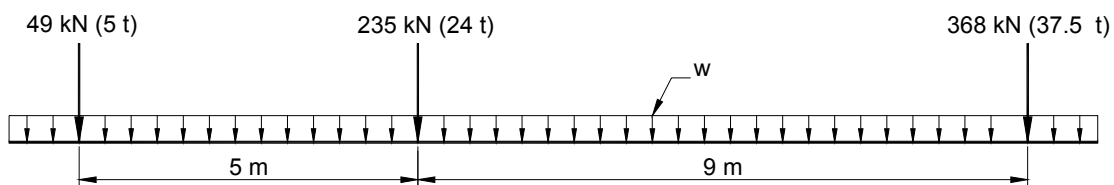
Fig 3.5b Tracto camión semiremolque-remolque T3-S2-R4

3.2.1.2 Vehículo virtual para carreteras principales: IMT 66.5

De acuerdo con la referencia 8.26 se establece que el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas vehiculares para carreteras principales, podría tener una topología simple de sólo tres ejes de aplicación de las cargas para puentes en carreteras principales, creando así un “vehículo virtual” (no existe), que tiene un eje delantero, un intermedio y un trasero; el delantero corresponde al de igual posición en el tractor; el intermedio, a la carga total que se transmite por el tándem del tractor; y el trasero, al peso total que baja por el trídem de los T3-S3 y por el doble tándem de los T3-S2-R4.

En la fig 3.6 se muestra como queda definido el modelo de cargas vivas IMT 66.5

Para claros mayores o iguales a 30 m



$$w = (L - 30)/60 \text{ t/m} = (L - 30)/6 \text{ kN/m}, \text{ si } 30 \text{ m} \leq L \leq 90 \text{ m}$$

$$w = 1 \text{ t/m} = 10 \text{ kN/m}, \text{ si } L > 90 \text{ m}$$

Para claros menores de 30 m

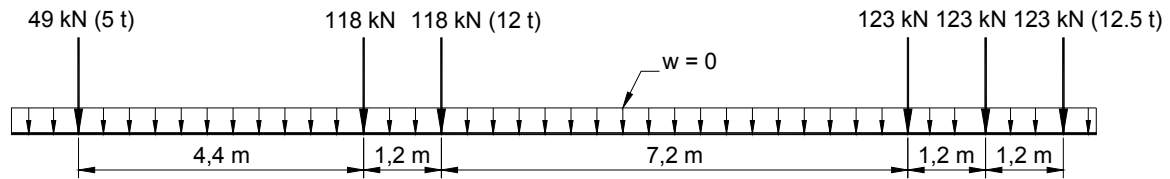


Fig 3.6 Modelo de cargas vivas IMT 66.5

3.2.1.3 Vehículo virtual para carreteras alimentadoras: IMT 20.5

Con el modelo de carga viva vehicular IMT 66.5 se sobrestiman los efectos en puentes en donde no se permite el tránsito de estos vehículos, como es el caso de las carreteras alimentadoras. Por tanto, fue necesario desarrollar otro modelo, especial para vías alimentadoras con sólo dos ejes de carga, para el cual se utilizó la información estadística de los camiones tipo C3 (fig 3.7), por ser los de mayor peso que se autoriza circulen por esa clase de caminos.

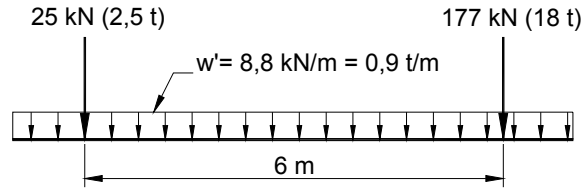


NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS
C3	3	8 o 10

Fig 3.7 Camión unitario C-3

En la fig 3.8 se muestra cómo queda definido el modelo de cargas vivas IMT 20.5

Para claros mayores o iguales a 30 m



Para claros menores de 30 m

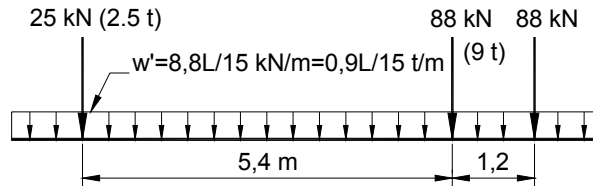


Fig 3.8 Modelo de cargas vivas IMT 20.5

3.2.1.4 Carga viva de diseño del puente

Para el puente que sirve de base para la aplicación de los conceptos desarrollados en este trabajo (ref 8.24), para el análisis tridimensional, el modelo de carga viva a considerar corresponde al vehículo IMT 66.5, que consiste en aplicar las cargas concentradas ($P_1=5,000 \text{ kgf} = 49 \text{ kN}$, $P_2=24,000 \text{ kgf} = 235 \text{ kN}$ y $P_3=37,500 \text{ kgf} = 368 \text{ kN}$), y una carga uniformemente distribuida de $w= 170 \text{ kgf/m} = 67 \text{ kN/m}$ en el cuerpo central y $w= 100 \text{ kgf/m} = 1 \text{ kN/m}$ en los cuerpos laterales.

Cuando la máxima sollicitación por la carga viva vehicular en un elemento ocurra por la presencia simultánea del modelo de carga en varios carriles, para tomar en cuenta la baja probabilidad de la coincidencia de posición para producir el máximo efecto, según la ref 8.23 se aplica el factor de reducción de 0.80, por la presencia múltiple de los tres carriles cargados.

La aplicación de la carga viva (V) se debe hacer de tal manera que su ubicación provoque los elementos mecánicos y cinemáticos máximos en cada uno de los elementos estructurales del puente. Al analizar la ubicación de la carga viva en los carriles del puente, se obtuvieron las siguientes condiciones de cargas:

3.2.1.4.1 Carga viva ubicada en el tramo lateral (V_L)

En la fig 3.9 se muestran las cargas vivas debidas al vehículo IMT 66.5 en los carriles de circulación del tramo lateral.

3.2.1.4.2 Carga viva ubicada en el tramo central (V_C)

En la fig 3.10 se presentan las cargas vivas debidas al vehículo IMT 66.5 en los carriles de circulación del tramo central.

3.2.1.4.3 Carga viva ubicada en el volado (V_V)

En la fig 3.11 se muestran las cargas vivas debidas al vehículo IMT 66.5 en los carriles de circulación del volado.

3.2.2 Impacto (I)

La ref 8.23 establece que las cargas debidas al impacto se determinan mediante un porcentaje de las cargas vivas vehiculares para los elementos estructurales de la superestructura, estribos, muros de retención, pilas y pilotes, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por la respuesta dinámica como un conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar por irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación grietas, pequeños baches o despostillamientos.

De acuerdo con la ref 8.24, los elementos mecánicos debidos a la carga viva se deben incrementar por efecto del impacto en un 30 por ciento, es decir:

$$I = 0.30V \quad (3.5)$$

3.3 Combinaciones de cargas para el diseño

De acuerdo con la ref 8.29, los elementos estructurales del puente (superestructura, estribos, caballetes y cimentación) se deben diseñar para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de cargas que sean aplicables al tipo de puente y a las condiciones particulares del sitio donde se ubique.

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables, según se indica a continuación:

$$CC_N = CP_N + CV_N + CE_N \quad (3.6)$$

Donde:

N Número del grupo a considerar

CP_N Combinación de cargas permanentes para el grupo N

CV_N Combinación de cargas variables para el grupo N

CE_N Combinación de cargas eventuales para el grupo N

CC_N Combinación de cargas para el grupo N

$$CP_N = \beta_{CM} CM + \beta_{ET} ET \quad (3.7)$$

$$CV_N = \beta_V (V + I) + \beta_{FC} FC \quad (3.8)$$

$$CE_N = \beta_{VE} VE + \beta_{VCV} VCV + \beta_S S + \beta_{FL} FL + \beta_{ACT} (A + C + T) + \beta_{PL} PL + \beta_{SP} SP \quad (3.9)$$

De acuerdo con lo indicado en el inciso 3.1, la expresión de la combinación de cargas dada por la ec 3.6, al tomar en cuenta las ecuaciones 3.7 a 3.9, resulta ser:

$$CC_N = \beta_{CM} CM + \beta_{ET} ET + \beta_V (V + I) + CE_N \quad (3.10)$$

La combinación de cargas eventuales para el grupo N, CE_N , de la ec 3.10 se definen en el capítulo 4.

4. MODELACIÓN DE LAS CARGAS SÍSMICAS DE DISEÑO

En este capítulo se cuantifican las cargas sísmicas de diseño de acuerdo con la normativa (ref 8.27) correspondiente al puente carretero que se diseña en esta tesis.

De acuerdo con la ref 8.23, las cargas que se deben considerar en el diseño de un puente son las cargas permanentes, las cargas variables y las cargas eventuales.

Las cargas eventuales de acuerdo con la ref 8.23 son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura entre las que se encuentran el sismo y el viento. La norma establece que sólo una carga eventual debe considerarse de manera combinada con las otras cargas de diseño.

En la ref 8.28 se especifica la forma de cuantificar las fuerzas que un viento de diseño le ocasiona al puente. Al cuantificarlas se obtuvieron valores mucho más pequeños que las debidas a un sismo, razón por la que no se presentaron en este trabajo.

La estructura según su importancia atendiendo al grado de seguridad aconsejable, y según su respuesta a la acción del viento de acuerdo a su sensibilidad a los efectos dinámicos del mismo se clasifica como Tipo B, y según la respuesta a la acción del viento, como tipo 1v; la velocidad regional se obtiene de las isotacas con un periodo de retorno de 50 años. Por sus características, el método para

análisis corresponde al estático, de donde se obtiene la velocidad de diseño y así se calcula la fuerza de viento para diseño, la cual resulta muy pequeña para considerarla en el análisis.

A continuación se resume la teoría que sirve de base para cuantificar las cargas sísmicas, que de las cargas eventuales, son las que inciden en el diseño del puente en estudio.

4.1 Introducción

De acuerdo con la ref 8.20, el método más general para cuantificar las fuerzas que un sismo le provoca a una estructura, es el que resulta al integrar las ecuaciones discretas del equilibrio dinámico de la elasticidad lineal para las estructuras disipadoras de energía (ec 2.55), también conocidas como las ecuaciones de equilibrio dinámico de las estructuras discretas, escritas en la siguiente notación:

$$\vec{M} \frac{d^2}{dt^2} \vec{u}(t) + \vec{C} \frac{d}{dt} \vec{u}(t) + \vec{K} \vec{u}(t) = \vec{F}(t) \quad (4.1)$$

Con las siguientes condiciones iniciales

$$\left. \frac{d}{dt} \vec{u}(t) \right|_{t=0} = \vec{v}_0 = \text{vector de velocidades iniciales, conocido} \quad (4.2)a$$

$$\vec{u}(t) \Big|_{t=0} = \vec{u}_0 = \text{vector de desplazamientos iniciales, conocido} \quad (4.2)b$$

En donde, para la estructura:

$$\begin{aligned} \vec{M} &= \text{Matriz de masas} \\ \vec{C} &= \text{Matriz de amortiguamientos} \\ \vec{K} &= \text{Matriz de rigideces} \\ \vec{u}(t) &= \text{vector de desplazamientos} \\ \frac{d}{dt} \vec{u}(t) &= \text{vector de velocidades} \\ \frac{d^2}{dt^2} \vec{u}(t) &= \text{vector de aceleraciones} \\ \vec{F}(t) &= \text{vector de cargas} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Para el caso en que el vector de cargas, $\bar{F}(t)$, se deba a la acción de un sismo, de acuerdo con la ref 8.20, se puede expresar en términos del acelerograma del terreno donde se encuentra ubicada la estructura, $u_g(t)$, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\bar{F}(t) = -\bar{M}\bar{I}u_g(t) \quad (4.4)$$

donde

$$\bar{I}^T = [1 \quad 1 \quad \dots \quad 1] = \text{vector con componentes unitarias} \quad (4.5)$$

4.2 Métodos de integración de las ecuaciones de equilibrio dinámico de las estructuras discretas

De acuerdo con la ref 8.20, los métodos que actualmente se utilizan para integrar las ecuaciones de equilibrio dinámico de las estructuras discretas (ec 4.1) son los denominados directos paso a paso y de superposición modal, mismos que se resumen a continuación:

4.2.1 Métodos directos de integración paso a paso

Los métodos que actualmente se utilizan para integrar paso a paso las ecuaciones de equilibrio dinámico de las edificaciones se agrupan en:

- a) métodos directos
- b) métodos de superposición modal

4.2.1.1 Método β de Newmark

El método directo que mas se utiliza es el denominado método β de Newmark. Este método se basa en la aproximación lineal de la aceleración en el tamaño del paso de integración, Δt , según se muestra en la fig 4.1.

De acuerdo con la hipótesis de la aceleración lineal mostrada en la figura 4.1, al integrar la aceleración y la velocidad en el intervalo del paso de integración, sus expresiones al final del paso se pueden escribir como:

$$\begin{aligned}\frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} &= \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} \\ \frac{d}{dt} \bar{u}_{t+\Delta t} &= \frac{d}{dt} \bar{u}_t + \frac{1}{2} \Delta t \left(\frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} + \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t \right) \\ \bar{u}_{t+\Delta t} &= \bar{u}_t + \Delta t \frac{d}{dt} \bar{u}_t + \frac{1}{6} (\Delta t)^2 \left(\frac{d}{dt} \bar{u}_{t+\Delta t} + 2 \frac{d}{dt} \bar{u}_t \right)\end{aligned}\quad (4.6)$$

La aproximación de Newmark consiste en modificar la ec 4.6 a fin de lograr su convergencia y su estabilidad al introducir los parámetros β y γ , según se indica a continuación:

$$\begin{aligned}\frac{d}{dt} \bar{u}_{t+\Delta t} &= \frac{d}{dt} \bar{u}_t + (1-\gamma) \Delta t \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t + \gamma \Delta t \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} = \bar{a} + \gamma \Delta t \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} \\ \bar{u}_{t+\Delta t} &= \bar{u}_t + \Delta t \frac{d}{dt} \bar{u}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) (\Delta t)^2 \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t + \beta (\Delta t)^2 \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} = \bar{b} + \beta (\Delta t)^2 \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t}\end{aligned}\quad (4.7)$$

donde:

$$\begin{aligned}\bar{a} &= \frac{d}{dt} \bar{u}_t + (1-\gamma) \Delta t \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t \\ \bar{b} &= \bar{u}_t + \Delta t \frac{d}{dt} \bar{u}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) (\Delta t)^2 \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t\end{aligned}\quad (4.8)$$

El parámetro β está relacionado con la estabilidad del método (para $\beta=1/4$, el método es incondicionalmente estable) y el parámetro γ se relaciona con la estabilidad y convergencia del método debido al amortiguamiento matemático que puede inducirse (para $\gamma=1/2$, no se presenta el amortiguamiento matemático). Para el caso en que $\beta=1/6$ y $\gamma=1/2$, las ec 4.7 se reducen a las correspondientes ec 4.6.

Al evaluar las ecuaciones de equilibrio dinámico (ec 4.1) al final del paso de integración (en $t = t + \Delta t$) al sustituir las ec 4.7 se obtiene la siguiente expresión:

$$\bar{M} \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} + \bar{C} \left(\bar{a} + \gamma \Delta t \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} \right) + \bar{K} \left(\bar{b} + \beta (\Delta t)^2 \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} \right) = \bar{F}_{t+\Delta t}\quad (4.9)$$

Al ordenar la ec 4.9, puede escribirse como:

$$\bar{\mathbf{K}}^* \frac{d^2}{dt^2} \bar{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \bar{\mathbf{p}} \quad (4.10)$$

donde:

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{K}}^* &= \bar{\mathbf{M}} + \gamma \Delta t \bar{\mathbf{C}} + \beta (\Delta t)^2 \bar{\mathbf{K}} \\ \bar{\mathbf{p}} &= \bar{\mathbf{F}}_{t+\Delta t} - \bar{\mathbf{C}} \bar{\mathbf{a}} - \bar{\mathbf{K}} \bar{\mathbf{b}} \end{aligned} \quad (4.11)$$

La ec 4.10 permite cuantificar la aceleración al final del paso, es un sistema de ecuaciones algebraicas lineales, simétricas, de coeficientes constantes, si el paso de integración se conserva constante durante el proceso de integración.

En la dinámica estructural se acostumbra cuantificar a la matriz de amortiguamientos de la estructura de acuerdo con el criterio de Rayleigh, expresado mediante la siguiente ecuación.

$$\bar{\mathbf{C}} = \alpha \bar{\mathbf{M}} + \mu \bar{\mathbf{K}} \quad (4.12)$$

Al sustituir la ec 4.12 en las ec 4.11 se obtiene.

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{K}}^* &= (1 + \alpha \gamma \Delta t) \bar{\mathbf{M}} + (\gamma \mu \Delta t + \beta (\Delta t)^2) \bar{\mathbf{K}} \\ \bar{\mathbf{p}} &= \bar{\mathbf{F}}_{t+\Delta t} - \alpha \bar{\mathbf{M}} \bar{\mathbf{a}} - \bar{\mathbf{K}} (\mu \bar{\mathbf{a}} + \bar{\mathbf{b}}) \end{aligned} \quad (4.13)$$

El algoritmo del método de integración paso a paso de las ecuaciones de equilibrio dinámico (ec 4.1) ante la acción de un sismo mediante el método β de Newmark, resumido por las ecuaciones 4.2, 4.7, 4.8, 4.10 y 4.13, necesariamente se debe llevar a cabo en una computadora debido al número de operaciones que involucra. El ordenamiento de tales operaciones se debe llevar a cabo de tal manera de optimizar el número de operaciones.

4.2.1.2 Método de superposición modal

Otra forma de integrar paso a paso las ecuaciones de equilibrio dinámico de las estructuras (ec 4.1) es mediante la solución del problema de valores característicos o eigenvalores, según se resume a continuación.

4.2.1.2.1 Solución del problema de valores característicos de las ecuaciones de equilibrio dinámico

Este caso corresponde a un problema de vibraciones libres ($\vec{F}(t) = \vec{0}$) no amortiguadas $\vec{C} = \vec{0}$, cuyas ecuaciones resultan ser.

$$\tilde{M} \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}(t) + \tilde{K} \bar{u}(t) = \vec{0} \quad (4.14)$$

En las vibraciones libres, el movimiento es armónico, es decir.

$$\frac{d^2}{dt^2} \bar{u}(t) = -\omega^2 \bar{u}(t) \quad (4.15)$$

Donde ω es la frecuencia natural de vibración. Al sustituir la ec 4.15 en la ec 4.14 se obtiene:

$$\tilde{K} \bar{u} = \omega^2 \tilde{M} \bar{u} \quad (4.16)$$

Que es el clásico problema de eigenvalores, usualmente expresado como:

$$\tilde{A} \bar{x} = \lambda \tilde{B} \bar{x} \quad (4.17)$$

Varios son los métodos que existen para resolver el problema de eigenvalores. Los utilizados con las computadoras, entre otros, se pueden nombrar el de Jacobi o el de la iteración del subespacio

4.2.1.2.2 Desacoplamiento de las ecuaciones de equilibrio dinámico

La transformación que permite desacoplar las ecuaciones de equilibrio dinámico se puede expresar como.

$$\bar{u} = \tilde{R} \bar{y} \quad (4.18)$$

donde

\bar{y} = vector del nuevo sistema coordenado transformado

$$\bar{\mathbf{R}} = [\bar{\mathbf{r}}^1 \quad \bar{\mathbf{r}}^2 \quad \bar{\mathbf{r}}^3 \quad \dots \quad \bar{\mathbf{r}}^n] = \text{Matriz modal} \quad (4.19)$$

$\bar{\mathbf{r}}^n$ = n - ésimo eigenvector

De acuerdo con la transformación de coordenadas anterior (ec 4.18), las expresiones de los vectores de velocidad y de aceleración resultan ser:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \bar{\mathbf{u}}(t) &= \bar{\mathbf{R}} \frac{d}{dt} \bar{\mathbf{y}}(t) \\ \frac{d^2}{dt^2} \bar{\mathbf{u}}(t) &= \bar{\mathbf{R}} \frac{d^2}{dt^2} \bar{\mathbf{y}}(t) \end{aligned} \quad (4.20)$$

Con base en las ec 4.18 y 4.20, las ecuaciones de equilibrio dinámico (ec 4.1) en el sistema de referencia transformado se expresan como:

$$\bar{\mathbf{M}}\bar{\mathbf{R}} \frac{d^2}{dt^2} \bar{\mathbf{y}}(t) + \bar{\mathbf{C}}\bar{\mathbf{R}} \frac{d}{dt} \bar{\mathbf{y}}(t) + \bar{\mathbf{K}}\bar{\mathbf{R}}\bar{\mathbf{y}}(t) = \bar{\mathbf{F}}(t) \quad (4.21)$$

Al premultiplicar la ec 4.21 por la transpuesta de la matriz modal ($\bar{\mathbf{R}}^T$) se obtiene la siguiente expresión.

$$\bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{M}}\bar{\mathbf{R}} \frac{d^2}{dt^2} \bar{\mathbf{y}}(t) + \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{C}}\bar{\mathbf{R}} \frac{d}{dt} \bar{\mathbf{y}}(t) + \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{K}}\bar{\mathbf{R}}\bar{\mathbf{y}}(t) = \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{F}}(t) \quad (4.22)$$

Si se definen los siguientes conceptos:

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{M}}^* &= \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{M}}\bar{\mathbf{R}} = \text{Matriz de masas transformada} \\ \bar{\mathbf{C}}^* &= \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{C}}\bar{\mathbf{R}} = \text{Matriz de amortiguamientos transformada} \\ \bar{\mathbf{K}}^* &= \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{K}}\bar{\mathbf{R}} = \text{Matriz de rigideces transformada} \\ \bar{\mathbf{F}}^*(t) &= \bar{\mathbf{R}}^T \bar{\mathbf{F}}(t) = \text{Vector de cargas transformado} \end{aligned} \quad (4.23)$$

De acuerdo con la propiedad de ortogonalidad de los eigenvectores respecto a las matrices de masas y de rigideces, la matriz de masas transformada y la matriz de rigideces transformada resultan ser matrices diagonales. Si la matriz de amortiguamientos se selecciona de tal manera que también la matriz de amortiguamientos transformada sea una matriz diagonal, las ecuaciones de equilibrio dinámico transformadas (ec 4.22) se pueden escribir como.

$$\bar{M}^* \frac{d^2}{dt^2} \bar{y}(t) + \bar{C}^* \frac{d}{dt} \bar{y}(t) + \bar{K}^* \bar{y}(t) = \bar{F}^*(t) \quad (4.24)$$

Y resulta ser un sistema de ecuaciones diferenciales desacoplado, cuya ecuación i -ésima se puede escribir como:

$$m_i^* \frac{d^2}{dt^2} y_i(t) + c_i^* \frac{d}{dt} y_i(t) + k_i^* y_i(t) = f_i^*(t) \quad (4.25)$$

La ec 4.25 representa la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema de un grado de libertad. Por lo anterior se puede decir que un sistema de N grados de libertad se transforma en N sistemas de un grado de libertad. Los coeficientes de las ecuaciones de un grado de libertad resultan ser:

$$m_i^* = \sum_{k=1}^N m_k (r_k^i)^2 \quad (4.26)$$

$$c_i^* = 2 \omega_i \zeta_i \quad (4.27)$$

$$k_i^* = \omega_i^2 m_i^* \quad (4.28)$$

$$f_i^* = - \frac{\sum_{k=1}^N m_k r_k^i}{\sum_{k=1}^N m_k (r_k^i)^2} \frac{d^2}{dt^2} u_g(t) = - c_i \frac{d^2}{dt^2} u_g(t) \quad (4.29)$$

En donde:

$$\begin{aligned}
m_k &= \text{masa asociada al grado de libertad } k \text{ - ésimo} \\
r_k^i &= \text{componente } k \text{ - ésimo del } i \text{ - ésimo eigenvector(modos)} \\
\omega_i &= \text{frecuencia natural de vibración del } i \text{ - ésimo modo} \\
\zeta_i &= \text{fracción del amortiguamiento crítico del } i \text{ - ésimo modo} \\
c_i &= \frac{\sum_{k=1}^N m_k r_k^i}{\sum_{k=1}^N m_k (r_k^i)^2} = \text{coeficiente de participación del } i \text{ - ésimo modo}
\end{aligned}
\tag{4.30}$$

4.2.1.2.3 Integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento desacopladas

Como las ecuaciones de movimiento desacopladas (ec 4.25) corresponden a las de un grado de libertad, los métodos de integración son los tradicionales. El método exacto, para el caso de aproximar la función $f_i^*(t)$ en tramos seccionalmente continuos con una variación lineal (que es lo usual), o bien un método aproximado, mediante un método numérico como el β de Newmark.

El paso de integración es el que se define en la fig 4.1.

4.2.1.2.4 Cuantificación de la respuesta de la estructura

De acuerdo con el inciso anterior, para el tiempo de integración considerado se cuantifican, para cada paso de integración, los siguientes vectores.

$$\begin{aligned}
\bar{y}(t) &= \text{vector de desplazamientos transformado} \\
\frac{d}{dt} \bar{y}(t) &= \text{vector de velocidades transformado} \\
\frac{d^2}{dt^2} \bar{y}(t) &= \text{vector de aceleraciones transformado}
\end{aligned}
\tag{4.31}$$

Al sustituir las ec 4.31 en las ec 4.18 y 4.20 se obtiene la respuesta de la estructura representada por los vectores de desplazamiento relativo, de velocidad relativa, y de aceleración relativa, es decir.

$$\begin{aligned}
\bar{u}(t) &= \bar{R}\bar{y}(t) \\
\frac{d}{dt}\bar{u}(t) &= \bar{R}\frac{d}{dt}\bar{y}(t) \\
\frac{d^2}{dt^2}\bar{u}(t) &= \bar{R}\frac{d^2}{dt^2}\bar{y}(t)
\end{aligned}
\tag{4.32}$$

4.2.1.2.5 Obtención de los elementos mecánicos y cinemáticos de la estructura debidos al sismo

Conocida la historia del vector de desplazamientos de la estructura (según se indica en el inciso anterior) se puede determinar la historia de los elementos mecánicos y cinemáticos en los elementos estructurales que se requieran.

4.2.2 Método de la respuesta modal espectral

Este método utiliza gran parte del método paso a paso de superposición modal descrito en el inciso 4.2.1.2, según se resume a continuación.

4.2.2.1 Solución del problema de valores característicos de las ecuaciones de equilibrio dinámico

El procedimiento es el mismo que el descrito en el inciso 4.2.1.2.1.

4.2.2.2 Desacoplamiento de las ecuaciones de equilibrio dinámico

El procedimiento es el mismo que el descrito en el inciso 4.2.1.2.2.

4.2.2.3 Obtención de la respuesta espectral de cada una de las ecuaciones de equilibrio desacopladas

Si A_i es la ordenada del espectro de aceleraciones correspondiente al i -ésimo periodo de vibración $T_i = 2\pi/\omega_i$, de acuerdo con el inciso 4.2.1.2.2, la correspondiente ordenada espectral en el espacio de desacoplamiento de las ecuaciones de equilibrio dinámico $y_{\text{máx}}^i$ resulta ser:

$$y_{\text{máx}}^i = c_i \frac{A_i}{\omega_i^2} \tag{4.33}$$

donde:

$$\begin{aligned} y_{\text{máx}}^i &= \text{Respuesta espectral de desplazamientos transformados del modo } i - \text{ésimo} \\ \omega_i &= \text{Frecuencia natural de vibración del modo } i - \text{ésimo} \\ A_i &= \text{Ordenada del espectro de aceleraciones para el periodo } T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \\ c_i &= \text{Coeficiente de participación del modo } i - \text{ésimo} \end{aligned} \quad (4.34)$$

4.2.2.4 Cuantificación de los vectores de respuesta máximos de la estructura para cada modo

De acuerdo con la ec 4.32a, el vector de desplazamientos máximo de la estructura, correspondiente al modo i -ésimo, $\bar{u}_{\text{máx}}^i$, resulta ser:

$$\bar{u}_{\text{máx}}^i = \bar{\Gamma}^i y_{\text{máx}}^i \quad (4.35)$$

donde:

$$\bar{\Gamma}^i = \text{Eigenvector asociado al modo } i - \text{ésimo} \quad (4.36)$$

Con base en la ec 4.36, a cada modo de la estructura le corresponde un vector de desplazamientos máximo. De acuerdo con la formulación de las ecuaciones de equilibrio de las estructuras, a cada vector de desplazamientos le corresponden un conjunto de elementos mecánicos y cinemáticos (fuerzas normales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, desplazamientos relativos, etc.)

4.2.2.5 Obtención de la respuesta total de la estructura

Una vez conocidos los elementos mecánicos y cinemáticos (fuerzas normales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, desplazamientos relativos, etc) de la estructura, asociadas a cada modo y representado por S_i , existen varios métodos para obtener los elementos mecánicos y cinemáticos (fuerzas normales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, desplazamientos relativos, etc) totales de la estructura, representada por S , según se indica a continuación:

4.2.2.5.1 Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_i^2} \quad (4.37)$$

4.2.2.5.2 Método de la combinación cuadrática completa (CQC)

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N S_i p_{ij} S_j} \quad (4.38)$$

donde:

$$p_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j)} \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (4.39)$$

ζ_i Valor del amortiguamiento crítico del modo i-ésimo (que se supone constante para todos los modos)

ω_i frecuencia natural de vibración del modo i-ésimo

4.2.3 Otros métodos

Los métodos descritos en los incisos 4.2.1 y 4.2.2, la ref 8.27 los denomina métodos dinámicos. La misma referencia habla del método seleccionado y del método cuasidinámico, que permiten cuantificar un sistema de cargas que se aplican de manera estática a la estructura. No se discuten en esta tesis debido a que no se utilizan.

4.3 Fuerzas sísmicas de diseño del puente

El método para cuantificar las fuerzas sísmicas de diseño que actúan en el puente objeto de esta tesis es el método de la respuesta modal espectral, descrito en el inciso 4.2.2. Para definir las fuerzas sísmicas con el método simplificado, la ref 8.27 establece una serie de conceptos que se describen a continuación:

4.3.1 Clasificación del puente

Según su importancia, atendiendo al grado de atención aconsejable y según su comportamiento sísmico de acuerdo con su respuesta a la acción del sismo se clasifican como:

4.3.1.1 Según su importancia

Puente tipo B, *“...ubicados en o sobre carreteras de dos carriles, de los tipos ET”, A2, B2, C y D, según la clasificación establecida en el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, y en caminos rurales.”*

4.3.1.2 Según su comportamiento sísmico

Puente tipo 2s, *“...estructuras que no cumplan con alguno(s) de los requisitos de las estructuras tipo 1s, pero con superestructuras del tipo B, con claros hasta de ciento cincuenta (150) metros.”*

Los requisitos que no se cumple para el tipo 1s, en general, es el de ser una estructura regular y, en particular, claro máximo menor o igual que cuarenta (40) metros.

De acuerdo con la ref 8.27, el método cuasidinámico es el recomendable para cuantificar las fuerzas sísmicas, pero como se especificó al inicio de este inciso 4.3, el método de la respuesta modal espectral es el que se va a aplicar.

4.3.2 Consideraciones previas

El diseño de las estructuras para soportar las cargas eventuales debidas a la acción de los sismos depende del riesgo de que éstos ocurran y de las características del suelo donde se construyen.

4.3.2.1 Regionalización sísmica

De acuerdo con la regionalización sísmica de la ref 8.27, le corresponde la zona B.

4.3.2.2 Tipos de suelos

De acuerdo con los tipos de suelo de la ref 8.27, le corresponde el suelo tipo III.

4.3.3 Espectro sísmico de diseño

La ordenada del espectro sísmico de diseño que establece la ref 8.27 se cuantifica mediante las siguientes expresiones:

$$0 < T \leq T_a; \quad a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_a} T \quad (4.40a)$$

$$T_a < T \leq T_b; \quad a = c \quad (4.40b)$$

$$T_b < T; \quad a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r \quad (4.40c)$$

Donde:

$$a = A/g \quad (4.41a)$$

$$A = \text{Ordenada del espectro sísmico de aceleraciones} \quad (4.41b)$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad} \quad (4.41c)$$

$$a_o = a|_{T=0} \quad (4.41d)$$

$$T = \text{Periodo de vibración} \quad (4.41e)$$

$$T_a, T_b = \text{Periodos de vibración de la zona plana} \quad (4.41f)$$

$$r = \text{Exponente de la zona descendente} \quad (4.41g)$$

4.3.3.1 Espectro sísmico de diseño del puente

Para estructuras del grupo B, Zona Sísmica B y suelo tipo III, la ref 8.27 establece los siguientes valores del espectro sísmico de diseño.

$$a_o = 0.10 \quad (4.42a)$$

$$T_a = 0.6 \text{ s} \quad (4.42b)$$

$$T_b = 2.9 \text{ s} \quad (4.42c)$$

$$r = 1 \quad (4.42d)$$

$$c = 0.36 \quad (4.42e)$$

4.3.3.2 Combinación de efectos sísmicos bidireccionales

El espectro sísmico de diseño del inciso 4.3.3 corresponde a una dirección de las ondas sísmicas de un terremoto. Lo que sucede en la realidad es que las ondas sísmicas se transmiten en cualquier dirección

Las ecuaciones de equilibrio dinámico de una estructura se establecen en un sistema de referencia cartesiano global, en donde usualmente los ejes X e Y definen el plano horizontal y el eje Z está asociado al eje vertical. Los espectros sísmicos de diseño del inciso 4.3.3 corresponde, tanto al eje de referencia X como al eje de referencia Y. Para tomar en cuenta el efecto bidireccional, el espectro sísmico de diseño en una dirección, por ejemplo en la dirección del eje X, SX, es igual a la suma vectorial del espectro sísmico de diseño en la dirección X, ESPX, más 0.30 del espectro sísmico de diseño en la dirección del eje Y, ESPY.

4.3.3.3 Espectro sísmico de diseño para la dirección del eje X (SX)

De acuerdo con el inciso 4.3.3.2, el espectro sísmico de diseño para el puente en la dirección del eje global X del modelo estructural, resulta ser:

$$S_X = ESP_X + 0.3ESP_Y \quad (4.43)$$

En la ec 4.43, el símbolo de suma debe entenderse como una suma vectorial.

4.3.3.4 Espectro sísmico de diseño para la dirección del eje Y (SY)

De acuerdo con el inciso 4.3.3.2, el espectro sísmico de diseño para el puente en la dirección del eje global Y del modelo estructural, resulta ser:

$$S_Y = ESP_Y + 0.3ESP_X \quad (4.44)$$

En la ec 4.44, el símbolo de suma debe entenderse como una suma vectorial.

4.3.4 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico (Q) toma en cuenta la ductilidad de las estructuras. La ref 8.27 permite establecer: Q=4, para los elementos estructurales de la superestructura y los caballetes, y Q=2, para los elementos estructurales de los estribos y los elementos estructurales presforzados.

Los elementos mecánicos de los elementos estructurales obtenidos con los espectros sísmicos de diseño definidos en los incisos 4.3.3.3 y 4.3.3.4 deben reducirse por el factor de comportamiento sísmico correspondiente. Los elementos cinemáticos no deben reducirse.

4.3.5 Combinaciones de cargas para el diseño

Las combinaciones de cargas para el diseño de los elementos estructurales del puente se especificaron en el capítulo 3, mediante la ec 3.10, es decir:

$$CC_N = \beta_{CM} CM + \beta_{ET} ET + \beta_V (V + I) + CE_N \quad (3.10)$$

De acuerdo con la ec 3.9, las cargas eventuales debidas a un sismo resultan ser:

$$CE_N = \beta_S S \quad (4.45)$$

Donde S representan a las fuerzas debidas al sismo

Al sustituir la ec 4.45 en la ec 3.10 se obtiene la expresión general para las combinaciones de cargas para el diseño de los elementos estructurales y resulta ser:

$$CC_N = \beta_{CM} CM + \beta_{ET} ET + \beta_V (V + I) + \beta_S S + \beta_{ACT} T \quad (4.46)$$

Los valores de los coeficientes, β , y los factores de carga, γ , de la tabla 1 de la ref 8.29 se presentan en la tabla 4.1. El hecho de incluir las especificaciones AASHTO es que la ref 8.29 no considera las cargas sísmicas mientras que la correspondiente de la ref 8.22 si las considera.

4.3.5.1 Combinaciones de cargas permanentes y variables

Al tomar en cuenta los coeficientes de la tabla 4.1 en la ec 2.18, la combinación de cargas permanentes y variables de diseño resulta ser:

$$CC_{IL} = 1.3CP + 2.535(0.8)VI_L \quad (2.19a)$$

$$CC_{IC} = 1.3CP + 2.535(0.8)VI_C \quad (2.19b)$$

$$CC_{IV} = 1.3CP + 2.535(0.8)VI_V \quad (2.19c)$$

4.3.5.2 Combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales

Para esta combinación existe una diferencia entre las referencias 8.29 y 8.22, que se describe a continuación:

4.3.5.2.1 Para la norma IMT (ref 8.29)

A continuación se especifican para los diferentes elementos estructurales:

4.3.5.2.1.1 Para superestructura y caballetes (Q=4)

$$CC_{VIIa4} = 1.3CP + \frac{1.3}{4}SX \quad (2.20)a4$$

$$CC_{VIIb4} = 1.3CP + \frac{1.3}{4}SY \quad (2.20)b4$$

4.3.5.2.1.2 Para estribos (Q=2)

$$CC_{VIIa2} = 1.3CP + \frac{1.3}{2}SX \quad (2.20)a2$$

$$CC_{VIIb2} = 1.3CP + \frac{1.3}{2}SY \quad (2.20)b2$$

4.3.5.2.2 Para la norma AASHTO (ref 8.22)

A continuación se especifican para los diferentes elementos estructurales:

4.3.5.2.2.1 Para superestructura y caballetes (Q=4)

$$CC_{VIIa4L} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_L + \frac{1.3}{4}SX \quad (2.21)a4L$$

$$CC_{VIIa4C} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_C + \frac{1.3}{4}SX \quad (2.21)a4C$$

$$CC_{VIIa4V} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_V + \frac{1.3}{4}SX \quad (2.21)a4V$$

$$CC_{VIIb4L} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_L + \frac{1.3}{4}SY \quad (2.21)b4L$$

$$CC_{VIIb4C} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_C + \frac{1.3}{4}SY \quad (2.21)b4C$$

$$CC_{VIIb4V} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_V + \frac{1.3}{4}SY \quad (2.21)b4V$$

4.3.5.2.2.2 Para estribos (Q=2)

$$CC_{VIIa2L} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_L + \frac{1.3}{2}SX \quad (2.21)a2L$$

$$CC_{VIIa2C} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_C + \frac{1.3}{2}SX \quad (2.21)a2C$$

$$CC_{VIIa2V} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_V + \frac{1.3}{2}SX \quad (2.21)a2V$$

$$CC_{VIIAb2L} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_L + \frac{1.3}{2}SY \quad (2.21)b2L$$

$$CC_{VIIAb2C} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_L + \frac{1.3}{2}SY \quad (2.21)b2C$$

$$CC_{VIIAb2V} = 1.3CP + 0.845(0.8)VI_V + \frac{1.3}{2}SY \quad (2.21)b2V$$

4.3.5.3 Combinaciones de cargas para los estados límite de servicio

A fin de cuantificar los estados límite de servicio de los elementos estructurales principales del puente, se describen las combinaciones de carga que permiten cuantificar los correspondientes elementos cinemáticas de diseño de los mismos. La ref 8.22 permite establecer los factores de cargas del grupo VIII de la tabla 4.2, que se describen a continuación:

4.3.5.3.1 Para las traves de los cuerpos laterales de la superestructura

$$CC_{VIII L} = CP + 1.3(0.8)VI_L \quad (2.22)$$

4.3.5.3.2 Para las traves del cuerpo central de la superestructura

$$CC_{VIII C} = CP + 1.3(0.8)VI_C \quad (2.23)$$

4.3.5.3.3 Para el cabezal de los caballetes

$$CC_{VIII V} = CP + 1.3(0.8)VI_V \quad (2.24)$$

4.3.5.3.4 Para las columnas de los caballetes

$$CC_{VIIIAb1V} = CP + 0.845(0.8)VI_V + SY \quad (2.25)$$

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Con base en la información descrita en el capítulo 2 se generan los correspondientes archivos que requiere el modelo estructural del puente construido con el programa de computadora SAP2000 (ref 8.17), que permite llevar a cabo el análisis estructural del mismo a fin de cuantificar la información que se describe a continuación:

La base de datos producto de los resultados del análisis estructural resulta ser extraordinariamente grande pues corresponden, para los elementos barra, las fuerzas axial, y cortantes

5.1 Características dinámicas

Las características dinámicas que se cuantifican con el modelo estructural del puente son los periodos naturales de vibración, que se presentan en la tabla 5.1 para los primeros nueve, y las correspondientes formas modales, cuyas primeras tres se muestran en las figuras 5.1 a la 5.3.

5.2 Elementos mecánicos de diseño

Los elementos mecánicos de diseño que el programa de computadora SAP2000

cuantifica, dependen de los elementos finitos que constituyen al modelo estructural, y están referidos al sistema de referencia local del elemento finito correspondiente, excepto los correspondientes al elemento resorte (spring), cuyos valores están referidos al sistema de referencia global del puente.

Para los elementos finitos cascarón (shell), los elementos mecánicos corresponden a las fuerzas de membrana F_{11U} , F_{22U} , F_{12U} , F_{MINU} y F_{MAXU} , a las fuerzas de flexión M_{11U} , M_{22U} , M_{12U} , M_{MINU} y M_{MAXU} y a las fuerzas cortantes V_{1U} , V_{2U} y V_{MAXU} . Cabe hacer la aclaración que los elementos mecánicos en los elementos finitos cascarón se cuantifican en los puntos nodales, por lo que si un punto nodal pertenece a varios elementos finitos, los valores calculados, en general, no son iguales. Esta aclaración se relaciona con los elementos mecánicos que se presentan en las tablas de este capítulo. Los valores de los elementos mecánicos que se presentan mediante contornos (gráficos) contemplan los valores promedio en los correspondientes puntos nodales.

Para los elementos barra (frame), los elementos mecánicos corresponden a la fuerza axial P_U , y las fuerzas cortantes V_{2U} y V_{3U} , los momentos torsionante, T , y flexionantes M_{2U} y M_{3U} .

Para los elementos resorte (spring), los elementos mecánicos corresponden a las fuerzas de reacción del terreno de cimentación, R_{XU} , R_{YU} y R_{ZU} , paralelas al sistema de referencia global del puente.

A continuación se presentan los valores máximos de los elementos mecánicos y cinemáticos de diseño ocasionados por la condición de carga que gobierna el diseño, en las respectivas tablas cuyos valores máximos se muestran sombreados, mientras que en las correspondientes figuras se presenta su distribución en los elementos estructurales.

5.2.1 Superestructura

Como se indica en el capítulo 2 inciso 2.4, la superestructura está modelada por los elementos finitos cascarón (shell) y los elementos barra (frame). Al llevar a cabo el análisis estructural ante las combinaciones de carga de diseño descritas en el capítulo 3, se obtienen los siguientes elementos mecánicos máximos de diseño para los elementos estructurales de la superestructura.

5.2.1.1 Losas de los cuerpos laterales

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3 del capítulo 2, las mallas de los elementos finitos de las losas de los cuerpos laterales se muestran en las figuras 2.8 y 2.12. En la tabla 5.2 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.4 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes transversales, M_{22U} , de los elementos finitos

cascarón de la losa de los cuerpos laterales para la combinación de carga CC_{IL} .

5.2.1.2 Trabes de los cuerpos laterales

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes de los cuerpos laterales se muestran en las figuras 2.9 y 2.13. En la tabla 5.3 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.5 se presenta el diagrama de los momentos flexionantes, M_{3U} , de las trabes de los cuerpos laterales para la combinación de carga CC_{IL} .

5.2.1.3 Losas del cuerpo central

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3, las mallas de los elementos finitos de las losas del cuerpo central se muestran en la fig 2.9. En la tabla 5.4 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.6 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes transversales, M_{22U} , de los elementos finitos cascarón de la losa para la combinación de carga CC_{IC} .

5.2.1.4 Trabes del cuerpo central

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes del cuerpo central se muestran en la fig 2.11. En la tabla 5.5 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.7 se presenta el diagrama de los momentos flexionantes, M_{3U} , de las trabes de los cuerpos laterales para la combinación de carga CC_{IC} .

5.2.2 Estribos

Como se indica en el inciso 2.2, los estribos están modelados por los elementos finitos cascarón (shell) para los muros de respaldo, los aleros y las zapatas de cimentación, los elementos barra (frame) para los pilotes de cimentación y los elementos resorte (spring) para el suelo de cimentación.

Al llevar a cabo el análisis estructural ante las combinaciones de carga de diseño descritas en el inciso 2.6, se obtienen los siguientes elementos mecánicos máximos de diseño para los elementos estructurales de los estribos.

5.2.2.1 Muro de respaldo

De acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.2, las mallas de los elementos finitos de los muros de respaldo de los estribos se muestran en las figuras 2.15a y 2.18a. En la tabla 5.6 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.8 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes verticales, M_{22U} , de los elementos finitos cascarón del muro de respaldo para la combinación de carga CC_{7Aa2L} .

5.2.2.2 Muros alero

De acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.2, las mallas de los elementos finitos de los muros alero de los estribos se muestran en las figuras 2.15b y 2.18b. En la tabla 5.7 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.9 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes verticales, M_{22U} , de los elementos finitos cascarón de los muros aleros de respaldo para la combinación de carga CC_{7Aa2L} .

5.2.2.3 Zapata de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.2, las mallas de los elementos finitos de la zapata de cimentación de los estribos se muestran en las figuras 2.15c y 2.18c. En la tabla 5.8 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.10 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes transversales, M_{22U} , de los elementos finitos cascarón de la zapata de cimentación para la combinación de carga CC_{7Ab2L} .

5.2.2.4 Pilotes de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.2, las mallas de los elementos barra de los pilotes de cimentación de los estribos se muestran en las figuras 2.16 y 2.19. En la tabla 5.9 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.11 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes, M_{2U} , de los elementos barra de los pilotes para la combinación de carga CC_{7Ab2L} .

5.2.2.5 Suelo de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.2.1 y 2.2.2, las mallas de los elementos resorte de la losa de cimentación y de los pilotes de los estribos se muestran en las figuras 2.15d, 2.16, 2.18d y 2.19. En las tablas 5.10 se presentan los elementos

mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para el suelo de cimentación para la combinación de carga CC_{7Ab2L} .

5.2.3 Caballetes

Como se indica en el inciso 2.3, los caballetes están modelados por los elementos finitos cascarón (shell) para las zapatas de cimentación, por los elementos barra (frame) para los cabezales, las columnas y los pilotes, y los elementos resorte (spring) para el suelo de cimentación.

Al llevar a cabo el análisis estructural ante las combinaciones de carga de diseño descritas en el inciso 2.6, se obtienen los siguientes elementos mecánicos máximos de diseño para los elementos estructurales de los caballetes.

5.2.3.1 Trabes del cabezal

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes del cabezal del caballete se muestran en las figuras 2.21 y 2.25. En la tabla 5.11 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.12 se presenta el diagrama de los momentos flexionantes, M_{3U} , de las trabes del cabezal para la combinación de carga CC_{7Ab4V} .

5.2.3.2 Columnas

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos barra (frame) de las columnas del caballete se muestran en las figuras 2.21 y 2.25. En la tabla 5.12 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.13 se presenta el diagrama de los momentos flexionantes, M_{3U} , de las columnas del cabezal para la combinación de carga CC_{IV} .

5.2.3.3 Zapata de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos finitos de la zapata de cimentación de los caballetes se muestran en las figuras 2.22a y 2.26a. En la tabla 5.13 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos finitos cascarón debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.14 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes longitudinales, M_{11U} , de los elementos finitos cascarón de la zapata de cimentación para la combinación de carga CC_{7Ab2L} .

5.2.3.4 Pilotes de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos barra de los pilotes de cimentación de los caballetes se muestran en las figuras 2.23 y 2.27. En la tabla 5.14 se muestran los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para los elementos barra debido a las combinaciones de cargas de diseño consideradas, mientras que en la fig 5.15 se presenta la gráfica de los momentos flexionantes, M_{3U} , de los elementos barra de los pilotes para la combinación de carga CC_{7Ab2L} .

5.2.3.5 Suelo de cimentación

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos resorte de la losa de cimentación y de los pilotes de los estribos se muestran en las figuras 2.22b, 2.23, 2.26b y 2.27. En las tablas 5.15 se presentan los elementos mecánicos máximos de diseño que se cuantifican para el suelo de cimentación para la combinación de carga CC_{7Ab4V} .

5.3 Elementos cinemáticos de diseño

Los elementos cinemáticos de diseño se obtienen de los desplazamientos que el programa de computadora SAP2000 proporciona, y corresponden a los desplazamientos relativos que las cargas de diseño ocasionan a los elementos estructurales específicos del puente, descritos a continuación:

5.3.1 Trabes de los cuerpos laterales de la superestructura

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes de los cuerpos laterales se muestran en las figuras 2.9 y 2.13. En la tabla 5.16 incisos a y b se muestran los elementos cinemáticos máximos (deflexiones transversales) que se cuantifican para los elementos barra debido a la combinación de carga de diseño considerada en la tabla 2.3.

5.3.2 Trabes del cuerpo central de la superestructura

De acuerdo con los incisos 2.4.1 y 2.4.3, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes del cuerpo central se muestran en la fig 2.11. En la tabla 5.16 inciso c se muestran los elementos cinemáticos máximos (deflexiones transversales) que se cuantifican para los elementos barra debido a la combinación de carga de diseño considerada en la tabla 2.3.

5.3.3 Trabes del cabezal de los caballetes

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos barra (frame) de las trabes del cabezal del caballete se muestran en las figuras 2.21 y 2.25. En

la tabla 5.16 inciso d se muestran los elementos cinemáticas máximos (deflexiones transversales) que se cuantifican para los elementos barra debido a la combinación de carga de diseño considerada en la tabla 2.3.

5.3.4 Columnas de los caballetes

De acuerdo con los incisos 2.6.1 y 2.6.2, las mallas de los elementos barra (frame) de las columnas del caballete se muestran en las figuras 2.21 y 2.25. En la tabla 5.16 inciso e se muestran los elementos cinemáticas máximos (deflexiones laterales) que se cuantifican para los elementos barra debido a la combinación de carga de diseño considerada en la tabla 2.3.

6. ESTADOS LÍMITE Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En el capítulo 5 se cuantifican los elementos mecánicos últimos, (U), de los elementos estructurales del puente debidos a las cargas de diseño, y en este capítulo se determinan los correspondientes elementos mecánicos resistentes, (R), que permiten cuantificar los estados límite de falla de tales elementos estructurales a través del cociente, U/R , que debe ser igual o menor que la unidad, a fin de cumplir con el reglamento seleccionado, que es el de diseño mediante los factores de carga y de resistencia (LRFD) de la AASHTO (ref 8.22). Las dimensiones, el refuerzo y el material de los elementos estructurales se obtienen de la ref 8.21.

En relación con los estados límites de servicio, se verifica que los desplazamientos máximos relativos provocados por las cargas de diseño a los elementos estructurales del puente, cuantificados en el capítulo 5, resulten ser menores o iguales a los desplazamientos permisibles especificados en el reglamento seleccionado (ref 8.22).

6.1 Estados límite de falla

En la cuantificación de los elementos mecánicos resistentes del concreto reforzado se utilizaron, para la flexión la ref 8.30, para la flexocompresión axial la ref 8.31 y para los del concreto pretensado se utilizó la ref 8.32.

El programa de computadora de la ref 8.17 cuantifica los estados límite de falla a la flexocompresión biaxial para una sección transversal especificada para un refuerzo dado, y genera la superficie de interacción de tal manera que para una carga factorizada (P_u, M_{ux}, M_{uy}) obtiene el cociente de capacidad ($CC = OL/OC$), de acuerdo con la nomenclatura mostrados en la fig 6.1, el numerador es el estado de esfuerzos (OL) definido por la carga factorizada (P_u, M_{ux}, M_{uy}) y el denominador es la capacidad asociada a dicha carga factorizada. Por tanto, de acuerdo con el valor del cociente de capacidad para un elemento estructural se puede aseverar lo siguiente:

- a) Si $CC < 1.0$, el punto C de la fig 6.1 se encuentra dentro del volumen de interacción y el elemento estructural sometido a flexocompresión biaxial tiene capacidad para soportar el estado de esfuerzos
- b) Si $CC = 1.0$, el punto C de la fig 6.1 se encuentra sobre la superficie de interacción y el elemento estructural sometido a flexocompresión biaxial se encuentra en el límite de su capacidad para soportar el estado de esfuerzos.
- c) Si $CC > 1.0$, el punto C de la fig 6.1 se encuentra fuera del volumen de interacción y el elemento estructural sometido a flexocompresión biaxial no tiene capacidad para soportar el estado de esfuerzos.

A continuación se presentan los estados límite de falla cuantificados para los elementos estructurales del puente:

6.1.1 Superestructura

Los estados límite de falla de los elementos estructurales de la superestructura del puente se presentan a continuación:

6.1.1.1 Losas

En la fig 6.2 se muestra la sección transversal de la losa con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.1 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.1.2 Trabes

De la información de la ref 8.21 para el acero de presfuerzo de los lechos inferiores de las trabes del cuerpo central se encontraron las dos situaciones que se muestran en las figuras 6.3 y 6.4. Por tanto, los correspondientes estados límite de falla se presentan en las tablas 6.2 y 6.3. Para las trabes de los cuerpos laterales, el acero de presfuerzo en los lechos superior e inferior se muestra en la fig 6.5 y los estados límite de falla se presentan en la tabla 6.4.

6.1.2 Estribos

Los estados límite de falla de los elementos estructurales de los estribos del puente se presentan a continuación:

6.1.2.1 Muro de respaldo

En las figuras 6.6 se muestran las secciones transversales del muro de respaldo de los estribos con el refuerzo correspondiente y en las tablas 6.5 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.2.2 Muros alero

En las fig 6.7 se muestra la sección transversal de los muros alero de los estribos con el refuerzo correspondiente y en las tablas 6.6 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.2.3 Zapatas de cimentación

En las fig 6.8 se muestra la sección transversal de la losa de las zapatas de cimentación de los estribos con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.7 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.2.4 Pilotes de cimentación

En la fig 6.9 se muestra la sección transversal de los pilotes de cimentación de los estribos con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.8 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.2.5 Suelo de cimentación

De acuerdo con la ref 8.33 permite considerar las siguientes propiedades mecánicas del suelo de cimentación: peso volumétrico, $PV = 1700 \text{ kgf/m}^3$, ángulo de fricción interna, $\phi = 30^\circ$ y el $NAF = -2.00 \text{ m}$ y, de acuerdo con el criterio de Meyerhof, ref 8.34, se obtiene la cuantificación de los correspondientes estados límites de falla mostrados en la tabla 6.13 incisos a y b, para los elementos mecánicos de diseño mostrados en la tabla 5.10.

6.1.3 Caballetes

Los estados límite de falla de los elementos estructurales de los caballetes del puente se presentan a continuación:

6.1.3.1 Trabes del cabezal

En la fig 6.10 se muestra la sección transversal de las trabes del cabezal de los caballetes con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.9 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.3.2 Columnas

En la fig 6.11 se muestra la sección transversal de las columnas de los caballetes con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.10 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.3.3 Zapatas de cimentación

En la fig 6.12 se muestra la sección transversal de la losa de las zapatas de cimentación de los caballetes con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.11 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.3.4 Pilotes de cimentación

En la fig 6.13 se muestra la sección transversal de los pilotes de cimentación de los caballetes con el refuerzo correspondiente y en la tabla 6.12 se presentan los respectivos estados límite de falla.

6.1.3.5 Suelo de cimentación

Enteramente similar a lo descrito en el inciso 6.1.2.5, para los elementos mecánicos de diseño que se muestran la tabla 5.15, los correspondientes estados límites de falla se muestran en la tabla 6.13 incisos c y d.

6.2 Estados límite de servicio

A continuación se presentan los estados límite de servicio cuantificados para los elementos estructurales significativos del puente:

6.2.1 Trabes de los cuerpos laterales de la Superestructura

En las tablas 6.14a y 6.14b se presentan los respectivos estados límite de servicio para las trabes de los cuerpos laterales de la superestructura del puente.

6.2.2 Trabes del cuerpo central de la Superestructura

En la tabla 6.14c se presentan los respectivos estados límite de servicio para las trabes del cuerpo central de la superestructura del puente.

6.2.3 Trabes del cabezal de los caballetes

En la tabla 6.14d se presentan los respectivos estados límite de servicio para las trabes del cabezal de los caballetes del puente.

6.2.4 Columnas de los caballetes

En la tabla 6.14e se presentan los respectivos estados límite de servicio para las columnas de los caballetes del puente.

6.3 Análisis de los resultados

Los resultados obtenidos tanto del análisis y del diseño de los elementos estructurales de los componentes del puente, son una cantidad de datos extraordinariamente grande, pero permiten establecer con detalle los correspondientes estados límites.

A continuación se resumen los resultados que se pueden establecer en relación a los estados límite del puente:

6.3.1 En relación con los estados límites de falla

De acuerdo con las tablas 6.1 a 6.12 se observa que la relación de elementos mecánicos últimos y resistentes para los elementos estructurales de la superestructura y sus soportes cumple con la relación (U/R) reglamentaria para las combinaciones de diseño utilizadas. En algunos de los resultados se obtienen valores que sobrepasan de un 1% a un 8% la relación (U/R), así como los valores permisibles de los estados límite de servicio. Tales elementos estructurales resultan ser:

Las trabes pretensadas de los ejes 1, 2 y 6 de 45 torones del cuerpo central, la relación U/R para los momentos flexionantes varían del 2% al 7%. La trabe pretensada del eje 6 de 45 torones del cuerpo central, la relación U/R para la fuerza cortante rebasa el 2%. La trabe pretensada del eje 6 de 48 torones del cuerpo central, la relación U/R para la fuerza cortante rebasa el 1%. Para una de las columnas del caballete izquierdo la relación OL/OC rebasa el 2%. Tales magnitudes son aceptables en el contexto ingenieril. Estas relaciones se obtuvieron con los valores de las propiedades mecánicas que se especifican en los planos constructivos. En caso de existir alguna duda en relación con la seguridad estructural del puente carretero, se puede verificar las propiedades mecánicas de los materiales tal y como fue construido el puente, al extraer las correspondientes muestras de los materiales.

En la tabla 6.13a a 6.13d se muestra que la relación entre los esfuerzos últimos y los resistentes del suelo de la cimentación donde podemos observar que también cumple con la reglamentación correspondiente.

6.3.2 En relación con los estados límites de servicio

De acuerdo con las tablas 6.14a a 6.14e se observa que la relación de deflexiones actuante y permisible tanto para carga permanente como carga variable cumple con la funcionalidad reglamentaria para las combinaciones de diseño utilizadas. En los resultados obtenidos, la relación de los elementos cinemáticos actuantes entre los permisibles para una trabe del cuerpo central rebasa el 2%, que es un valor aceptable en ingeniería.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con este trabajo se presentó una metodología de vanguardia que permite conocer en forma ordenada y sistemática la evaluación de la seguridad estructural de un puente carretero en México.

Se bosquejaron los tipos de puentes existentes, ya que un trabajo de recopilación de este tipo no se encuentra en la literatura mexicana. Con este trabajo se dejan claros los conceptos relacionados con la clasificación de puentes.

Se mostró cómo se puede realizar la modelación integral de cada uno de los elementos estructurales de un puente, lo cual representa la geometría, los materiales y las cargas de diseño a las que se sometió. Se presentó un resumen de las ecuaciones de equilibrio de la ingeniería estructural y su solución mediante el método del elemento finito utilizado en el programa de la ref 8.17, se cuantificaron los elementos mecánicos y cinemáticos de los elementos estructurales del puente.

Se modelaron las cargas permanentes y vivas de diseño de acuerdo con la normativa para la infraestructura del transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (ref 8.23), y se mencionó que no es aconsejable utilizar el modelo de cargas vivas del reglamento de la ref 8.22 para el diseño estructural de puentes carreteros en México.

Se cuantificaron las cargas sísmicas de diseño de acuerdo con la normativa (ref 8.27 según las características correspondiente del puente carretero.

Se realizó el análisis por viento mediante el método estático (ref 8.28), de donde se obtuvo la fuerza de viento para diseño, pero debido a las características del puente las fuerzas resultaron ser muy pequeñas, por lo cual no se consideró en la revisión de la seguridad estructural.

Finalmente se realizó el análisis estructural con base en la información del capítulo 2, mediante el programa de computadora de la ref 8.17 y así se cuantificaron los periodos naturales de vibración y las formas modales así como también los elementos mecánicos y cinemáticos.

Del análisis de resultados podemos obtener las siguientes conclusiones y recomendaciones:

7.1 En relación con los estados límites de falla

De acuerdo con la cuantificación de los estados límite de falla de los elementos estructurales del puente se presenta una forma ordenada para verificar el cumplimiento de la seguridad estructural reglamentaria de los mismos, para las combinaciones de cargas de diseño.

De acuerdo con el análisis de los resultados descritos en el inciso 6.3.1, se puede afirmar que los elementos estructurales de la superestructura y de la subestructura cumplen con los estados límite de falla.

7.2 En relación con los estados límites de servicio

Para la cuantificación de los estados límite de servicio de los elementos estructurales críticos del puente también se presentó una forma ordenada para verificar el cumplimiento de la funcionalidad reglamentaria de los mismos, para las combinaciones de cargas de diseño.

De acuerdo con el análisis de los resultados descritos en el inciso 6.3.2, se puede afirmar que los elementos estructurales de la superestructura y de la subestructura cumplen con los estados límite de servicio.

7.3 En relación con las herramientas utilizadas en este trabajo

A pesar de haber utilizado herramientas de vanguardia tanto para el análisis como para el diseño estructural de los puentes, todavía no se cuenta con una plataforma computacional que permita el manejo de las bases de datos generadas para que

de manera integral y en línea se puedan cuantificar los estados límite, por lo que sería deseable que se desarrollara para realizar la cuantificación de la seguridad estructural de los puentes y por tanto, la elaboración de los planos constructivos de una manera mas eficiente y, desde luego, mas amigable.

8. REFERENCIAS

- 8.1 N B Taly, Design of Modern Highway Bridges, Mc Graw-Hill Companies Inc, USA (1998).
- 8.2 O A Rascón Ch y R Cervantes B, Comentarios al informe: Evaluación de la capacidad de carga de superestructuras de puentes tipo con base en el factor de valuación de puentes (*Estudio numérico paramétrico del paso de unidades doblemente articuladas, con peso bruto de 85.1 t, sobre puentes tipo ubicados en carreteras tipo A y B, elaborado por R Gómez M, D Muñoz V, R Vera R, J Santos B y J A Escobar S, Investigadores del Instituto de Ingeniería, UNAM, Para la Asociación Nacional de Transporte Privado, 2002*), Instituto Mexicano del Transporte (2003).
- 8.3 www.corey.com.mx, COREY ACERO, (2005)
- 8.4 www.mexpresa.com, MEXPRESA, (2005)
- 8.5 <http://en.structurae.de>, STRUCTURAE, (2005)
- 8.6 Bakht B y Jaeger LG, Bridge Evaluation of Multipresence of Vehicles, ASCE, Journal of Structural Engineering (1990)

- 8.7 www.triada.com.mx, Grupo Triada, (2005).
- 8.8 www.tradeco.com.mx, TRADECO, (2005).
- 8.9 www.canyon-house.com, CANYON HOUSE.
- 8.10 www.figgbridge.com, Fegg Engineering Group.
- 8.11 www.richmangalleries.com, Richman Galleries.
- 8.12 T J Cervantes Quiroz, (Información personal), (2005).
- 8.13 www.tiempo-digital.com, (2005).
- 8.14 <http://kouhou.city.kobe.jp>, The City of Kobe photograph collection (2005).
- 8.15 <http://en.wikipedia.org>, The Free Encyclopedia (2005).
- 8.16 <http://nise.berkeley.edu>, NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering, Universidad de California, Berkeley.
- 8.17 SAP2000, V8.30 Integrated Finite Element Analysis and Design Structures, Computers & Structures Inc, Berkeley, CA, USA, (2004).
- 8.18 O A Rascón Ch, R Cervantes B y T J Cervantes Q, Seminario: El método del elemento finito en la ingeniería estructural, Módulo 2: Ecuaciones de equilibrio de la mecánica estructural, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Qro, Méx, (2003).
- 8.19 O A Rascón Ch, R Cervantes B y T J Cervantes Q, Seminario: El método del elemento finito en la ingeniería estructural, Módulo 1: Fundamentos del método del elemento finito, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Qro, Méx, (2003).
- 8.20 O A Rascón Ch, R Cervantes B y T J Cervantes Q, Seminario: El método del elemento finito en la ingeniería estructural, Módulo 3: Integración de las ecuaciones de equilibrio dinámico de los sistemas estructurales discretos, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Qro, Méx, (2003).
- 8.21 Planos del Proyecto Constructivo del Puente Vehicular Pino Suárez-Jiménez, localizado en la ciudad de Veracruz, Ver. Elaborado por Evaluación Estructural S C (2003).

- 8.22 AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, SI Units, Second Edition, Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials, 2001 Interim Revisions, Washington, D C, USA (2001).
- 8.23 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE, NORMA N.PRY.CAR.6.01.003/01, *Cargas y Acciones*, Dirección General de Servicios Técnicos, México, D F (10/dic/2001).
- 8.24 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR PINO SUÁREZ-JIMÉNEZ, LOCALIZADO EN LA CIUDAD DE VERACRUZ, VERACRUZ. II SEGURIDAD ESTRUCTURAL. México, D F (2005).
- 8.25 NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-012-SCT-2-1995 SOBRE EL PESO Y DIMENSIONES MÁXIMAS CON LAS QUE PUEDEN CIRCULAR LOS VEHÍCULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS Y PUENTES DE JURISDICCIÓN FEDERAL.
- 8.26 O A Rascón Ch, Publicación Técnica No 243, FORMULACIÓN DE LA NORMA SCT DECARGAS VEHICULARES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES CARRETEROS, Sanfandila, Qro, (2004).
- 8.27 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE, NORMA N.PRY.CAR.6.01.005/01, *Sismo*, Dirección General de Servicios Técnicos, México, D F (15/oct/2001).
- 8.28 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE, NORMA N.PRY.CAR.6.01.004/01, *Viento*, Dirección General de Servicios Técnicos, México, D F (15/oct/2001).
- 8.29 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE, NORMA N.PRY.CAR.6.01.006/01, *Combinaciones de carga*, Dirección General de Servicios Técnicos, México, D F (10/dic/2001).
- 8.30 Hoja de Cálculo para Cuantificar la Capacidad a la Flexión de una Sección Rectangular de Concreto Reforzado de acuerdo con AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, SI Units, 2001, Coordinación de Ingeniería Estructural, Formación Posprofesional y Telemática, Instituto Mexicano del Transporte, México, D F (2003).

- 8.31 Hoja de Cálculo para Cuantificar los diagramas de interacción de una Sección Rectangular de Concreto Reforzado de acuerdo con AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, SI Units, 2001, Coordinación de Ingeniería Estructural, Formación Posprofesional y Telemática, Instituto Mexicano del Transporte, México, D F (2003).
- 8.32 Hoja de Cálculo para Cuantificar la Capacidad a la Flexión de una Sección en Cajón de Concreto Pretensado de acuerdo con AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, SI Units, 2001, Coordinación de Ingeniería Estructural, Formación Posprofesional y Telemática, Instituto Mexicano del Transporte, México, D F (2005).
- 8.33 Datos del estudio de mecánica de suelo.
- 8.34 Braja M Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Internacional Thomson Editores, S A de C V, México, D F (2001).
- 8.35 ACI Committee 435, Control of deflection in Concrete Structures, Committee Report ACI 435R-95, Chairman E G Nawy, American Concrete Institute, (1995).
- 8.36 A T Auditores S C, Dictámenes de la Auditoría Técnica del Puente Vehicular Pino Suárez-Jiménez (2005)
- 8.37 R Meli P, Diseño Estructural, Limusa Noriega, (2000)

9. TABLAS

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
SIPUMEX

RESUMEN DE TIPO DE MATERIALES DE LA SUPERESTRUCTURA (2002)

ESTADO	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO POSTTENSADO	ACERO	CONCRETO Y ACERO	TRIDILLOSA	MAMPOSTERÍA	TOTAL	PORCENTO
AGUASCALIENTES	15	49	*****	3	1	2	70	1.05%
BAJA CALIFORNIA	97	24	1	3	1	*****	126	1.89%
BAJA CALIFORNIA SUR	62	27	4	*****	2	1	96	1.44%
CAMPECHE	35	30	9	*****	*****	*****	74	1.11%
COAHUILA	252	61	3	17	3	1	337	5.07%
COLIMA	43	12	*****	3	*****	*****	58	0.87%
CHIAPAS	171	69	*****	10	11	5	266	4.00%
CHIHUAHUA	350	1	2	3	3	*****	359	5.40%
DURANGO	212	10	2	9	*****	4	237	3.56%
GUANAJUATO	113	38	9	8	3	9	180	2.71%
GUERRERO	303	69	4	11	*****	3	390	5.86%
HIDALGO	119	37	19	19	3	*****	197	2.96%
JALISCO	194	38	9	33	1	22	297	4.46%
MÉXICO	59	115	21	22	*****	3	220	3.31%
MICHOACÁN	310	93	18	44	2	5	472	7.09%
MORELOS	27	29	3	22	1	3	85	1.28%
NAVARRIT	109	4	*****	9	4	3	129	1.94%
NUOVO LEON	164	55	22	28	*****	1	270	4.06%
OAXACA	360	18	*****	*****	4	*****	382	5.74%
PUEBLA	81	17	8	23	*****	15	144	2.16%
QUERÉTARO	33	19	10	1	*****	3	66	0.99%
QUINTANA ROO	6	10	*****	3	*****	*****	19	0.29%
SAN LUIS POTOSÍ	145	60	13	34	*****	3	255	3.83%
SINALOA	198	20	2	15	*****	*****	235	3.53%
SONORA	417	22	1	7	11	4	462	6.94%
TABASCO	64	13	2	4	*****	1	84	1.26%
TAMAULIPAS	197	55	10	91	*****	*****	353	5.31%
TLAXCALA	70	39	5	17	20	6	157	2.36%
VERACRUZ	267	59	24	42	*****	23	415	6.24%
YUCATÁN	2	21	*****	*****	*****	*****	23	0.35%
ZACATECAS	133	32	12	14	1	3	195	2.93%
TOTAL	4608	1146	213	495	71	120	6653	100.00%
PORCIENTO	69.26%	17.23%	3.20%	7.44%	1.07%	1.80%	100.00%	100.00%

Tabla 1.1 Materiales de la superestructura de los puentes carreteros de la República Mexicana

Tabla 4.1 Valores de los Coeficientes β y los factores de carga, γ , para las combinaciones de carga del puente (ref 8.29)

GRUPO		COEFICIENTE β PARA CARGAS											FACTOR DE CARGA γ
		PERMANENTES		VARIABLES		EVENTUALES							
		β_{CM}	β_{ET}	β_V	β_{FC}	β_{VE}	β_{VCV}	β_S	β_{FL}	β_{ACT}	β_{PL}	β_{SP}	
FACTORES DE CARGA	I	1	1	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.30
	II	1	1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.30
	III	1	1	1.20	1.00	0.30	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.30
	IV	1	1	1.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.25
	V	1	1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.25
	VI	1	1	1.20	1.00	0.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25
	VII	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.30

$$CC_N = \beta_{CM} CM + \beta_{ET} ET + \beta_V (V + I) + \beta_S S + \beta_{ACT} T \quad (3.10)$$

Tabla 4.2 Coeficientes para las combinaciones de carga de diseño del puente

No	Combinación de carga	Permanentes	Variables			Eventuales (sismo)		Para el diseño de los elementos estructurales de:
		α_{CPI}	α_{VILI}	α_{VICI}	α_{VIVI}	α_{SXI}	α_{SYI}	
Normas IMT (ref 8.29) - AASHTO (ref 8.22)								
1	CC _{IL}	1.3	2.535 x 0.8					Todos
2	CC _{IC}	1.3		2.535 x 0.8				Todos
3	CC _{IV}	1.3			2.535 x 0.8			Todos
Normas IMT (ref 8.29)								
4	CC _{VIIIMa4}					1.33/4		Superestructura y caballete
5	CC _{VIIIMb4}	1.3					1.33/4	Superestructura y caballete
6	CC _{VIIIMa2}	1.3				1.33/2		Estribos
7	CC _{VIIIMb2}	1.3					1.33/2	Estribos
Normas AASHTO (ref 8.22)								
8	CC _{VIIAa4L}	1.3	0.845 x 0.8			1.33/4		Superestructura y caballete
9	CC _{VIIAa4C}	1.3		0.845 x 0.8		1.33/4		Superestructura y caballete
10	CC _{VIIAa4V}	1.3			0.845 x 0.8	1.33/4		Superestructura y caballete
11	CC _{VIIAb4L}	1.3	0.845 x 0.8				1.33/4	Superestructura y caballete
12	CC _{VIIAb4C}	1.3		0.845 x 0.8			1.33/4	Superestructura y caballete
13	CC _{VIIAb4V}	1.3			0.845 x 0.8		1.33/4	Superestructura y caballete
14	CC _{VIIAa2L}	1.3	0.845 x 0.8			1.33/2		Estribos
15	CC _{VIIAa2C}	1.3		0.845 x 0.8		1.33/2		Estribos
16	CC _{VIIAa2V}	1.3			0.845 x 0.8	1.33/2		Estribos
17	CC _{VIIAb2L}	1.3	0.845 x 0.8				1.33/2	Estribos
18	CC _{VIIAb2C}	1.3		0.845 x 0.8			1.33/2	Estribos
19	CC _{VIIAb2V}	1.3			0.845 x 0.8		1.33/2	Estribos
Para estados límite de servicio								
20	CC _{VIIIL}	1	1.3 x 0.8					Trabes de los cuerpos laterales
21	CC _{VIIIC}	1		1.3 x 0.8				Trabes del cuerpo central
22	CC _{VIIIV}	1			1.3 x 0.8			Cabezal de los caballetes
23	CC _{VIIAb4V}	1			0.845 x 0.8		1	Columnas de los caballetes

$$CC_i = \alpha_{CPI} CP + \alpha_{VILI} V_{IL} + \alpha_{VICI} V_{IC} + \alpha_{SXI} SX + \alpha_{SYI} SY$$

Tabla 5.1 Características dinámicas del puente

Modo No	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia (rad/s)
1	0.7175	1.39	8.76
2	0.6648	1.50	9.45
3	0.5910	1.69	10.63
4	0.5127	1.95	12.26
5	0.3923	2.55	16.02
6	0.3604	2.77	17.43
7	0.3403	2.94	18.46
8	0.3306	3.03	19.01
9	0.3202	3.12	19.62

Tabla 5.2 Elementos mecánicos máximos de diseño para losa de los cuerpos laterales del puente

Elemento Mecánico	Combinación	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{IL}	578	1033	47.76	77.27	-1.25	-12.50	-2.95	6.46
F _{11U} min	CC _{VIIAb4L}	435	551	-90.27	-69.68	-1.88	2.08	-17.02	-11.19
F _{22U} max	CC _{IL}	578	1033	47.76	83.25	-1.25	-12.50	-2.95	6.46
F _{22U} min	CC _{VIIAa4L}	699	826	-25.46	-232.01	0.97	-6.72	0.71	3.01
M _{11U} max	CC _{IL}	675	803	9.18	-18.54	12.25	13.77	-27.97	-26.95
M _{11U} min	CC _{VIIAb4L}	458	29	20.48	-32.54	-10.76	-16.13	5.94	16.21
M _{22U} max	CC _{IL}	675	803	9.18	-18.54	12.25	13.77	-27.97	-26.95
M _{22U} min	CC _{IL}	699	826	-18.78	-185.62	1.49	-23.00	1.94	6.73
V _{13U} max	CC _{IL}	626	40	11.89	7.61	5.43	8.53	24.66	15.51
V _{13U} min	CC _{IL}	483	619	20.17	-7.98	11.46	13.16	-32.86	-15.39
V _{23U} max	CC _{IL}	458	29	34.64	-15.31	-10.06	-17.93	8.28	22.31
V _{23U} min	CC _{IL}	699	826	-18.78	-185.62	1.49	-8.61	1.94	-30.64

Tabla 5.3 Elementos mecánicos máximos de diseño para las traveses de los cuerpos laterales del puente

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P _U (tf)	V _{2U} (tf)	V _{3U} (tf)	T _U (tfm)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)
P _U max	CC _{VIIAb4L}	166	729	17.08	104.22	2.74	13.59	1.83	-492.05
P _U min	CC _{VIIAb4L}	137	803	-200.68	-59.52	3.96	-1.24	9.30	46.93
V _{2U} max	CC _{IL}	146	821	-120.22	187.77	-6.14	-26.52	12.34	-884.21
V _{2U} min	CC _{IL}	72	550	-67.92	-100.77	-5.87	-9.23	-10.19	116.45
V _{3U} max	CC _{VIIAa4L}	137	803	-200.68	-59.52	6.84	-1.24	9.30	46.93
V _{3U} min	CC _{VIIIMa4}	60	12	-169.56	-34.73	-14.01	0.00	0.00	0.00
T _U max	CC _{VIIIMb4}	136	637	-40.09	71.74	4.48	31.97	0.26	-295.18
T _U min	CC _{IL}	114	766	-86.15	42.37	0.64	-58.59	-0.33	773.69
M _{2U} max	CC _{VIIIMa4}	60	12	-169.56	-34.73	-14.01	0.00	21.01	0.00
M _{2U} min	CC _{VIIAb4L}	72	550	-79.12	-69.72	-9.27	-6.29	-15.10	76.72
M _{3U} max	CC _{IL}	121	810	-132.64	-23.58	0.39	-38.81	-0.69	820.02
M _{3U} min	CC _{IL}	146	821	-120.22	187.77	-6.14	-26.52	12.34	-884.21

Tabla 5.4 Elementos mecánicos máximos de diseño para la losa del cuerpo central del puente

Elemento Mecánico	Combinación	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{IC}	923	1453	103.60	67.54	-4.50	-13.23	-16.75	22.22
F _{11U} min	CC _{IC}	1163	1301	-121.72	3.16	-3.97	0.57	-1.87	-14.03
F _{22U} max	CC _{IC}	1002	276	-7.06	98.62	18.01	14.81	-35.84	53.14
F _{22U} min	CC _{IC}	762	1367	23.17	-94.93	0.37	-2.86	-10.81	-7.80
M _{11U} max	CC _{IC}	922	439	47.13	-13.89	23.09	19.31	38.02	77.34
M _{11U} min	CC _{IC}	1163	1301	-121.72	3.16	-34.38	0.57	-1.87	-14.03
M _{22U} max	CC _{IC}	1003	238	-7.26	39.21	19.84	24.31	-80.63	42.07
M _{22U} min	CC _{IC}	762	1367	23.17	-94.93	0.37	-24.51	-10.81	-7.80
V _{13U} max	CC _{IC}	921	1449	39.19	-64.42	-13.14	-0.41	46.42	26.58
V _{13U} min	CC _{IC}	1003	238	-7.26	39.21	19.84	24.31	-80.63	42.07
V _{23U} max	CC _{IC}	922	439	47.13	-13.89	23.09	19.31	38.02	77.34
V _{23U} min	CC _{IC}	963	37	19.13	37.87	-22.71	-9.22	-42.26	-20.24

Tabla 5.5 Elementos mecánicos máximos de diseño para las traveses del cuerpo central del puente

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P _U (tf)	V _{2U} (tf)	V _{3U} (tf)	T _U (tfm)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)
P _U max	CC _{VIIAb4C}	408	503	245.89	11.32	0.80	-55.98	-3.09	1,241.82
P _U min	CC _{IC}	281	255	-335.77	4.82	0.37	-163.93	1.31	1,808.40
V _{2U} max	CC _{IC}	422	517	-14.81	199.81	-8.94	-17.21	4.01	179.07
V _{2U} min	CC _{IC}	184	51	-124.10	-189.84	4.04	-16.47	-5.58	163.53
V _{3U} max	CC _{IC}	255	229	-129.54	117.06	14.93	-61.13	1.98	999.45
V _{3U} min	CC _{IC}	186	160	-76.17	-167.74	-18.89	-49.55	-1.95	531.56
T _U max	CC _{VIIIMb4}	346	442	-9.23	-60.98	4.38	6.07	11.37	132.61
T _U min	CC _{IC}	281	255	-335.77	4.82	0.37	-163.93	1.31	1,808.40
M _{2U} max	CC _{IC}	347	443	-104.69	-127.83	10.55	-19.10	21.15	342.69
M _{2U} min	CC _{IC}	259	233	-158.32	131.41	14.56	-22.22	-19.05	368.51
M _{3U} max	CC _{IC}	201	175	85.56	26.51	1.66	-95.67	2.60	1,922.78
M _{3U} min	CC _{IC}	424	479	-65.26	88.26	-2.71	0.00	0.00	0.00

Tabla 5.6 Elementos mecánicos máximos de diseño para el muro de respaldo del estribo del puente

Elemento Mecánico	Combinación	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{VIIAa2L}	36	104	108.12	207.35	17.55	6.35	44.30	23.00
F _{11U} min	CC _{VIIAa2L}	85	12	-118.23	-136.20	41.74	8.79	-95.85	-187.09
F _{22U} max	CC _{VIIAb2L}	27	91	22.40	231.27	6.77	69.51	-1.96	53.93
F _{22U} min	CC _{VIIIMb2}	27	91	-29.89	-151.35	-4.14	-53.12	-12.72	-35.34
M _{11U} max	CC _{VIIAa2L}	85	12	-1.07	-80.42	144.06	38.97	3.29	-47.61
M _{11U} min	CC _{VIIAa2L}	35	79	-3.53	-34.21	-34.74	-174.58	-4.97	-85.29
M _{22U} max	CC _{VIIAb2L}	27	91	22.40	231.27	6.77	69.51	-1.96	53.93
M _{22U} min	CC _{VIIAa2L}	35	79	-3.53	-34.21	-34.74	-174.58	-4.97	-85.29
V _{13U} max	CC _{VIIAa2L}	86	154	48.10	-7.27	3.54	17.26	83.38	-1.31
V _{13U} min	CC _{VIIAa2L}	85	12	-118.23	-136.20	41.74	8.79	-95.85	-187.09
V _{23U} max	CC _{VIIAb2L}	27	91	22.40	231.27	6.77	69.51	-1.96	53.93
V _{23U} min	CC _{VIIAa2L}	85	12	-118.23	-136.20	41.74	8.79	-95.85	-187.09

Tabla 5.7 Elementos mecánicos máximos de diseño para los muros aleros del estribo del puente

Elemento Mecánico	Combinación	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{VIIAa2L}	4	104	147.18	122.64	13.70	2.65	0.58	-1.73
F _{11U} min	CC _{VIIAa2L}	1513	13	-154.27	-14.57	22.31	12.17	-12.49	9.21
F _{22U} max	CC _{VIIImb2}	16	353	33.57	134.00	6.23	34.68	-4.16	30.95
F _{22U} min	CC _{VIIIMa2}	16	353	31.36	-528.08	6.22	34.80	-4.21	31.10
M _{11U} max	CC _{VIIAa2L}	21	7	25.86	-4.58	26.94	6.20	15.36	3.91
M _{11U} min	CC _{VIIAa2L}	12	1056	87.03	-5.48	-2.87	3.36	-0.71	3.60
M _{22U} max	CC _{VIIAb2L}	16	353	31.36	-528.08	6.22	34.80	-4.21	31.10
M _{22U} min	CC _{VIIAa2L}	3	305	-1.78	-2.74	3.32	-12.88	6.12	12.53
V _{13U} max	CC _{VIIAa2L}	1512	7	26.24	-1.18	26.85	6.37	15.51	5.38
V _{13U} min	CC _{VIIAa2L}	11	117	99.21	71.42	23.89	4.87	-15.04	2.39
V _{23U} max	CC _{VIIAb2L}	16	353	31.36	-528.08	6.22	34.80	-4.21	31.10
V _{23U} min	CC _{VIIAa2L}	4	104	147.18	122.64	13.70	2.65	0.58	-10.33

Tabla 5.8 Elementos mecánicos máximos de diseño en la zapata de cimentación del estribo del puente

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{VIIAb2L}	271	352	63.21	38.65	61.79	19.60	77.06	106.73
F _{11U} min	CC _{VIIIMa2}	228	80	-133.34	-21.66	-74.06	-11.86	-115.88	-59.68
F _{22U} max	CC _{VIIAb2L}	227	307	8.19	89.50	5.68	35.29	119.02	-27.40
F _{22U} min	CC _{VIIImb2}	256	336	-13.85	-48.81	-131.08	-253.65	-128.76	100.52
M _{11U} max	CC _{VIIAa2L}	269	90	26.65	8.36	166.11	92.57	217.54	80.81
M _{11U} min	CC _{VIIAa2L}	228	306	-32.08	-28.58	-202.39	-243.50	-143.55	82.36
M _{22U} max	CC _{VIIAb2L}	233	311	42.01	35.58	77.52	152.18	101.54	185.24
M _{22U} min	CC _{VIIAb2L}	268	348	-3.91	-6.37	-127.05	-285.55	-92.51	107.20
V _{13U} max	CC _{VIIIMa2}	273	350	25.96	25.53	39.27	55.29	243.37	103.10
V _{13U} min	CC _{VIIAa2L}	256	87	-8.09	-9.46	-2.05	-3.35	-191.04	-55.72
V _{23U} max	CC _{VIIAb2L}	256	336	39.18	14.18	60.97	-60.69	142.74	487.03
V _{23U} min	CC _{VIIAa2L}	272	352	31.50	10.72	-26.86	-47.53	-26.62	-254.76

Tabla 5.9 Elementos mecánicos máximos de diseño en los pilotes del estribo del puente

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P_U (tf)	V_{2U} (tf)	V_{3U} (tf)	T_U (tfm)	M_{2U} (tfm)	M_{3U} (tfm)
P_U max	CC _{VIIAa2L}	682	1777	254.01	51.90	40.33	0.00	-17.59	96.68
P_U min	CC _{VIIAb2L}	707	1802	-698.86	-19.78	0.96	0.00	-56.47	-62.40
V_{2U} max	CC _{VIIIMa2}	712	1807	74.64	54.45	43.42	0.00	16.98	-3.54
V_{2U} min	CC _{VIIAa2L}	682	1777	254.01	-36.97	40.33	0.00	-17.59	96.68
V_{3U} max	CC _{VIIAb2L}	673	1768	-125.31	36.08	52.45	0.00	-6.61	-24.83
V_{3U} min	CC _{VIIIMb2}	712	1807	52.40	50.83	-6.06	0.00	16.75	-8.96
T_U max	CC _{VIIAa2L}	691	1785	125.53	28.25	22.95	0.00	11.13	-8.83
T_U min	CC _{VIIAa2L}	673	1768	-552.93	-25.21	18.10	0.00	-56.19	-78.72
M_{2U} max	CC _{VIIIMb2}	712	1807	52.40	50.83	48.84	0.00	27.75	-8.96
M_{2U} min	CC _{VIIAb2L}	673	1768	-125.31	36.08	52.45	0.00	-176.40	-24.83
M_{3U} max	CC _{VIIAa2L}	682	1777	254.01	51.90	40.33	0.00	-17.59	96.68
M_{3U} min	CC _{VIIIMa2}	712	1807	74.64	54.45	43.42	0.00	16.98	-196.07

Tabla 5.10a Reacciones y esfuerzos máximos en el suelo de las zapatas de estribos

Reacción	Punto Nodal No	Combinación de carga	A_t (m ²)	R_{xU} (tf)	R_{yU} (tf)	R_{zU} (tf)	σ_{xxU} (kgf/cm ²)	σ_{yyU} (kgf/cm ²)	σ_{zzU} (kgf/cm ²)
R_{xU} max	81	CC _{VIIAa2L}	2.02	8.06	-2.47	6.94	0.40	-0.12	0.34
R_{xU} min	88	CC _{VIIa2}	2.02	-8.33	0.00	2.44	-0.41	0.00	0.12
R_{yU} max	350	CC _{VIIb2}	1.68	0.89	0.67	2.24	0.05	0.04	0.13
R_{yU} min	88	CC _{VIIAb2L}	2.02	6.01	-9.34	7.63	0.30	-0.05	0.38
R_{zU} max	348	CC _{VIIAb2L}	1.68	4.82	-0.16	23.87	0.29	-0.01	1.42
R_{zU} min	311	CC _{VIIAa2L}	1.68	2.61	-0.68	-7.52	0.16	-0.04	-0.45

Tabla 5.10b Reacciones y esfuerzos máximos en el suelo de los pilotes de estribos

Reacción	Punto Nodal No	Combinación de carga	A_t (m ²)	R_{xU} (tf)	R_{yU} (tf)	R_{zU} (tf)	σ_{xxU} (kgf/cm ²)	σ_{yyU} (kgf/cm ²)	σ_{zzU} (kgf/cm ²)
R_{xU} max	1777	CC _{VIIAa2L}	7.54	22.24	-1.88	5.41	0.30	-0.02	0.07
R_{xU} min	1807	CC _{VIIa2}	7.54	-25.01	0.74	36.63	-0.33	0.01	0.49
R_{yU} max	1799	CC _{VIIAb2l}	3.77	1.83	3.83	0.00	0.05	0.10	0.00
R_{yU} min	1807	CC _{VIIAb2l}	7.54	-22.62	-26.80	33.91	-0.30	0.02	0.45
R_{zU} max	1772	CC _{VIIAb2l}	3.77	1.48	2.31	309.53	0.04	0.06	8.21
R_{zU} min	1774	CC _{VIIAa2L}	3.77	1.23	2.62	-117.01	0.03	0.07	-3.10

Tabla 5.11 Elementos mecánicos máximos de diseño en las traves de los cabezales

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P _U (tf)	V _{2U} (tf)	V _{3U} (tf)	T _U (tfm)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)
P _U max	CC _{VIIAb4V}	5	17	49.96	-135.29	13.62	46.44	23.20	-68.11
P _U min	CC _{VIIAa4V}	3	26	-77.65	76.01	-21.67	57.06	31.00	-203.24
V _{2U} max	CC _{VIIAb4V}	9	16	38.69	250.00	10.20	317.97	-2.02	-68.33
V _{2U} min	CC _{IV}	8	23	-6.82	-365.77	-8.24	-288.60	78.45	-112.49
V _{3U} max	CC _{VIIIma4}	9	16	33.63	215.28	15.15	189.26	0.94	-28.51
V _{3U} min	CC _{VIIAb4V}	22	25	-34.50	40.01	-37.26	-42.78	-35.80	-58.09
T _U max	CC _{IV}	9	16	-8.36	238.11	-0.76	451.62	-10.08	-277.17
T _U min	CC _{IV}	8	23	-6.82	-365.77	-8.24	-288.60	78.45	-112.49
M _{2U} max	CC _{IV}	8	23	-7.06	-359.66	-8.24	-288.60	85.91	216.02
M _{2U} min	CC _{IV}	21	22	1.19	75.49	6.89	99.40	-50.09	-24.05
M _{3U} max	CC _{IV}	5	17	46.37	-233.88	13.42	-45.21	8.95	257.17
M _{3U} min	CC _{VIIAb4V}	22	25	-34.16	49.08	-37.26	-42.78	11.90	-306.20

Tabla 5.12 Elementos mecánicos máximos de diseño en las columnas

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P _U (tf)	V _{2U} (tf)	V _{3U} (tf)	T _U (tfm)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)
P _U max	CC _{VIIImb4}	775	533	-179.94	-1.93	37.11	-2.23	83.32	147.16
P _U min	CC _{IV}	755	158	-567.80	-64.81	19.98	-1.04	21.52	-201.05
V _{2U} max	CC _{VIIIma4}	759	156	-233.72	6.91	31.63	-2.46	181.91	32.86
V _{2U} min	CC _{IV}	759	156	-392.62	-68.54	11.11	-4.53	5.15	-229.05
V _{3U} max	CC _{VIIAb4V}	755	158	-429.33	-20.38	50.36	0.44	246.65	-34.77
V _{3U} min	CC _{VIIImb4}	757	157	-388.47	-29.88	-28.78	-6.67	-167.71	-161.09
T _U max	CC _{VIIImb4}	769	50	-304.61	-16.51	44.94	0.71	65.11	44.33
T _U min	CC _{VIIImb4}	759	156	-371.09	-33.53	-25.14	-7.36	-138.86	-174.53
M _{2U} max	CC _{VIIImb4}	755	158	-364.89	-4.14	46.79	-0.01	253.82	7.62
M _{2U} min	CC _{VIIAb4V}	771	186	-411.16	-43.72	-23.66	-4.31	-201.61	0.00
M _{3U} max	CC _{IV}	769	50	-549.64	-67.57	20.34	-0.22	-45.91	396.89
M _{3U} min	CC _{VIIAa4V}	759	156	-266.55	-10.12	33.19	-2.37	169.50	-268.41

Tabla 5.13 Elementos mecánicos máximos de diseño en la losa de cimentación del caballete del puente

Elemento Mecánico	Combinación	Elemento No	Punto nodal No	F _{11U} (tf/m)	F _{22U} (tf/m)	M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)
F _{11U} max	CC _{IV}	293	157	54.18	15.23	-51.98	41.12	-35.17	51.40
F _{11U} min	CC _{IV}	324	157	-54.96	-17.59	356.55	236.69	-557.45	-182.65
F _{22U} max	CC _{VIIAb4V}	305	158	26.30	37.07	175.50	201.73	50.29	114.16
F _{22U} min	CC _{VIIAb4V}	328	158	-28.92	-40.52	97.01	7.43	-142.28	87.40
M _{11U} max	CC _{VIIAa4V}	324	157	-11.30	0.23	356.65	227.53	-237.91	-29.69
M _{11U} min	CC _{VIIAb4V}	324	381	-22.22	-27.41	-186.66	-82.78	-274.07	197.55
M _{22U} max	CC _{VIIAb4V}	328	158	-9.74	19.51	328.88	307.33	-50.48	620.71
M _{22U} min	CC _{VIIAb4V}	328	399	-27.28	-22.98	-118.80	-145.71	-455.33	-28.13
V _{13U} max	CC _{VIIImb4}	325	385	33.44	1.31	20.04	29.51	227.50	121.37
V _{13U} min	CC _{IV}	324	157	-54.96	-17.59	356.55	236.69	-557.45	-182.65
V _{23U} max	CC _{VIIAb4V}	328	158	-9.74	19.51	328.88	307.33	-50.48	620.71
V _{23U} min	CC _{VIIAb4V}	325	157	10.29	-20.69	-63.77	-107.94	-89.61	-363.80

Tabla 5.14 Elementos mecánicos máximos de diseño en los pilotes del caballete del puente

Elemento Mecánico	Combinación de carga	Elemento No	Punto nodal No	P _U (tf)	V _{2U} (tf)	V _{3U} (tf)	T _U (tfm)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)
P _U max	CC _{VIIImb4}	35	1666	-22.66	-0.56	-0.33	0.00	2.32	-2.44
P _U min	CC _{VIIAb4V}	609	418	-341.13	5.80	-5.04	0.00	-0.04	9.69
V _{2U} max	CC _{IV}	609	418	-318.89	19.15	5.60	0.00	7.09	23.34
V _{2U} min	CC _{VIIIma4}	39	362	-176.27	-3.01	-5.61	0.00	-20.70	-13.11
V _{3U} max	CC _{VIIAb4V}	609	418	-341.13	5.80	12.68	0.00	-0.04	9.69
V _{3U} min	CC _{VIIImb4}	602	401	-182.13	-0.82	-9.44	0.00	-33.22	-11.24
T _U max	CC _{IV}	609	418	-318.89	19.15	5.60	0.00	7.09	23.34
T _U min	CC _{VIIIma4}	609	418	-271.97	1.47	-4.45	0.00	-0.94	5.43
M _{2U} max	CC _{VIIAb4V}	595	399	-191.52	12.53	12.58	0.00	38.15	39.52
M _{2U} min	CC _{VIIAb4V}	588	385	-188.54	2.86	-8.89	0.00	-35.21	0.00
M _{3U} max	CC _{IV}	609	418	-318.89	19.15	5.60	0.00	7.09	61.64
M _{3U} min	CC _{VIIIma4}	588	385	-172.34	-2.98	-7.58	0.00	-30.49	-15.89

Tabla 5.15a Reacciones y esfuerzos máximos en el suelo de la zapata de caballetes

Reacción	Punto Nodal No	Combinación de carga	A_t (m ²)	R_{xU} (tf)	R_{yU} (tf)	R_{zU} (tf)	σ_{xxU} (kgf/cm ²)	σ_{yyU} (kgf/cm ²)	σ_{zzU} (kgf/cm ²)
R_{xU} max	418	CC _{IV}	2.13	6.84	-1.97	34.35	0.32	-0.09	1.61
R_{xU} min	362	CC _{VIIIMa4}	1.23	-0.75	2.31	29.73	0.37	0.19	2.42
R_{yU} max	420	CC _{VIIIMb4}	1.23	0.20	3.49	1.61	0.02	0.28	0.13
R_{yU} min	420	CC _{VIIIAb4V}	1.23	0.30	-5.58	1.86	0.02	0.25	0.15
R_{zU} max	418	CC _{VIIIAb4V}	2.13	5.18	2.72	36.56	0.24	0.13	1.72
R_{zU} min	363	CC _{VIIIAb4V}	1.23	0.31	0.13	-0.14	0.03	0.01	-0.01

Tabla 5.15b Reacciones y esfuerzos máximos en el suelo de los pilotes de caballetes

Reacción	Punto Nodal No	Combinación de carga	A_t (m ²)	R_{xU} (tf)	R_{yU} (tf)	R_{zU} (tf)	σ_{xxU} (kgf/cm ²)	σ_{yyU} (kgf/cm ²)	σ_{zzU} (kgf/cm ²)
R_{xU} max	1704	CC _{IV}	7.54	8.22	-2.38	43.70	0.11	-0.03	0.58
R_{xU} min	1706	CC _{IV}	7.16	-1.21	0.43	16.66	-0.02	0.01	0.23
R_{yU} max	1711	CC _{VIIIMb4}	7.54	-0.14	4.03	17.96	0.00	0.05	0.24
R_{yU} min	1704	CC _{VIIIAb4V}	7.54	6.15	-5.98	46.48	0.08	0.04	0.62
R_{zU} max	1700	CC _{VIIIAb4V}	4.52	-0.32	0.84	155.26	-0.01	0.02	3.43
R_{zU} min	1664	CC _{VIIIMb4}	7.16	-0.12	0.76	5.89	0.00	0.01	0.08

Tabla 5.16 Elementos cinemáticos de diseño (inmediatos) de los elementos estructurales del puente

Inciso	Elemento estructural	Barra No (frame)	Punto nodal	Deflexión (cm)	
				Permanente	Variable
a	Trabes de los cuerpos laterales (entre estribos y caballetes)	66	566	1.27	1.65
b	Trabes de los cuerpos laterales (volado)	13	29	0.69	1.18
c	Trabes del cuerpo central	405	500	7.96	6.37
d	Trabes del cabezal de los caballetes	4	16	0.31	0.06
e	Columnas de los caballetes	770	15	0.22	6.19

Tabla 6.1 Estados límite de falla de la losa de la superestructura del puente

Comblnación de carga	Elemento No	Punto nodal No	V_{23U} (t/m)	V_{23R} (t/m)	U/R	Elemento No	Punto nodal No	M_{22U} (tm/m)	M_{22R} (tm/m)	U/R
CC _{IC}	1,025	1,519	4.50	6.41	0.70	1,025	1,519	2.14	2.43	0.88
CC _{IC}	982	1,472	-2.03	6.41	0.32	982	1,472	-2.20	2.43	0.90

Tabla 6.2a Estados límite de falla (momentos flexionantes) de las trabes del cuerpo central de la superestructura del puente (45 torones)

% L	M_R (tfm)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R
0.45	1,820.49	1,922.78	1.06	1,857.22	1.02	1,801.64	0.99	1,808.35	0.99	1,827.98	1.00		
0.70	1,558.36											1,673.59	1.07

Tabla 6.2b Estados límite de falla (fuerzas cortantes) de las trabes del cuerpo central de la superestructura del puente (45 torones)

% L	V_R (tfm)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		V_{2U} (tf)	U/R	V_{2U} (tf)	U/R	V_{2U} (tf)	U/R	V_{2U} (tf)	U/R	V_{2U} (tf)	U/R	V_{2U} (tf)	U/R
0.06	180.05	-179.17	1.00										
0.25	122.11			-111.64	0.91	-106.76	0.87	-100.66	0.82	-107.21	0.88		
0.94	180.05											184.40	1.02

Tabla 6.3a Estados límite de falla (momentos flexionantes) de las trabes del cuerpo central de la superestructura del puente (48 torones)

% L	M_R (tfm)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R	M_{3U} (tfm)	U/R
0.45	1,983.64	1,922.78	0.97	1,857.22	0.94	1,801.64	0.91	1,808.35	0.91	1,827.98	0.92		
0.70	1,694.81											1,673.59	0.99

Tabla 6.3b Estados límite de falla (fuerzas cortantes) de las traveses del cuerpo central de la superestructura del puente (48 torones)

% L	V _R (tfm)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		V _{2U} (tf)	U/R	V _{2U} (tf)	U/R	V _{2U} (tf)	U/R	V _{2U} (tf)	U/R	V _{2U} (tf)	U/R	V _{2U} (tf)	U/R
0.06	182.64	-179.17	0.98										
0.25	123.62			-111.64	0.90	-106.76	0.86	-100.66	0.81	-107.21	0.87		
0.94	182.64											184.40	1.01

Tabla 6.4a Estados límite de falla (momentos flexionantes) de las traveses del cuerpo lateral de la superestructura del puente (48 torones)

% L	M _R (tfm)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		M _{3U} (tfm)	U/R	M _{3U} (tfm)	U/R	M _{3U} (tfm)	U/R	M _{3U} (tfm)	U/R	M _{3U} (tfm)	U/R	M _{3U} (tfm)	U/R
0.50	1,149.20	810.99	0.71	773.53	0.67	756.43	0.66	748.60	0.65	757.13	0.66	777.91	0.68
1.00	952.00	-884.21	0.98	-758.81	0.84	-798.77	0.89	-798.77	0.89	-810.14	0.90	-864.08	0.96

Tabla 6.4b Estados límite de falla (fuerzas cortantes) de las traveses del cuerpo lateral de la superestructura del puente (48 torones)

% L	V _R (t)	Trabe Eje 1		Trabe Eje 2		Trabe Eje 3		Trabe Eje 4		Trabe Eje 5		Trabe Eje 6	
		V _{2U} (t)	U/R	V _{2U} (t)	U/R	V _{2U} (t)	U/R	V _{2U} (t)	U/R	V _{2U} (t)	U/R	V _{2U} (t)	U/R
0.10	263.90	-78.37	0.30	-83.35	0.32	-80.81	0.31	-79.36	0.30	-80.77	0.31	-97.78	0.37
0.80	170.75	139.83	0.82	124.46	0.73	126.24	0.74	125.49	0.73	127.16	0.74	129.66	0.76

Tabla 6.5a Estados límite de falla de los muros de respaldo de los estribos del puente (espesor 80 cm)

Comb. de carga	Elemento No	Punto Nodal No	F _{22U} (tf/m)	M _{22U} (tf-m/m)	M _{22R} (tf-m/m)	F _{22U Prom} (tf/m)	M _{22U Prom} (tfm/m)	U/R
CC _{IL}	119	8	7.03	3.62	55.00			0.07
CC _{IL}	91	2	-74.09	27.34	90.00			0.30
CC _{IL}	91	2	17.10	27.34	48.00			0.57
CC _{VIIAb2L}	90	59	-1.08	17.95	60.00			0.30
CC _{VIIAb2}	38	94	-61.19	-86.77	90.00			0.96

Tabla 6.5b Estados límite de falla de los muros de respaldo de los estribos del puente (espesor 30 cm)

Comb. de carga	Elemento No	Punto Nodal No	F _{22U} (tf/m)	M _{22U} (tf-m/m)	M _{22R} (tf-m/m)	F _{22U Prom} (tf/m)	M _{22U Prom} (tfm/m)	U/R
CC _{VIIAa2L}	1509	12	23.41	9.64	7.00	5.76	2.87	0.41
CC _{VIIAa2L}	1510	13	-14.93	1.74	7.00			0.25
CC _{VIIAa2L}	1510	12	13.32	9.37	5.00	6.15	4.52	0.90

Tabla 6.6 Estados límite de falla de los muros aleros de los estribos del puente

Comb. de carga	Elemento No	Punto Nodal No	F _{22U} (tf/m)	M _{22U} (tf-m/m)	M _{22R} (tf-m/m)	F _{22U Prom} (tm/m)	M _{22U Prom} (tfm/m)	U/R
CC _{VIIAb2}	22	1889	126.34	-3.23	3.00	97.50		1.08
CC _{VIIAb2L}	22	1889	-391.83	-4.31	30.00			0.14
CC _{VIIAa2L}	5	1060	-245.41	-8.06	40.00			0.20
CC _{VIIAb2L}	5	1061	-218.74	-6.81	40.00			0.17
CC _{VIIAa2L}	5	1060	4.20	4.62	11.00			0.42

Tabla 6.7 Estados límite de falla de la losa de las zapatas de cimentación de los estribos del puente

Elemento No	Combinación de carga	flexión				cortante			
		M _{11U} (tfm/m)	M _{22U} (tfm/m)	M _R (tfm/m)	U/R	V _{13U} (tf/m)	V _{23U} (tf/m)	V _R (tf/m)	U/R
269	CC _{VIIAa2L}	76.01		135.00	0.56				
228	CC _{VIIAa2L}	-102.22		135.00	0.76				
233	CC _{VIIAb2L}		48.58	135.00	0.36				
268	CC _{VIIAb2L}		-84.46	135.00	0.63				
273	CC _{VIIIma2}					134.34		283.00	0.47
256	CC _{VIIAa2L}					-157.88		283.00	0.56
256	CC _{VIIAb2L}						253.52	283.00	0.90
272	CC _{VIIAa2L}						-140.14	283.00	0.50

Tabla 6.8 Estados límite de falla de los pilotes de cimentación de los estribos del puente

Elemento No	Combinación de carga	flexocompresión biaxial				cortante		
		P _U (tf)	M _{2U} (tfm)	M _{3U} (tfm)	CC=OL/OC	V _U (t)	V _R (t)	U/R
682	CC _{VIIIma2}	-245.40	128.88	194.37	0.57			
712	CC _{VIIIma2}	-78.40	140.23	197.05	0.51			
609	CC _{VIIIma2}					54.45	163.8	0.33
39	CC _{VIIAa2L}					-36.97	163.8	0.23

Tabla 6.9 Estados límite de falla de las trabes del cabezal de los caballetes del puente

Comb	Elemento	Punto Nodal	M _{3R} (tf-m)	M _{3U} (tf-m)	U/R	V _{2R} (tf)	V _{2U} (tf)	U/R
CC _{IV}	5	17	296.35	257.17	0.87			
CC _{VIIAb4V}	22	25	431.33	-306.20	0.71			
CC _{VIIAb4V}	9	16				587.87	250.00	0.43
CC _{IV}	8	23				587.87	-365.77	0.62

Tabla 6.10 Estados límite de falla de las columnas de los caballetes del puente

Elemento No	Sección	Combinación de carga	flexocompresión biaxial				cortante		
			P_U (tf)	M_{2U} (tfm)	M_{3U} (tfm)	CC=OL/OC	V_U (t)	V_R (t)	U/R
759	sección A	CC _{VIIAb4V}	-387.57	-109.89	-268.36	0.57			
769	sección B	CC _{IV}	-526.84	-157.79	396.89	1.02			
769	sección B	CC _{VIIIMa4}					6.91	164.5	0.04
769	sección B	CC _{IV}					-68.54	164.5	0.42

Tabla 6.11 Estados límite de falla de la losa de las zapatas de cimentación de los caballetes del puente

Elemento No	Combinación de carga	flexión				cortante			
		M_{11U} (tfm/m)	M_{22U} (tfm/m)	M_R (tfm/m)	U/R	V_{13U} (tf/m)	V_{23U} (tf/m)	V_R (tf/m)	U/R
324	CC _{VIIAa4V}	93.43		135.00	0.69				
324	CC _{VIIAb4V}	-15.28		135.00	0.11				
328	CC _{VIIAb4V}		82.71	135.00	0.61				
328	CC _{VIIAb4V}		-39.54	135.00	0.29				
325	CC _{VIIIMb4}					135.23		283.00	0.48
324	CC _{IV}					-270.61		283.00	0.96
328	CC _{VIIAb4V}						277.19	283.00	0.98
325	CC _{VIIAb4V}						-162.72	283.00	0.57

Tabla 6.12 Estados límite de falla de los pilotes de cimentación de los caballetes del puente

Elemento No	Combinación de carga	flexocompresión biaxial				cortante		
		P_U (tf)	M_{2U} (tfm)	M_{3U} (tfm)	CC=OL/OC	V_U (t)	V_R (t)	U/R
682	CC _{VIIAb4V}	335.29	38.90	39.34	0.17			
712	CC _{VIIAb4V}	304.64	16.34	45.85	0.15			
609	CC _{IV}					19.15	163.8	0.12
39	CC _{VIIAa2L}					-3.01	163.8	0.02

Tabla 6.13 Estados límite de falla del suelo de la cimentación del puente

Inciso	Elemento estructural	Esfuerzo σ_{zz} (kg/cm ²)			
		Punto nodal	Último	Resistente	U/R
a	Zapatas de estribos	348	1.42	3.76	0.38
b	Pilotes de estribos	1772	8.21	21.88	0.38
c	Zapatas de los caballetes	418	1.72	3.76	0.46
d	Pilotes de los caballetes	1700	3.43	31.00	0.11

Tabla 6.14 Estados límite de servicio de los elementos estructurales del puente

Inciso	Elemento estructural	Deflexión carga permanente (cm)					Deflexión carga variable (cm)		
		Diferida	Contraflecha *	Actuante	Permisible **	Actuante/Permisible	Actuante	Permisible	Actuante/Permisible
a	Trabes de los cuerpos laterales (entre estribos y caballetes)	5.08	7.44	2.36	12.50	0.19	1.65	3.75	0.44
b	Trabes de los cuerpos laterales (volado)	2.76	0.60	2.16	2.50	0.86	1.18	2.00	0.59
c	Trabes del cuerpo central	31.84	38.80	6.96	20.83	0.33	6.37	6.25	1.02
d	Trabes del cabezal de los caballetes	1.24		1.24	1.25	0.99	0.06	0.38	0.16
e	Columnas de los caballetes	0.22		0.22	4.74	0.05	6.19	9.48	0.65

* Elementos pretensados

** Criterio ACI (Ref 8.35)

10. FIGURAS

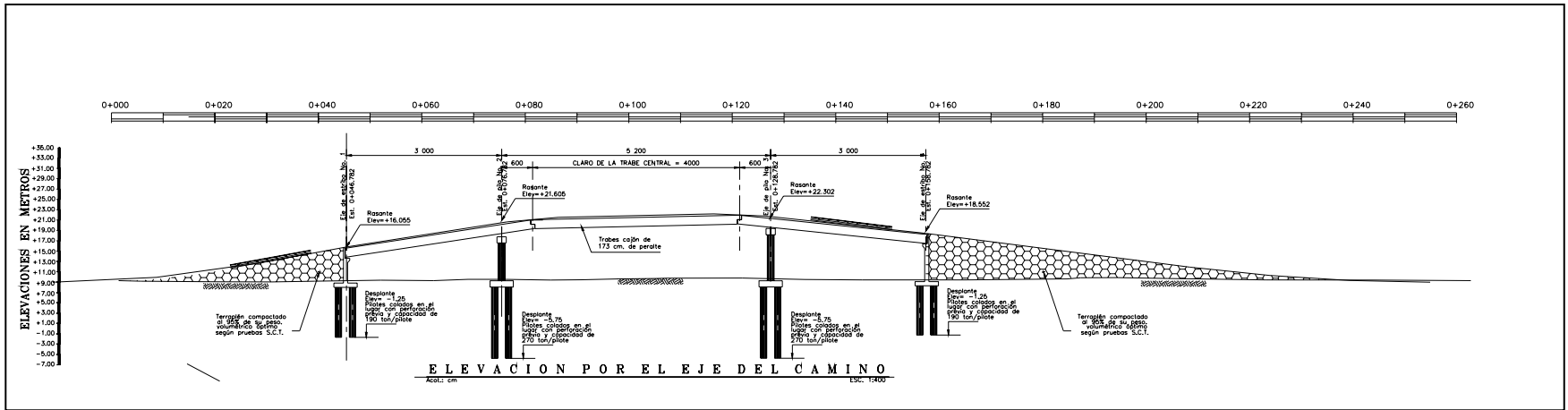


Figura 2.4
Elevación por el eje del camino del puente

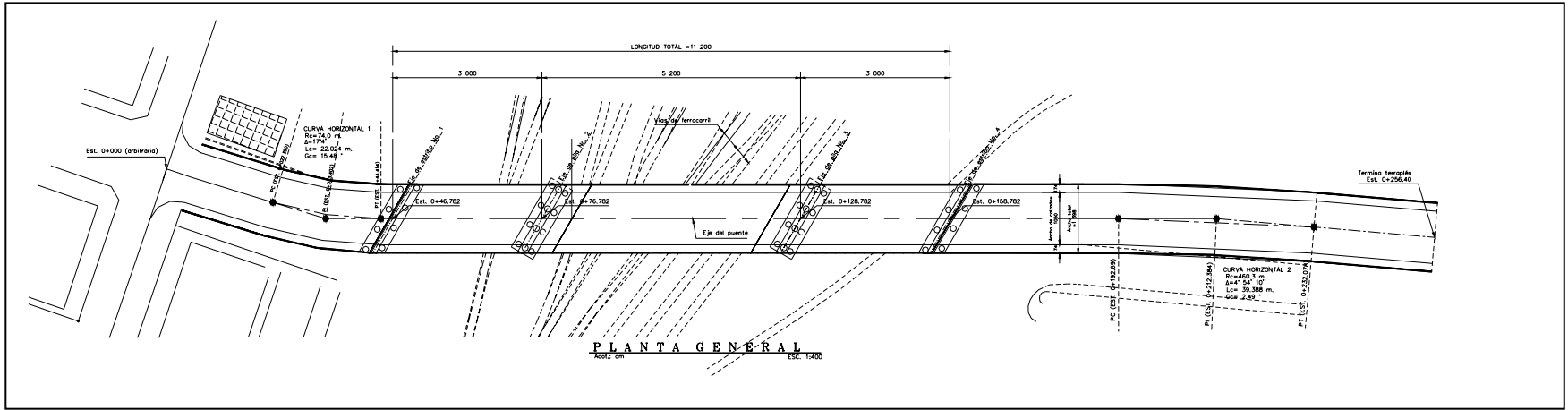


Figura 2.5
Planta del puente



Figura 2.6
Fotografía del puente

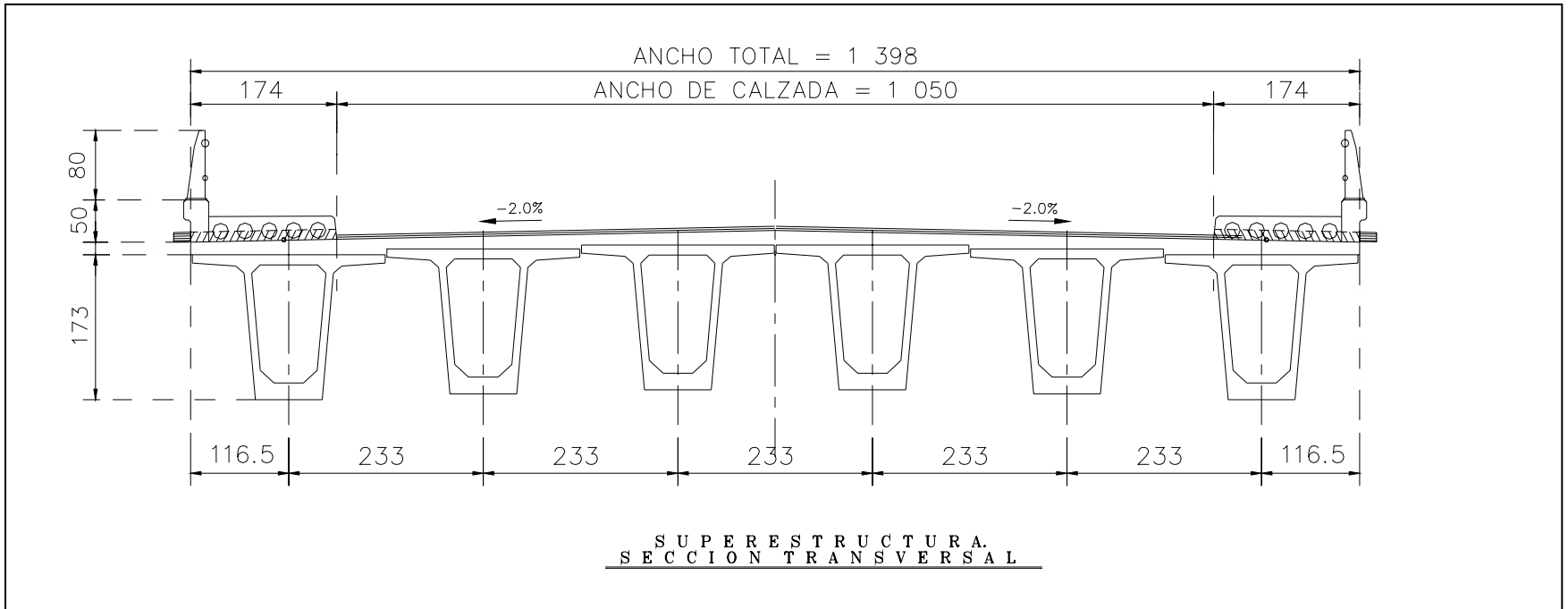


Figura 2.7
Sección transversal del puente

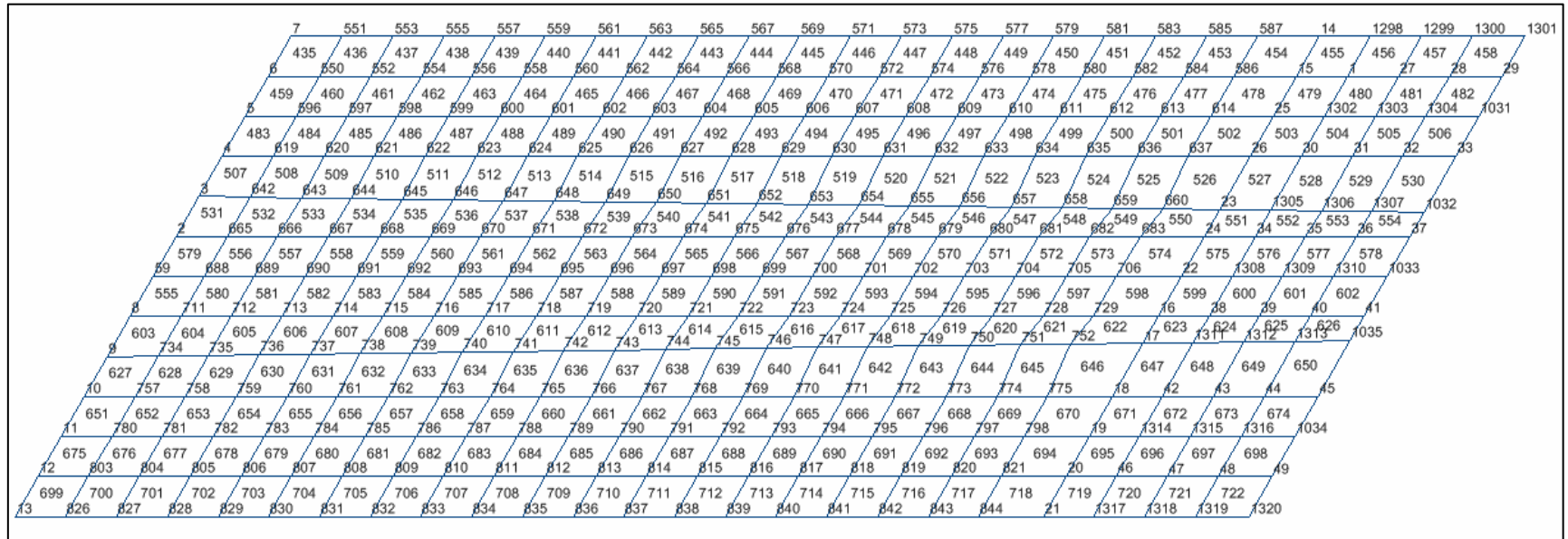


Figura 2.8
Malla de elementos finitos cascarón (shell) del tramo lateral izquierdo de la superestructura del puente

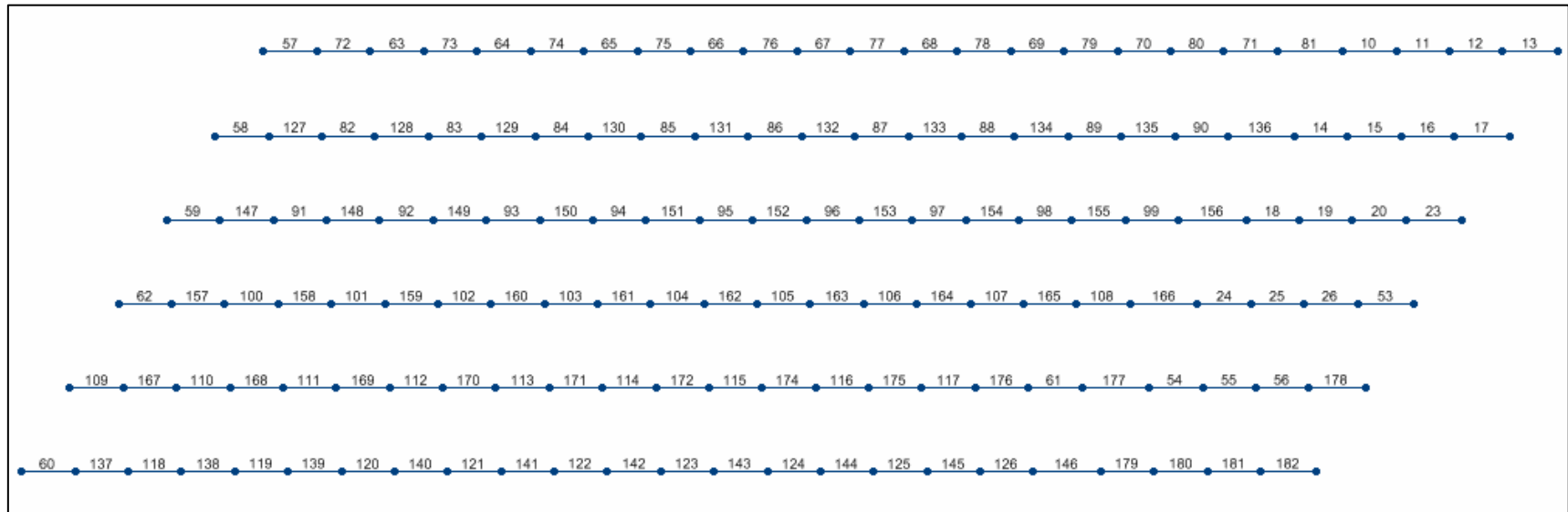


Figura 29.a
Malla de elementos barra (frame) del tramo lateral izquierdo de la superestructura del puente

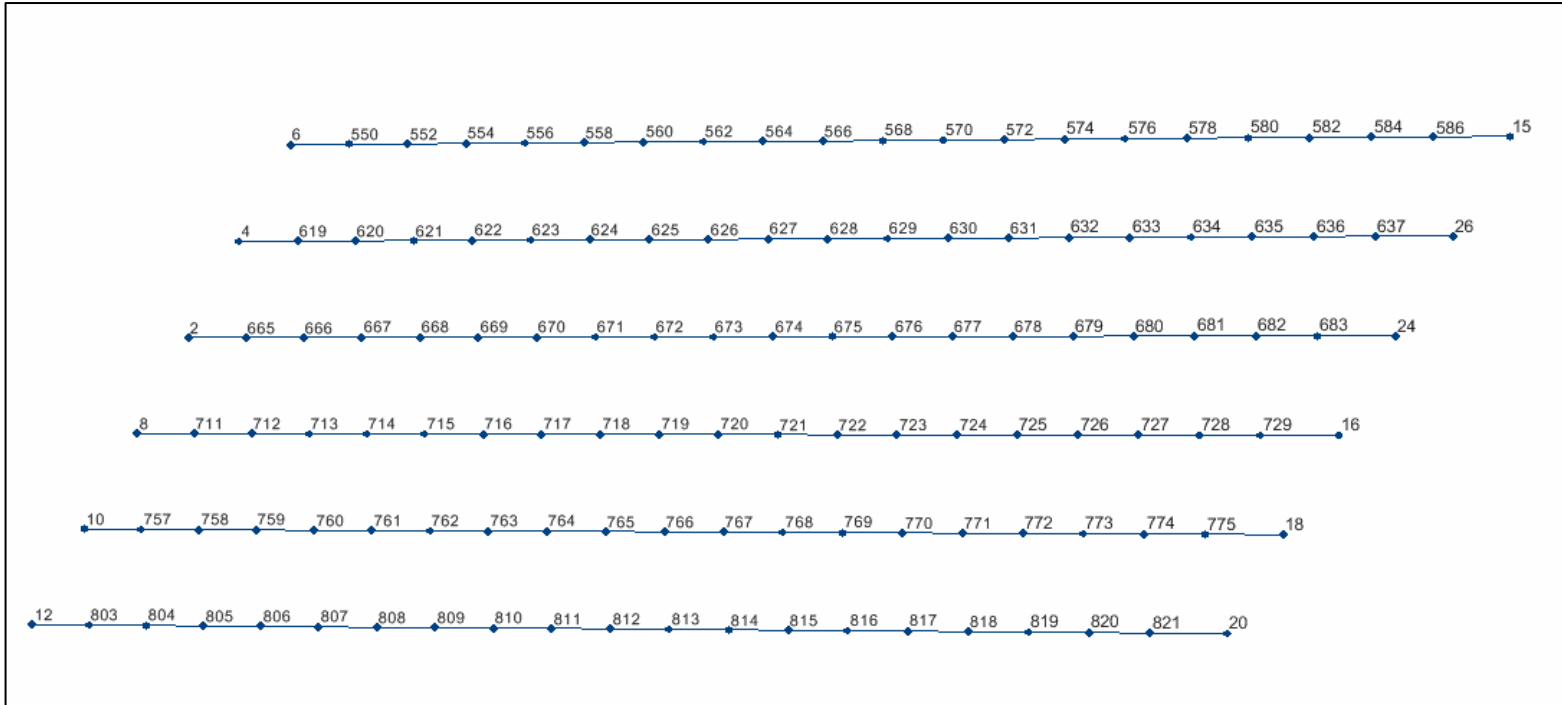


Figura 2.9b
Malla de elementos barra (nudos) del tramo lateral izquierdo de la superestructura del puente

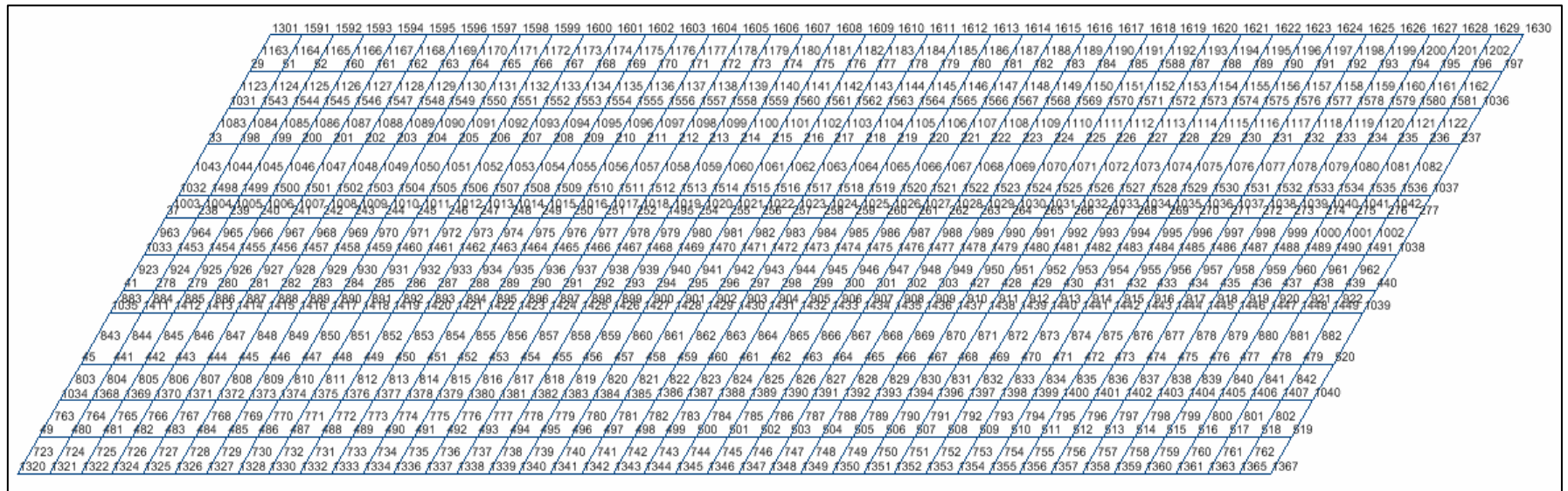


Figura 2.10
Malla de elementos finitos cascarón (shell) del tramo central de la superestructura del puente

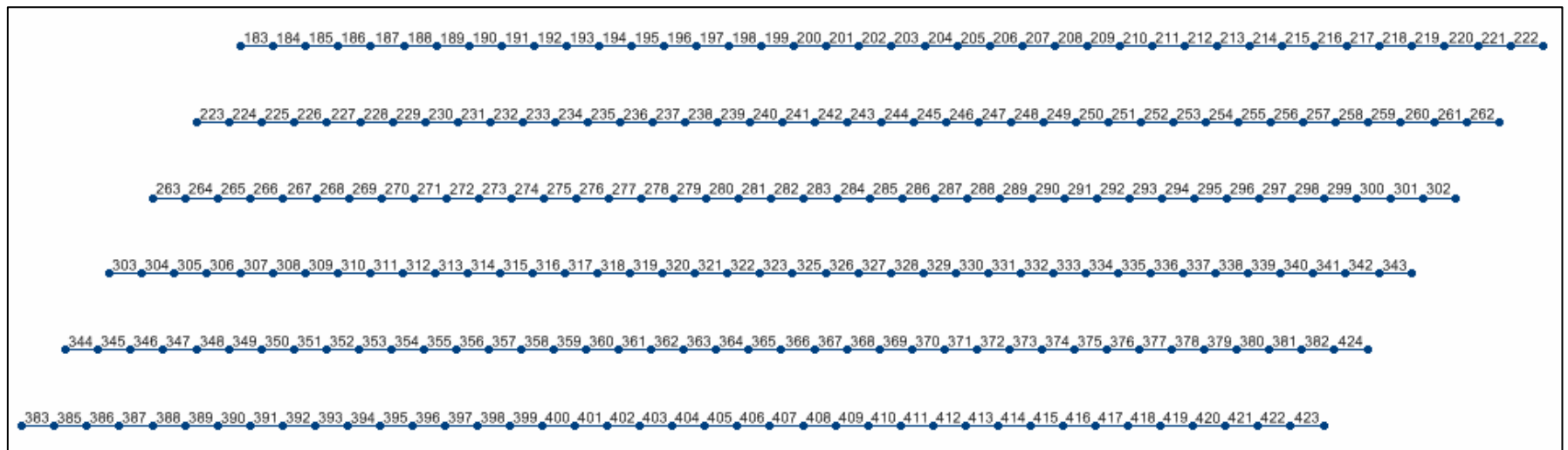


Figura 2.11a
Malla de elementos barra (frame) del tramo central de la superestructura del puente

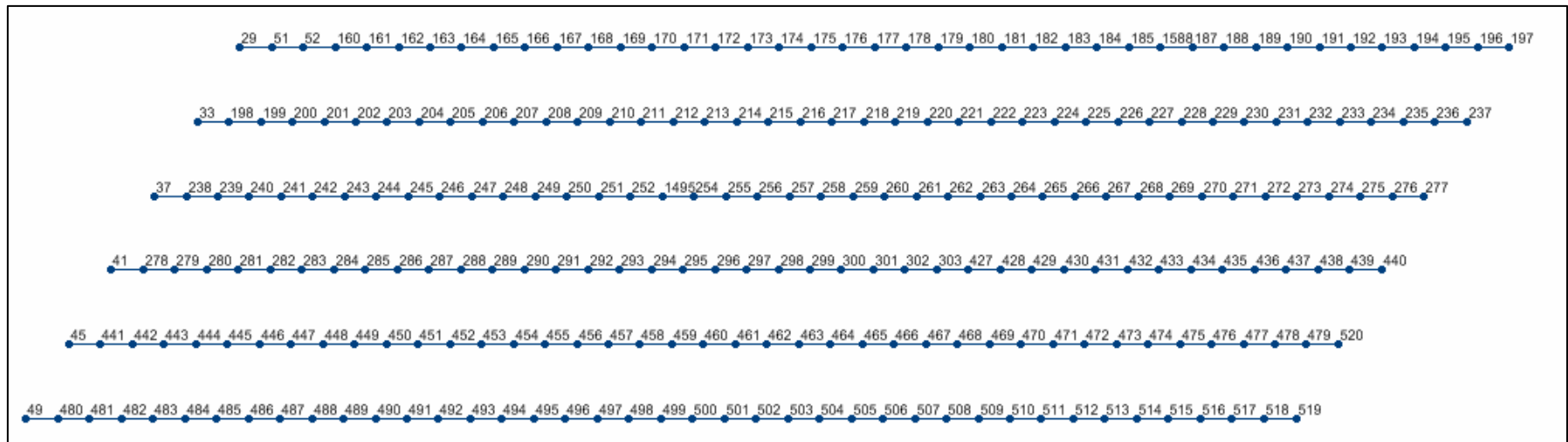


Figura 2.11b
Malla de elementos barra (nudos) del tramo central de la superestructura del puente

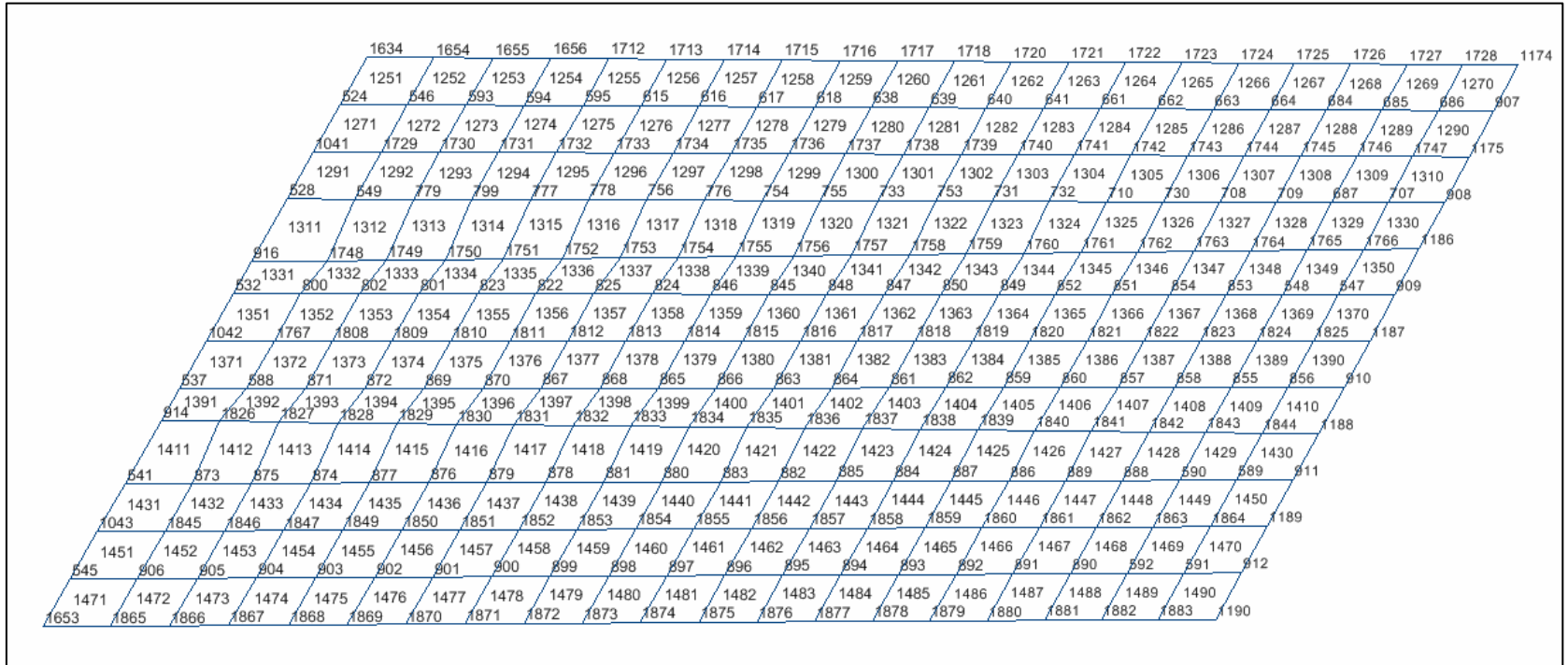


Figura 2.12
Malla de elementos finitos cascarón (shell) del tramo lateral derecho de la superestructura del puente

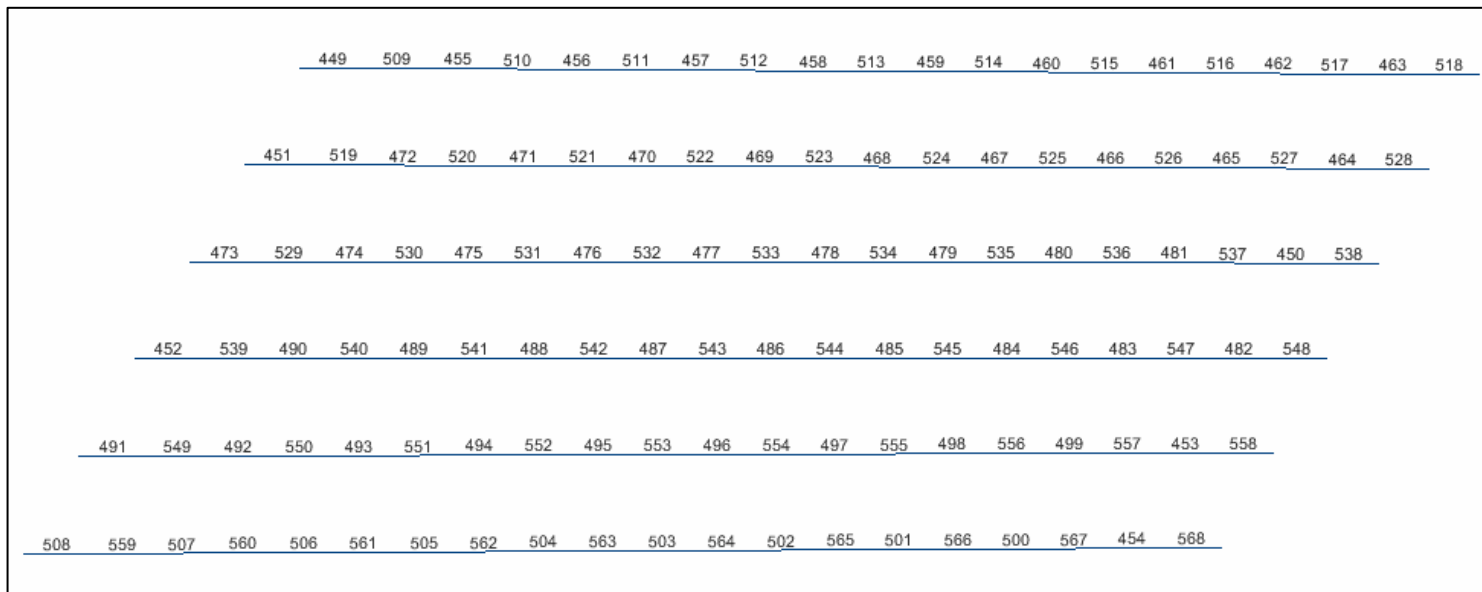


Figura 2.13a
Malla de elementos barra (frame) del tramo lateral derecho de la superestructura del puente

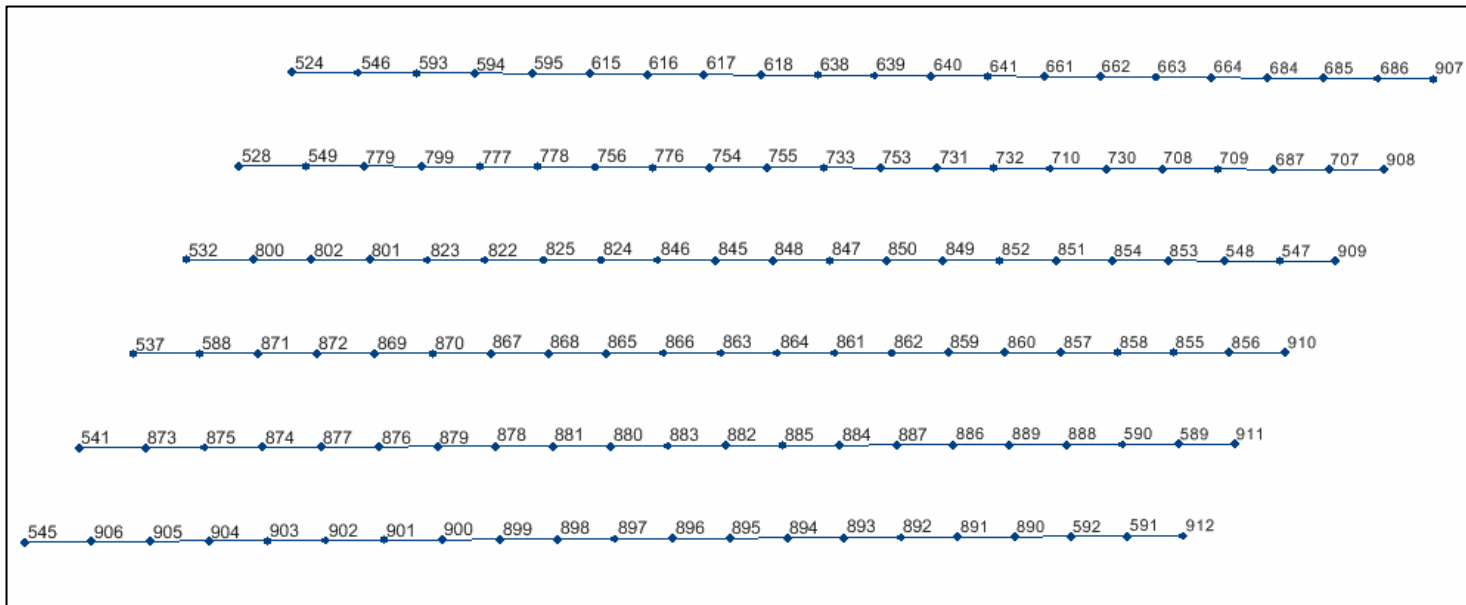


Figura 2.13b
Malla de elementos barra (nudos) del tramo lateral derecho de la superestructura del puente

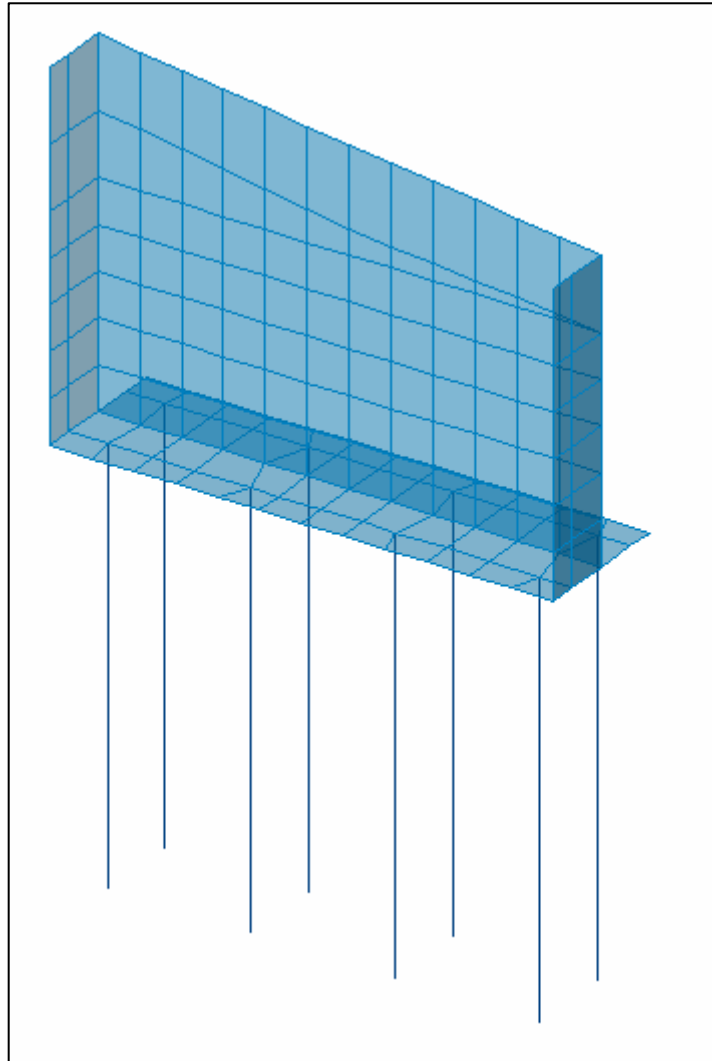


Figura 2.14
Representación de los componentes estructurales del estribo izquierdo del
puente

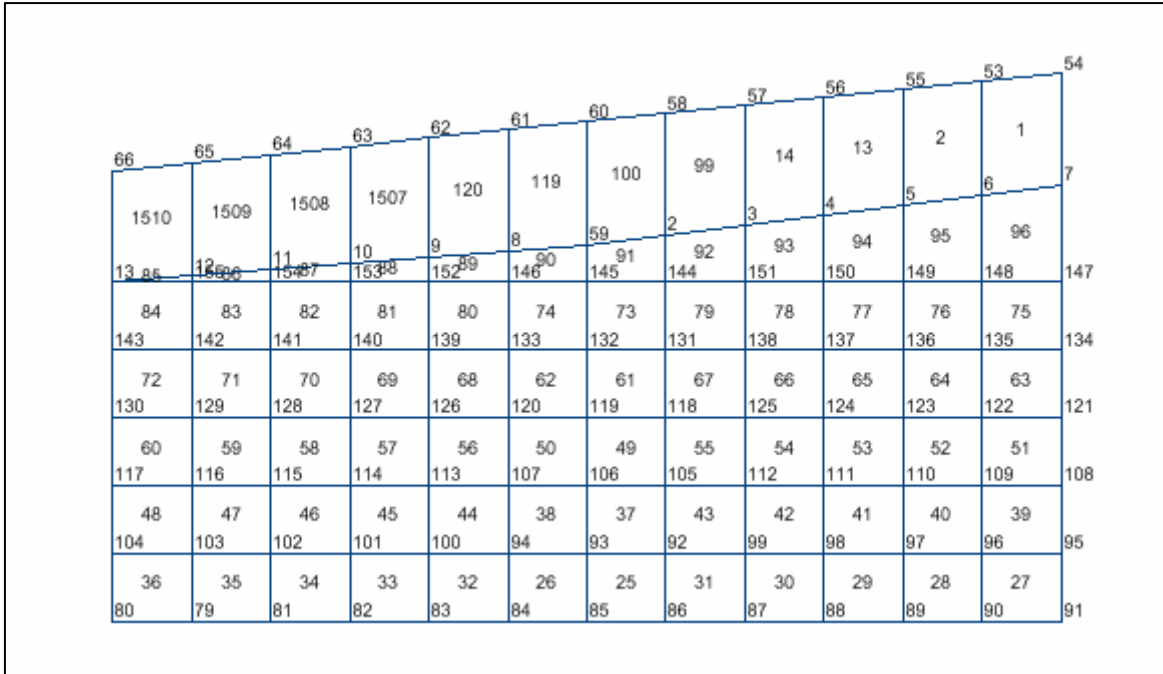


Figura 2.15a
Malla de elementos finitos cascarón (shell) del muro de respaldo del estribo izquierdo del puente

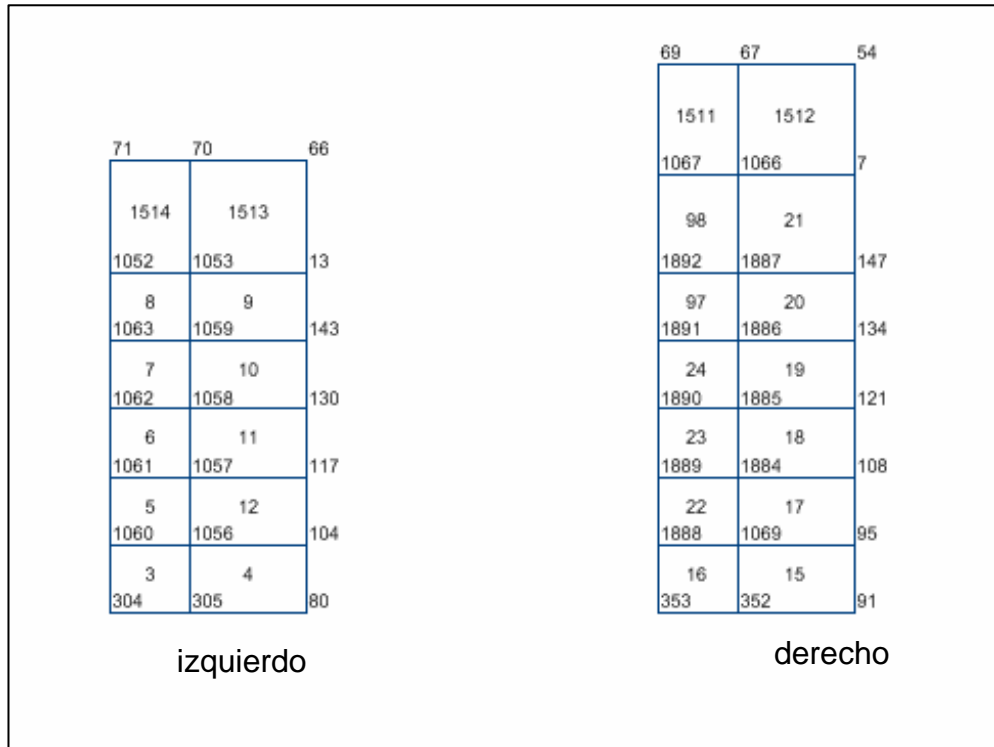


Figura 2.15b
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de los muros alero (derecho e izquierdo) del estribo izquierdo del puente

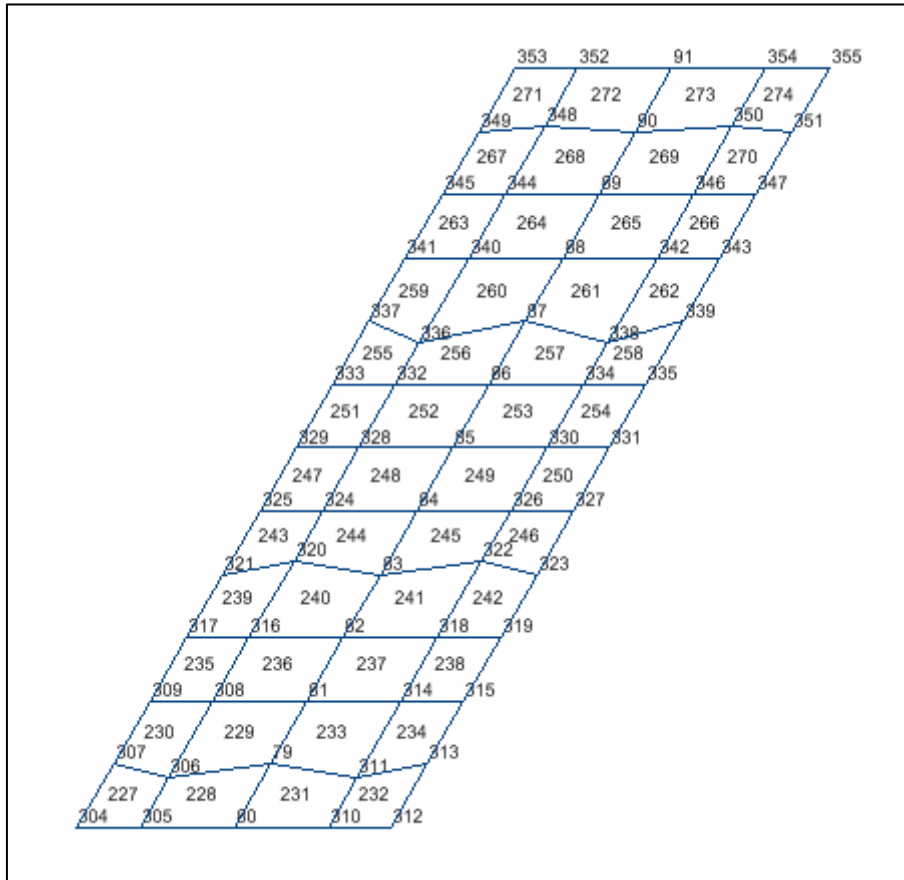


Figura 2.15c
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de la zapata de cimentación del estribo izquierdo del puente

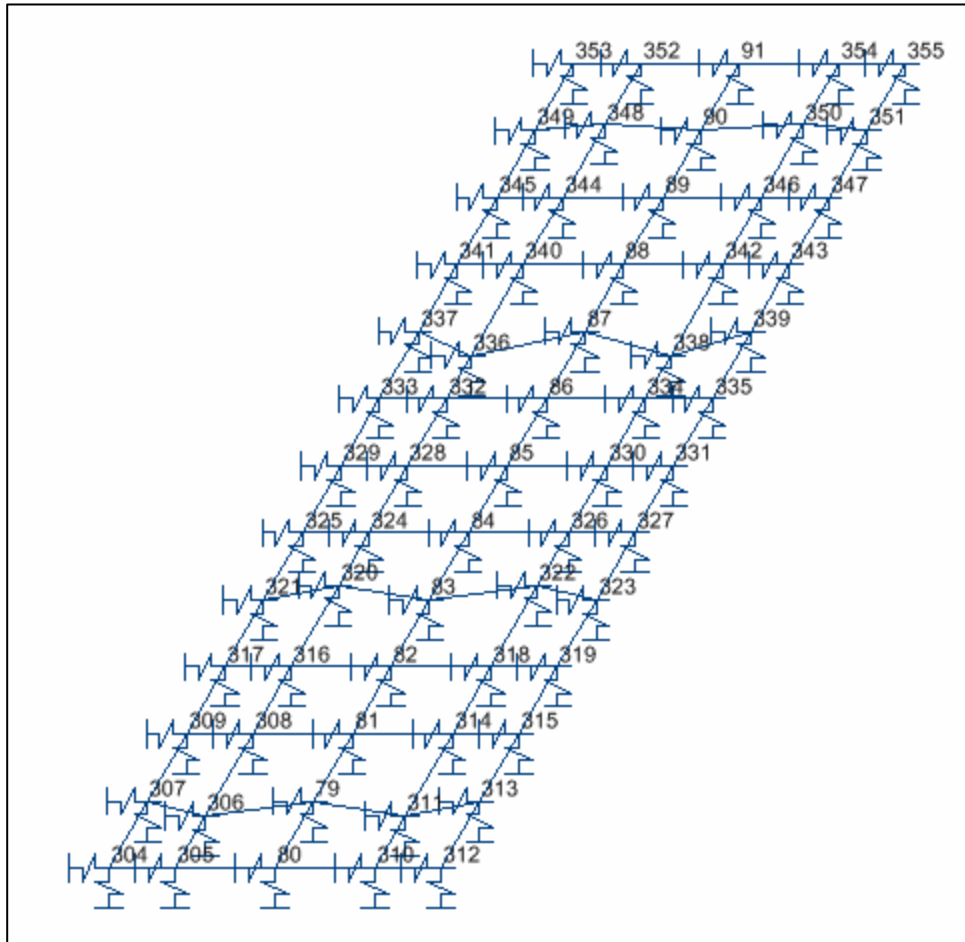


Figura 2.15d
Elementos resorte (spring) de la zapata de cimentación del estribo izquierdo del puente

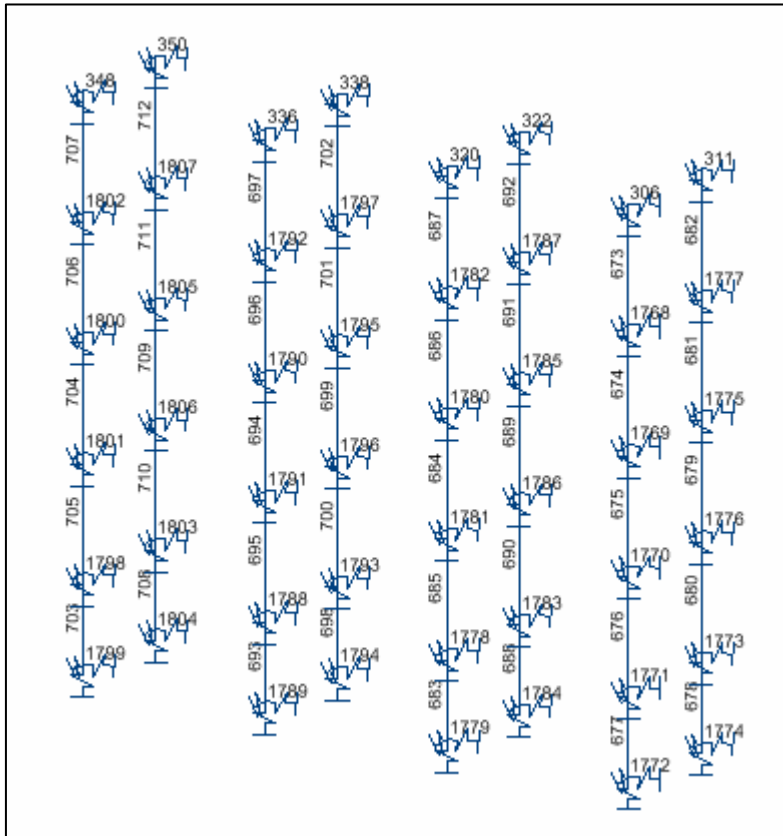


Figura 2.16
Malla de elementos barra (frame) de los pilotes y elementos resorte (spring)
del suelo de cimentación del estribo izquierdo del puente

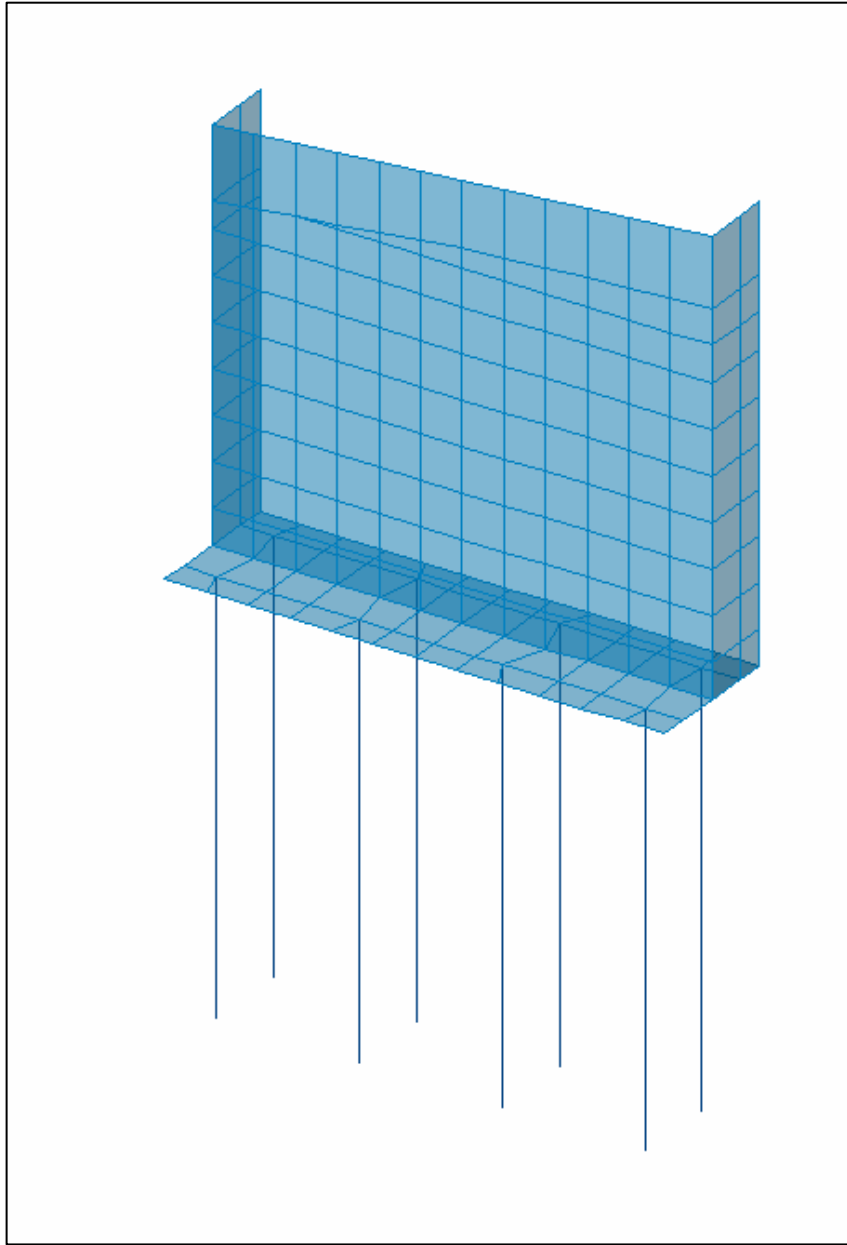


Figura 2.17
Representación de los componentes estructurales del estribo derecho del
puente

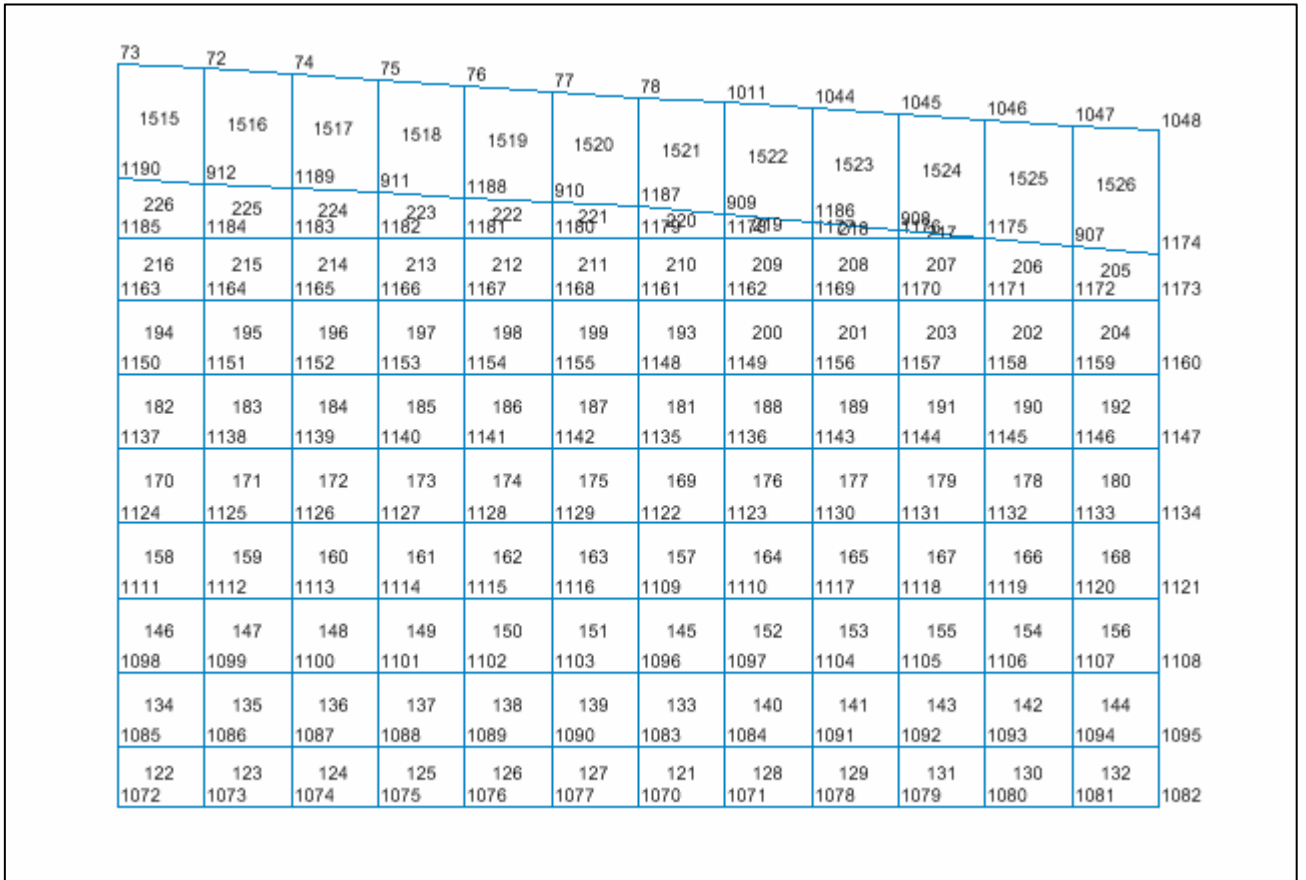


Figura 2.18a
Malla de elementos finitos cascarón (shell) del muro de respaldo del estribo derecho del puente

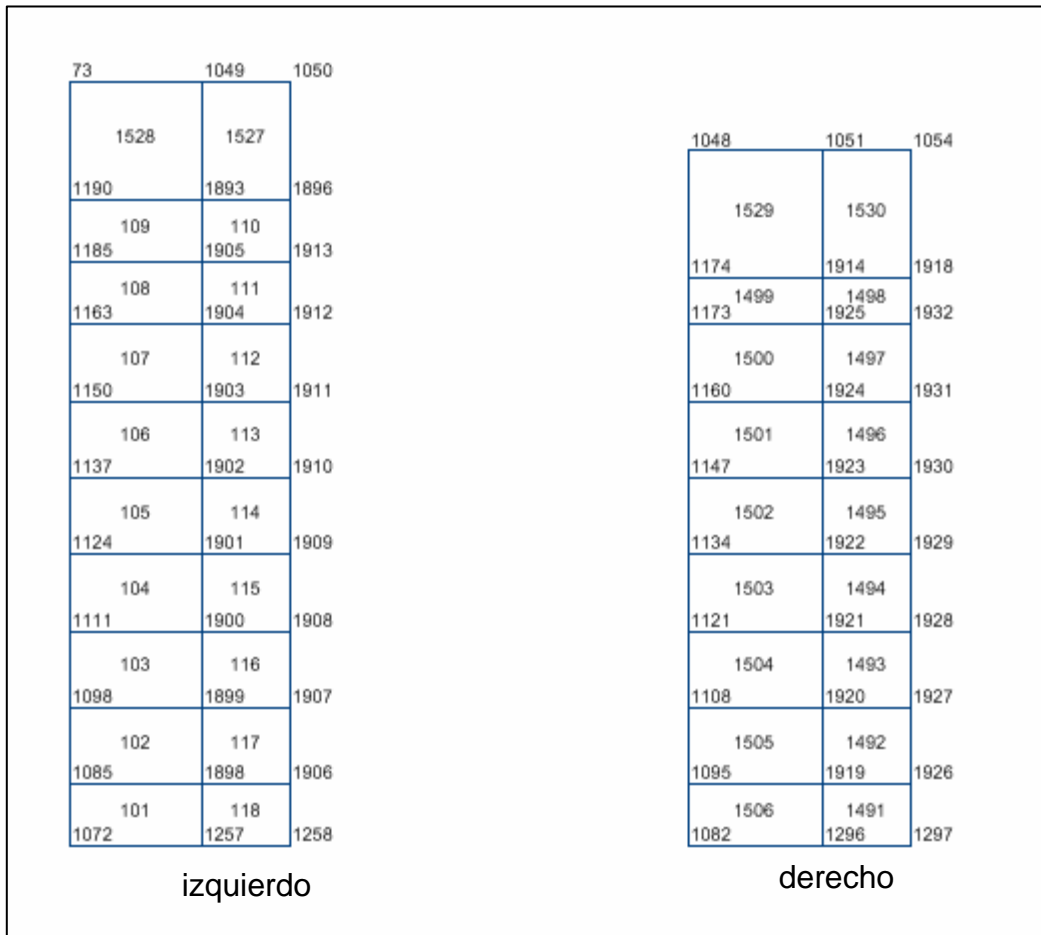


Figura 2.18b
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de los muros alero (derecho e izquierdo) del estribo derecho del puente

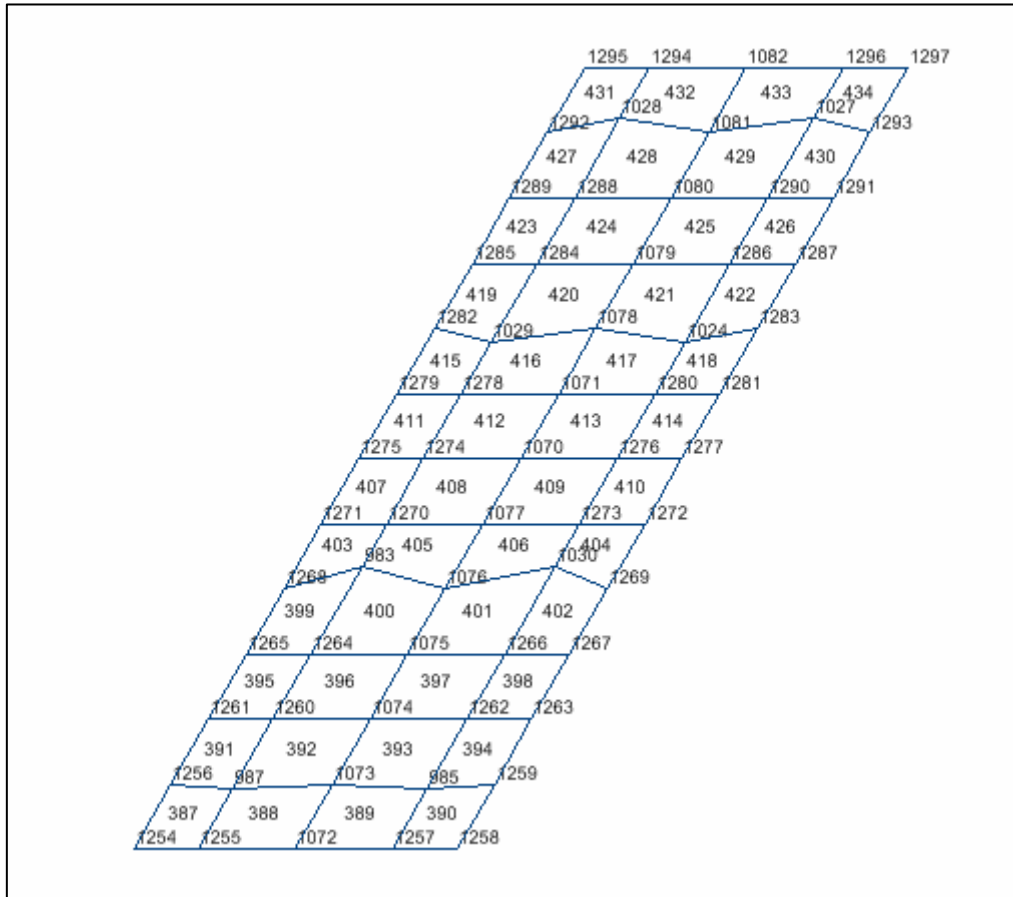


Figura 2.18c
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de la zapata de cimentación del
estribo derecho del puente

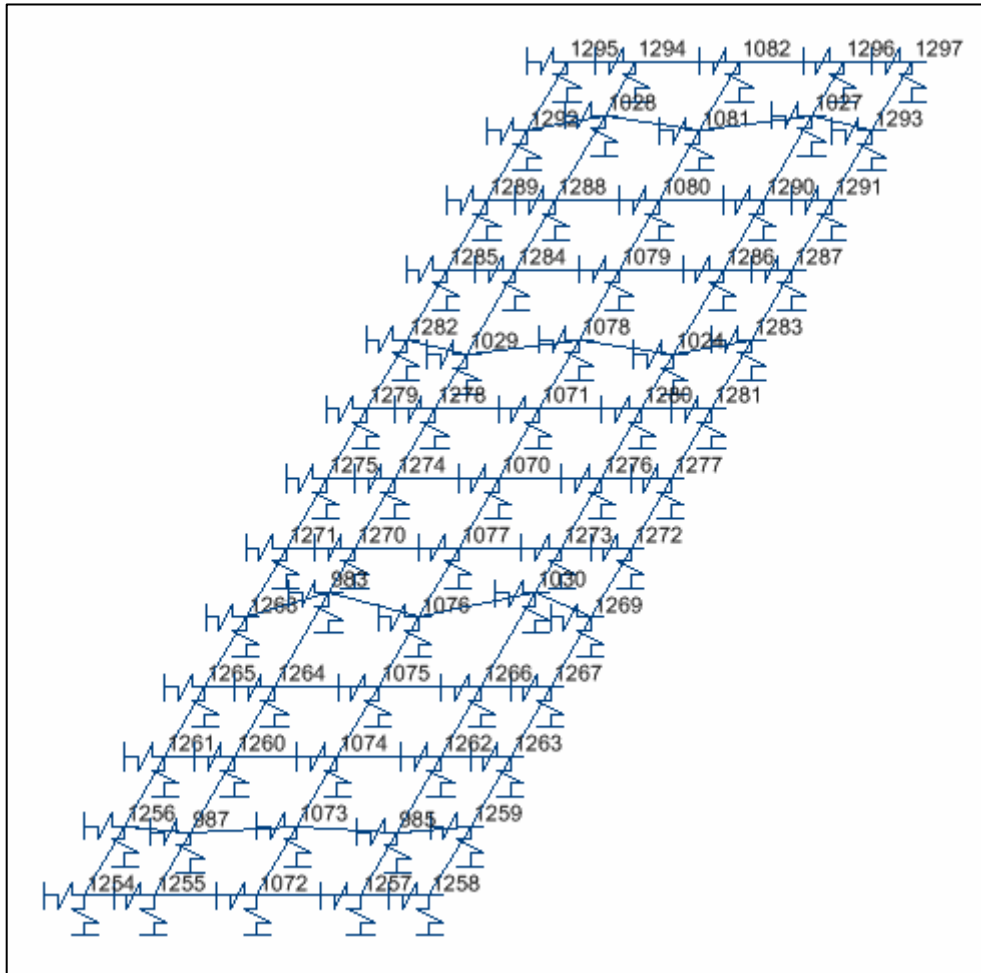


Figura 2.18d
Elementos resorte (spring) de la zapata de cimentación del estribo derecho del puente

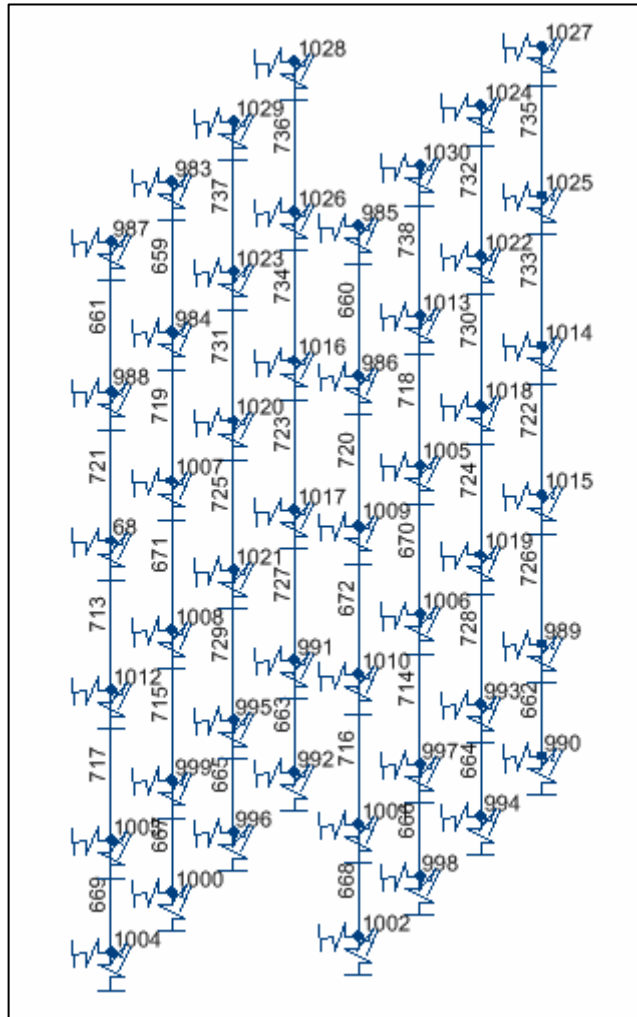


Figura 2.19
Malla de elementos barra (frame) de los pilotes y elementos resorte (spring)
del suelo de cimentación del estribo derecho del puente

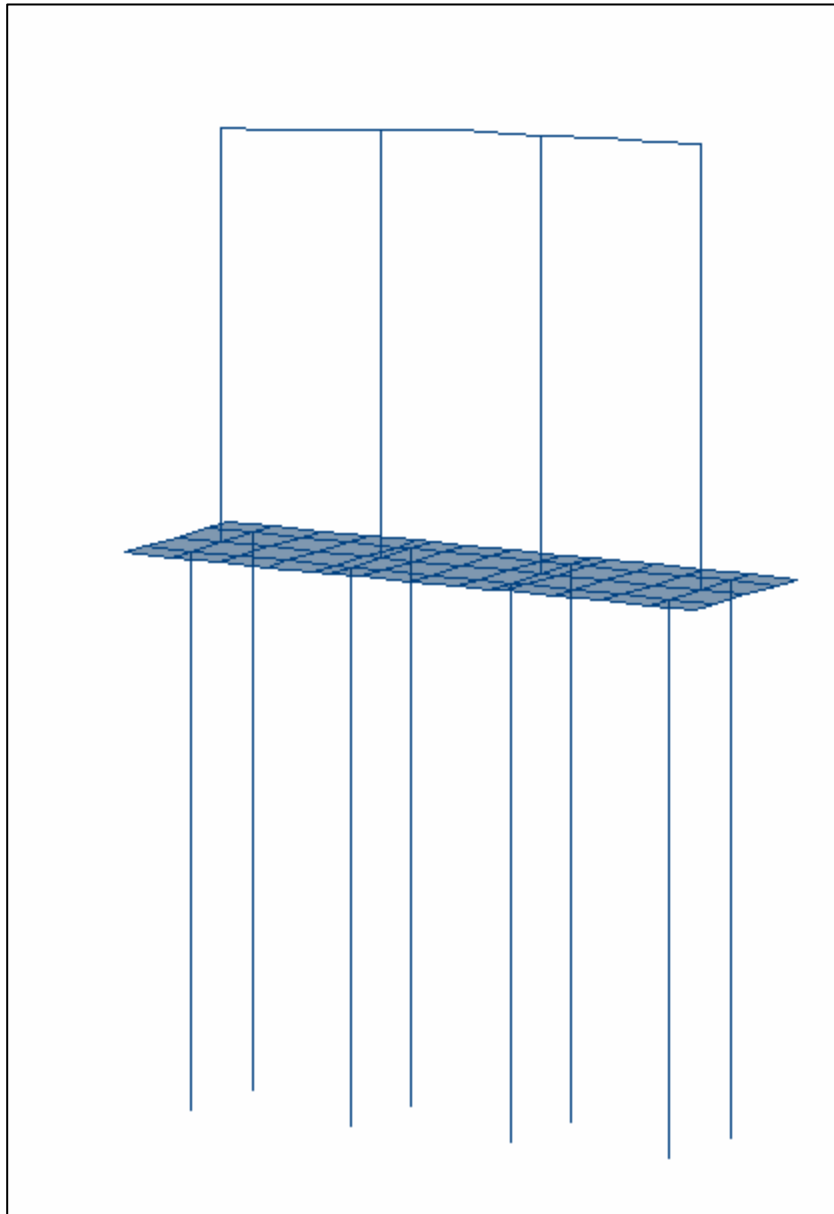


Figura 2.20
Representación de los componentes estructurales del caballete izquierdo
puente

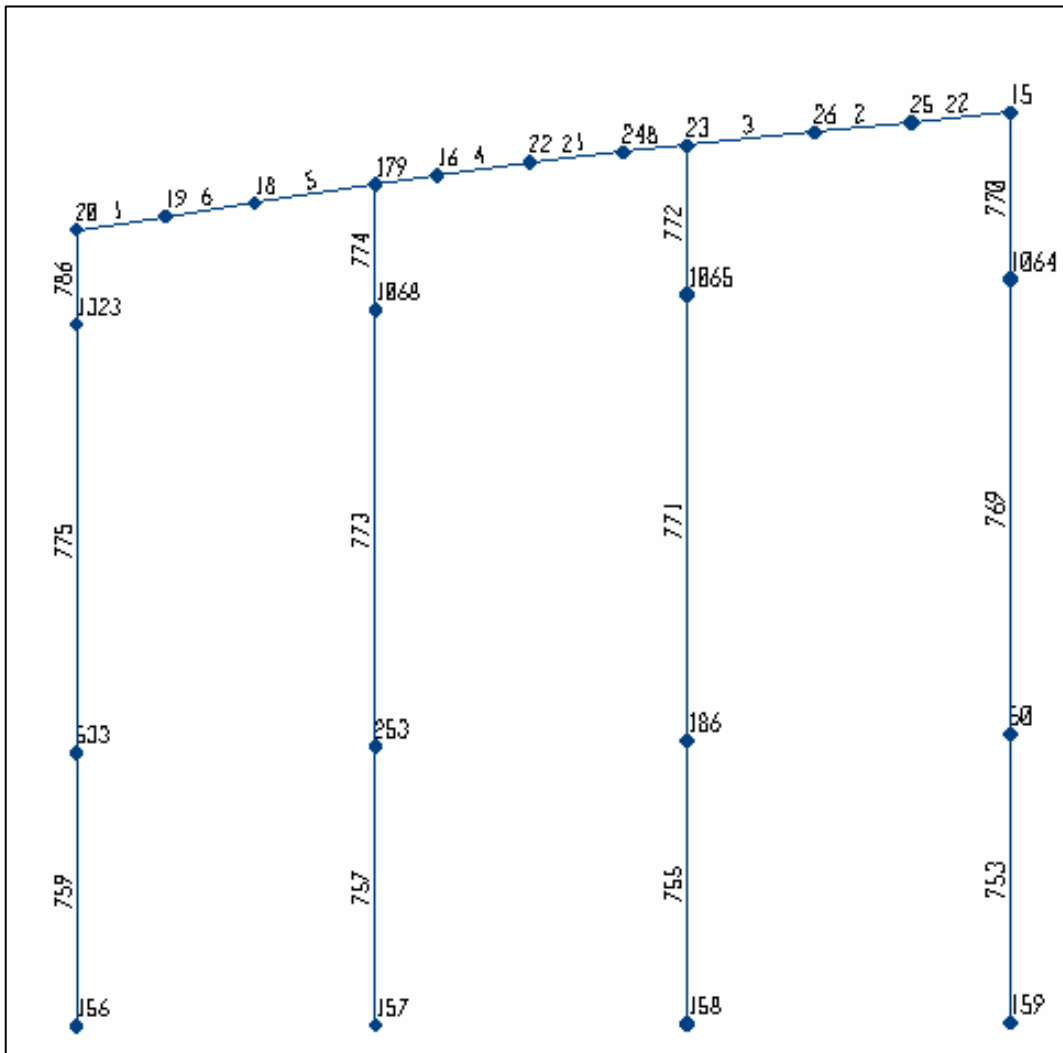


Figura 2.21
Malla de elementos barra (frame) del cabezal y columnas del caballete izquierdo del puente

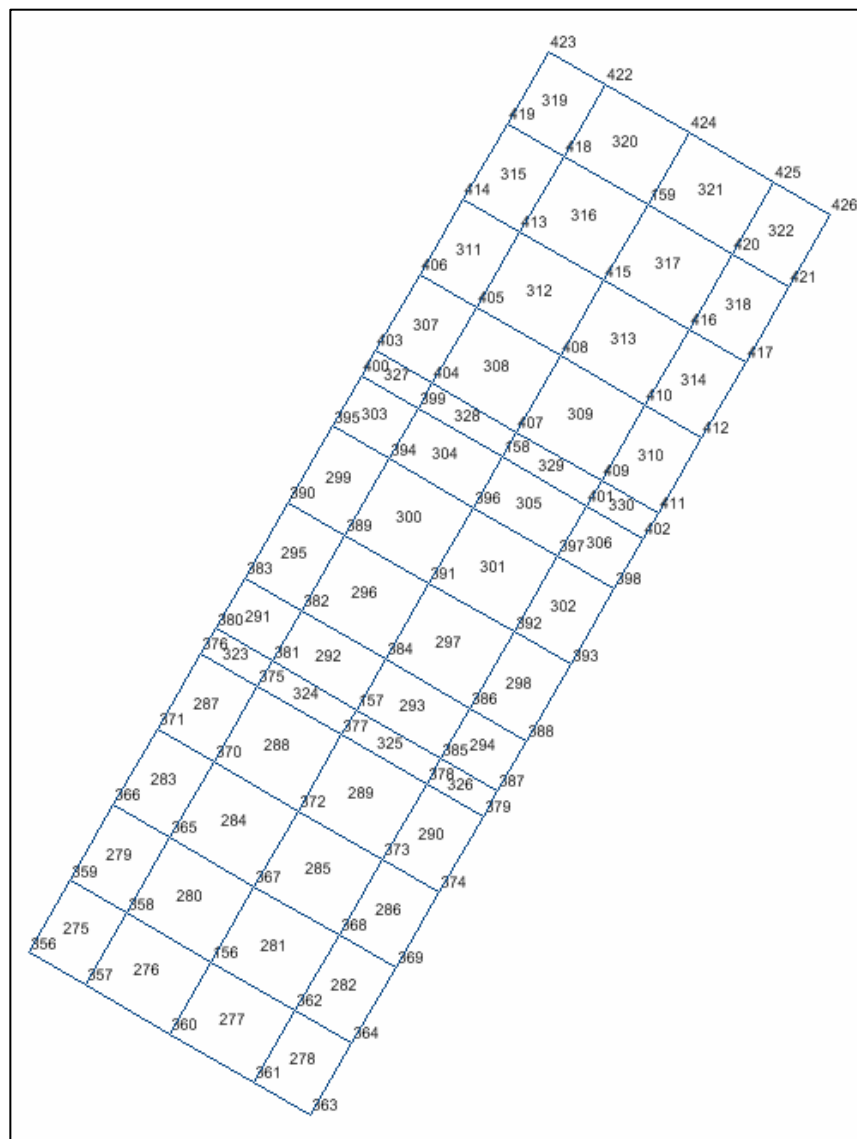


Figura 2.22a
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de la zapata de cimentación del
caballete izquierdo del puente

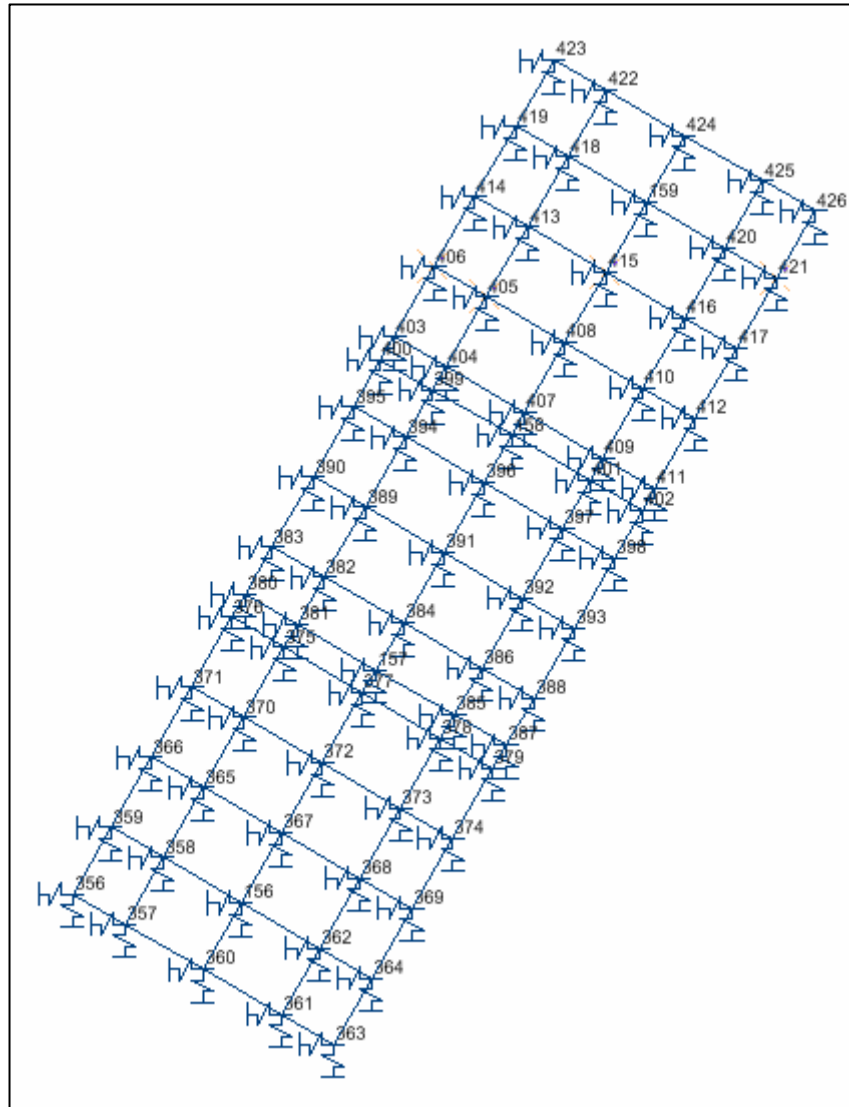


Figura 2.22b
Elementos resorte (spring) de la zapata de cimentación del caballete izquierdo del puente

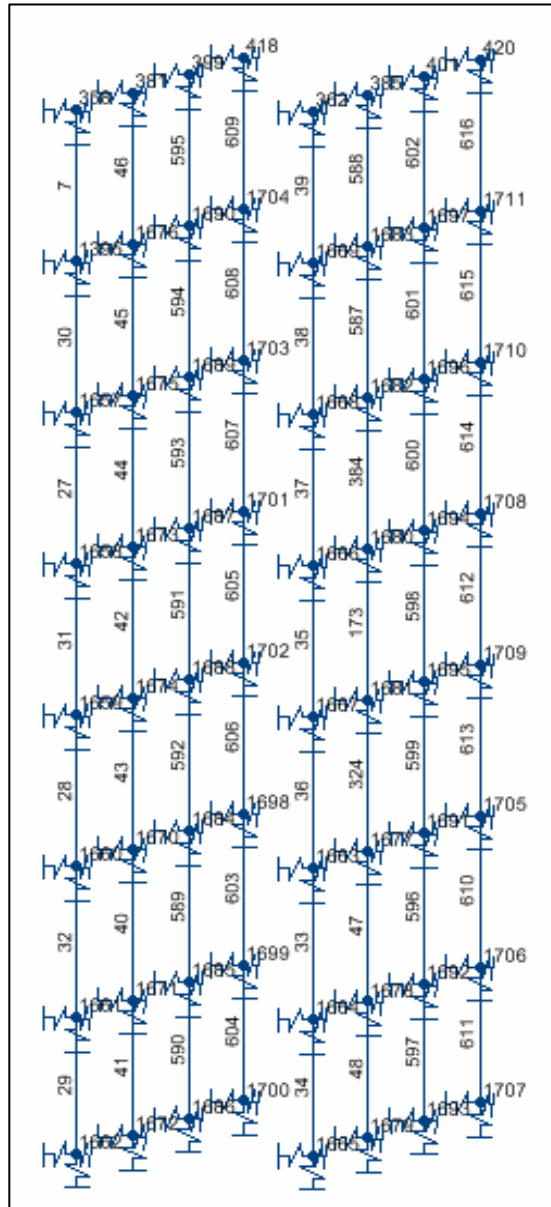


Figura 2.23
Malla de elementos barra (frame) de los pilotes y elementos resorte (spring)
del suelo de cimentación del caballete izquierdo del puente

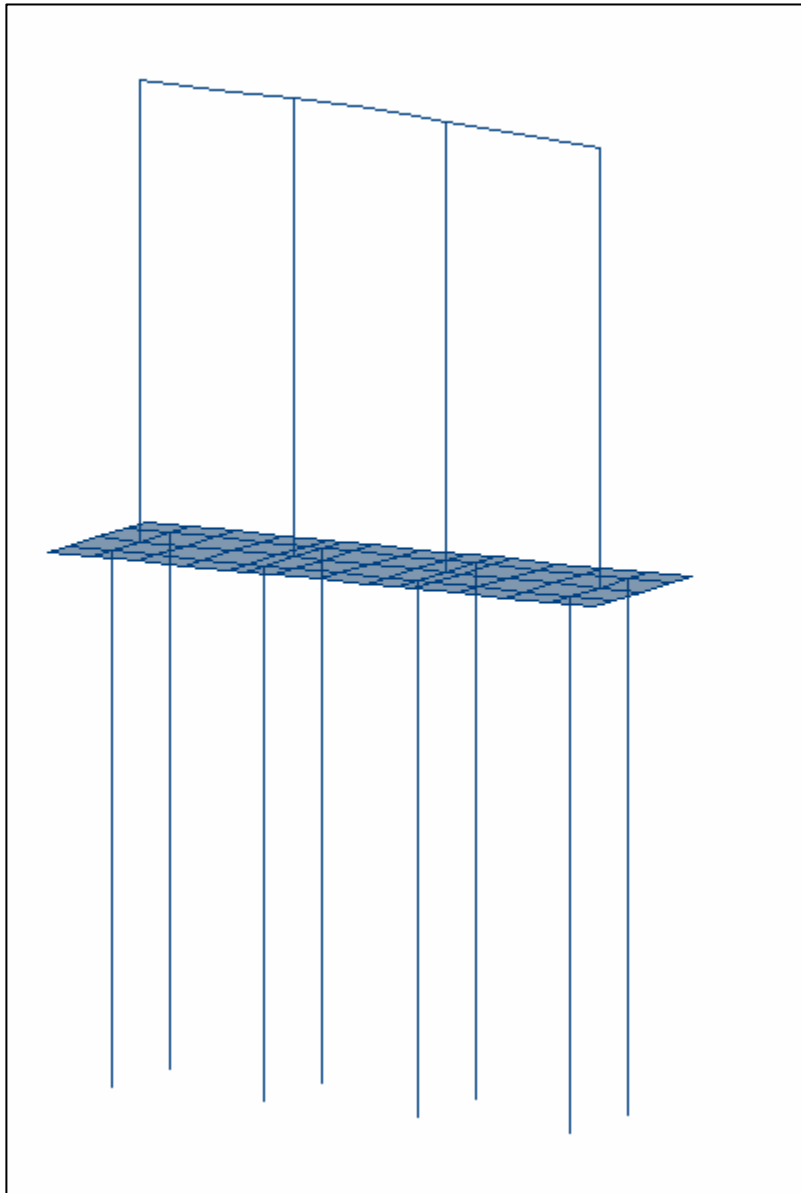


Figura 2.24
Representación de los componentes estructurales del caballete derecho
puente

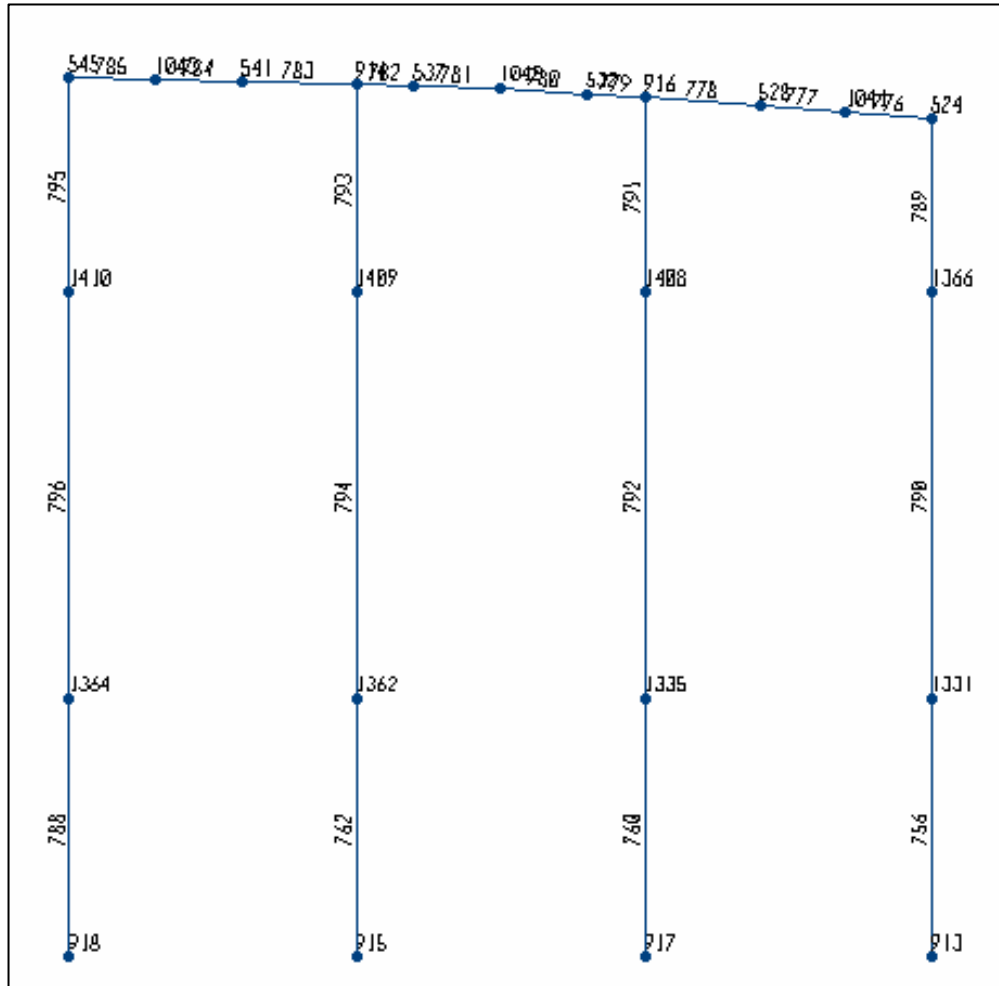


Figura 2.25
Malla de elementos barra (frame) del cabezal y columnas del caballete derecho del puente

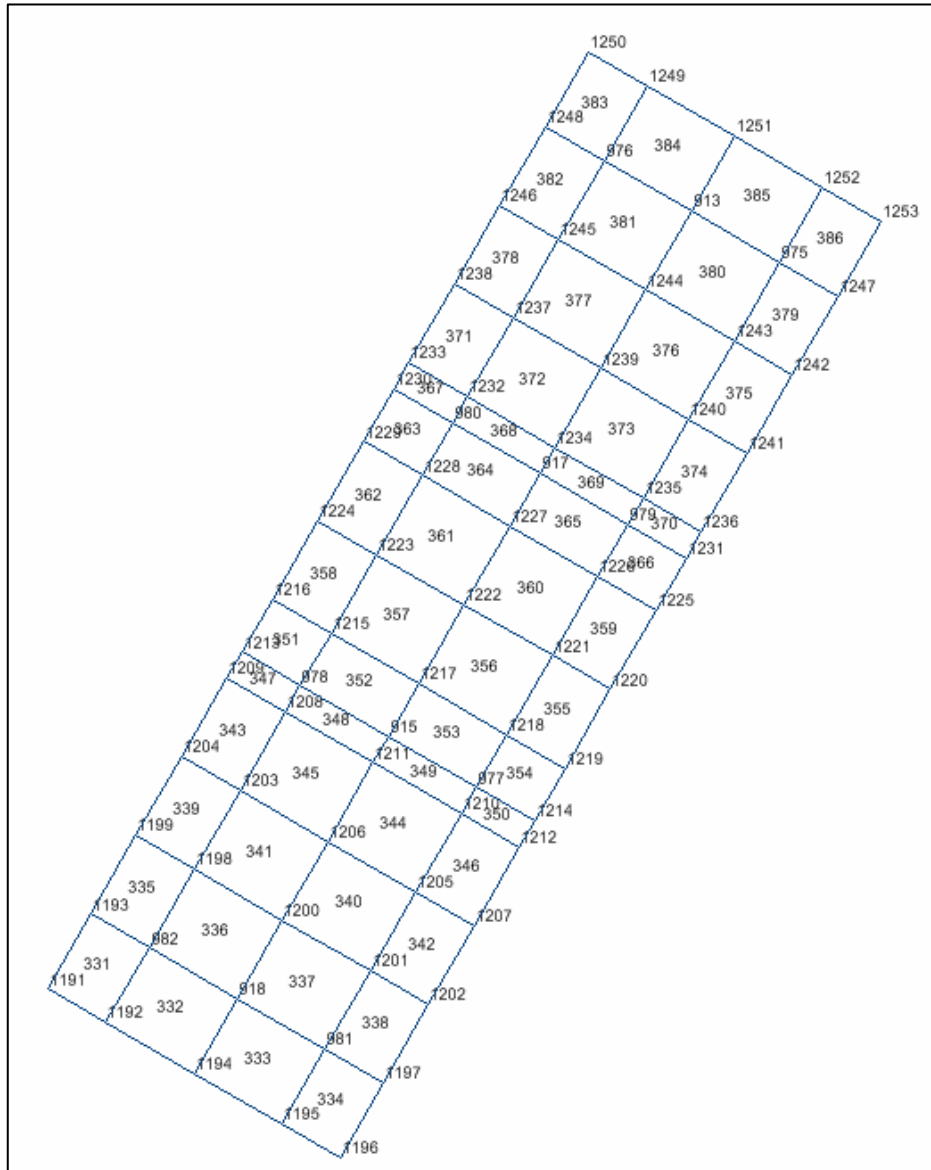


Figura 2.26a
Malla de elementos finitos cascarón (shell) de la zapata de cimentación del
caballete derecho del puente

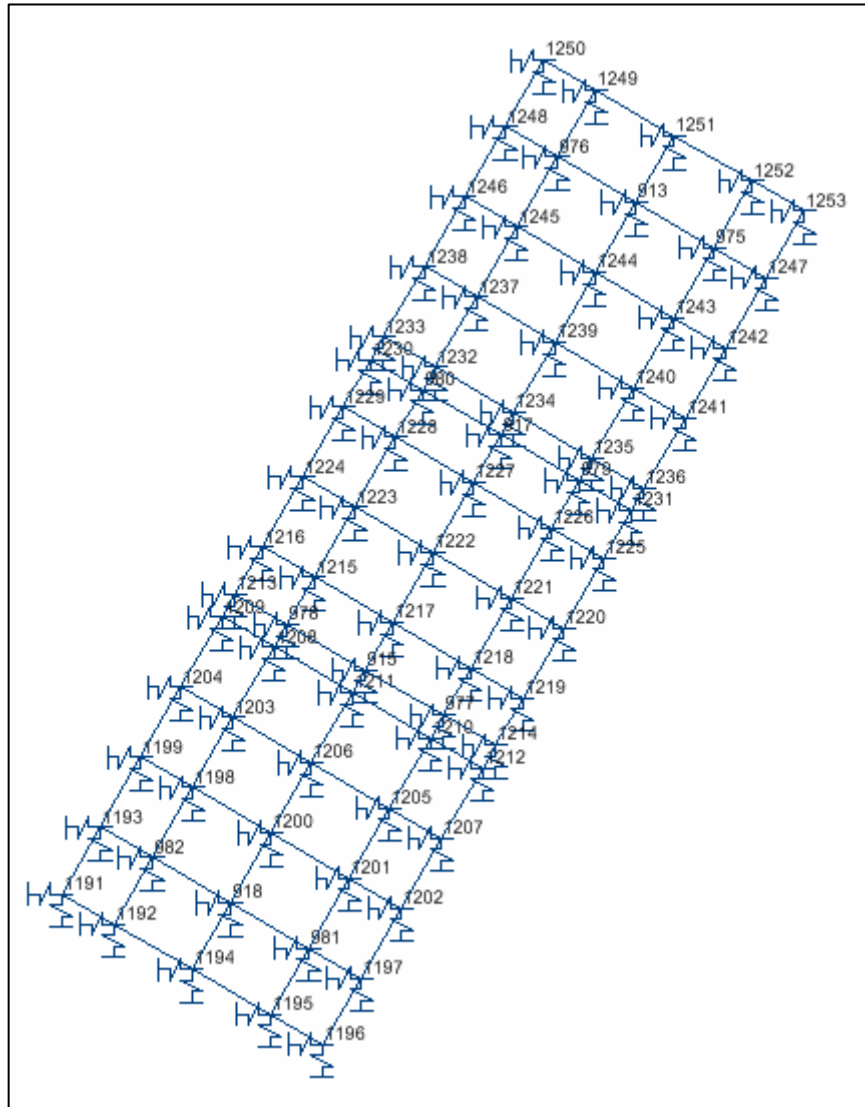


Figura 2.26b
Elementos resorte (spring) de la zapata de cimentación del caballete derecho del puente

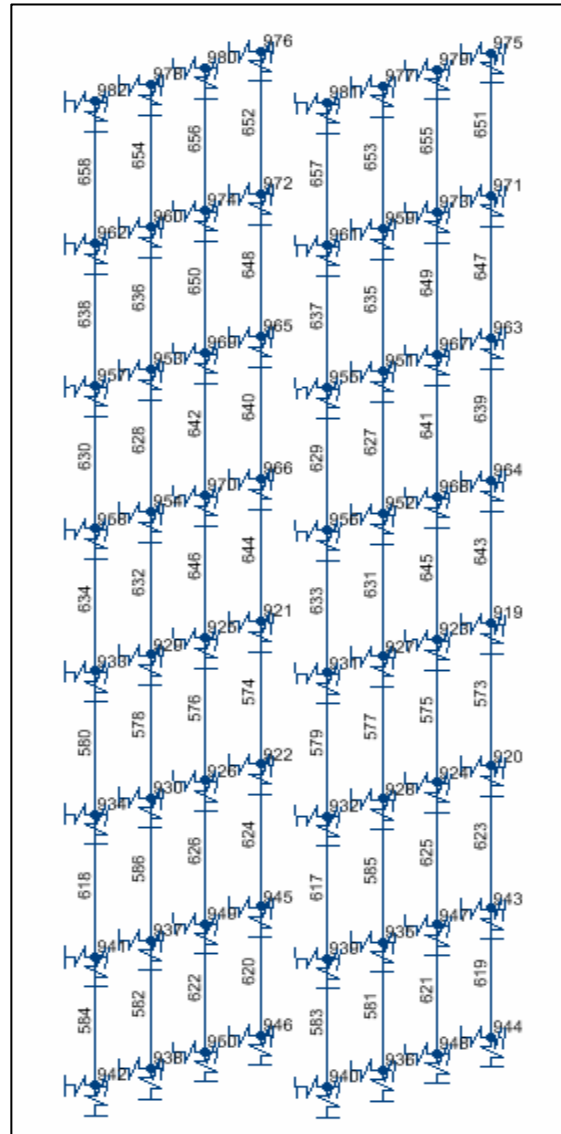


Figura 2.27
Malla de elementos barra (frame) de los pilotes y elementos resorte (spring)
del suelo de cimentación del caballete derecho del puente

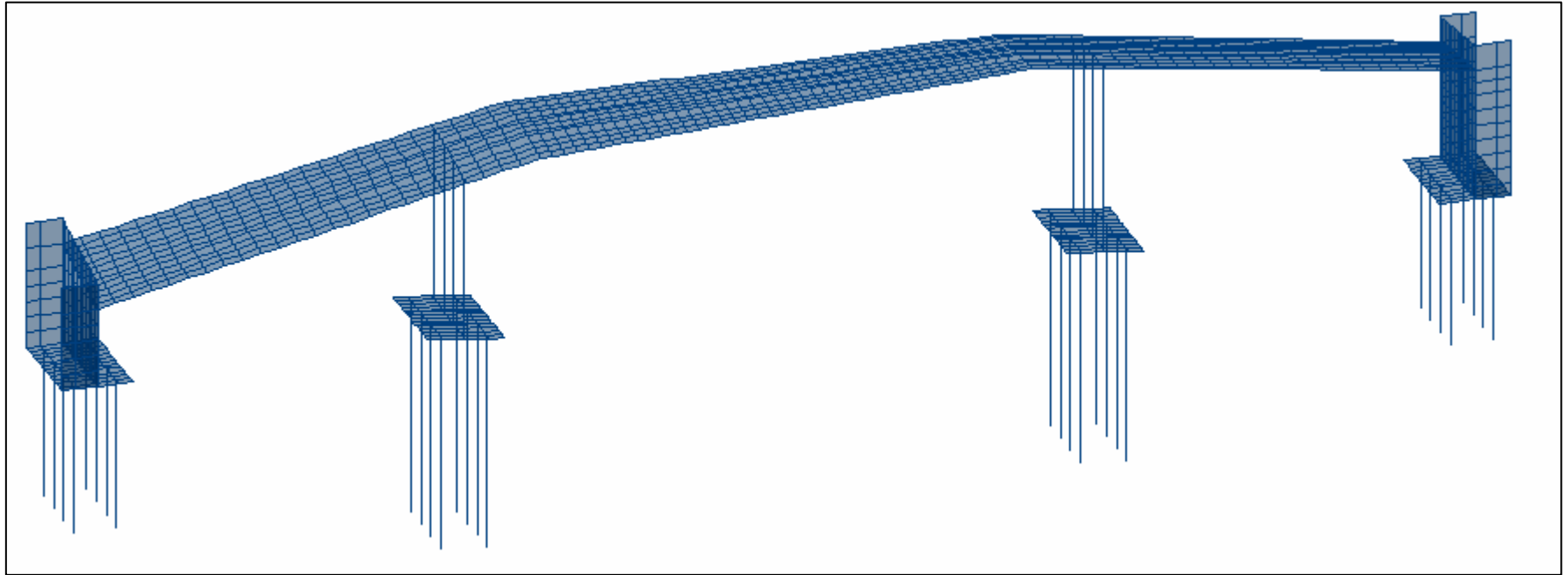


Figura 2.28
Modelo estructural del puente construido con el programa de computadora de la ref 8.17

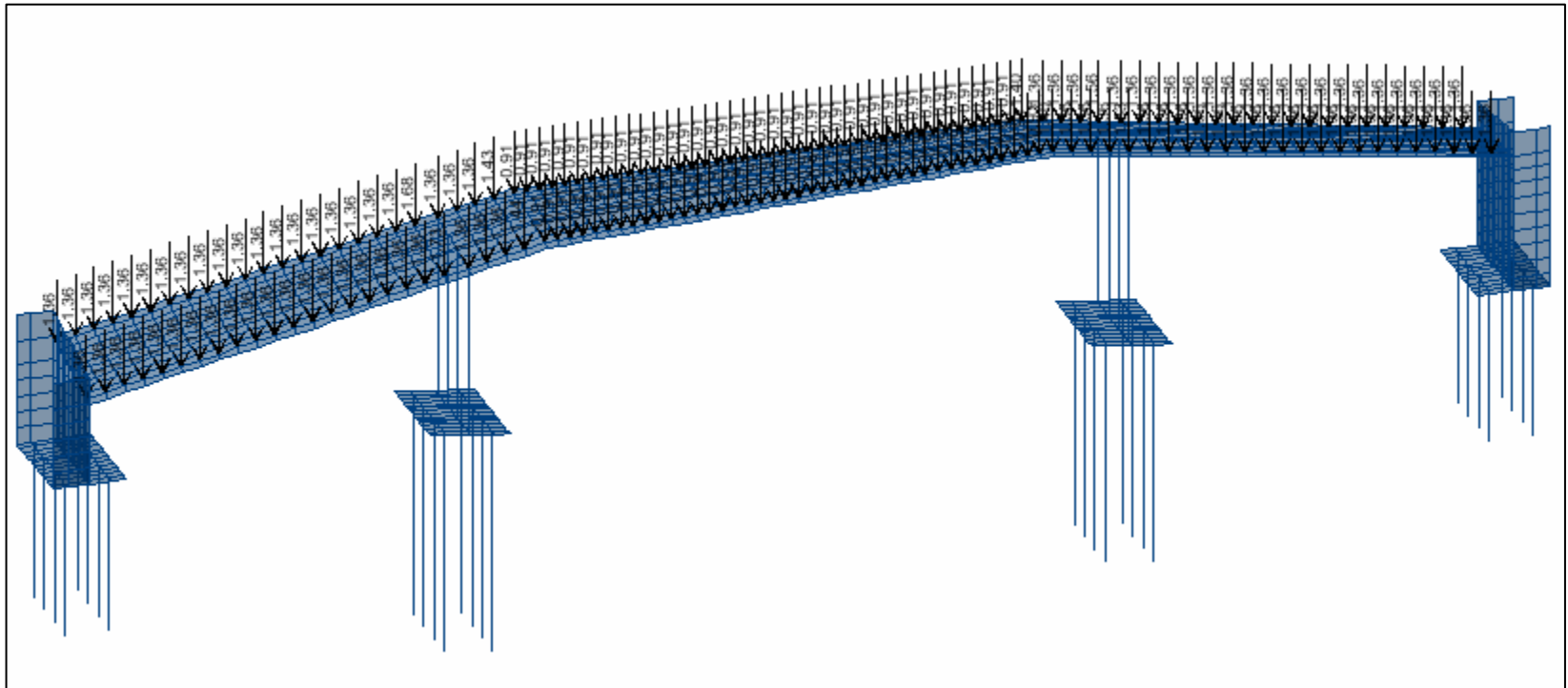


Figura 3.1
Fuerzas permanentes debidas al peso propio de la banqueta y guarnición (CM_{BG})

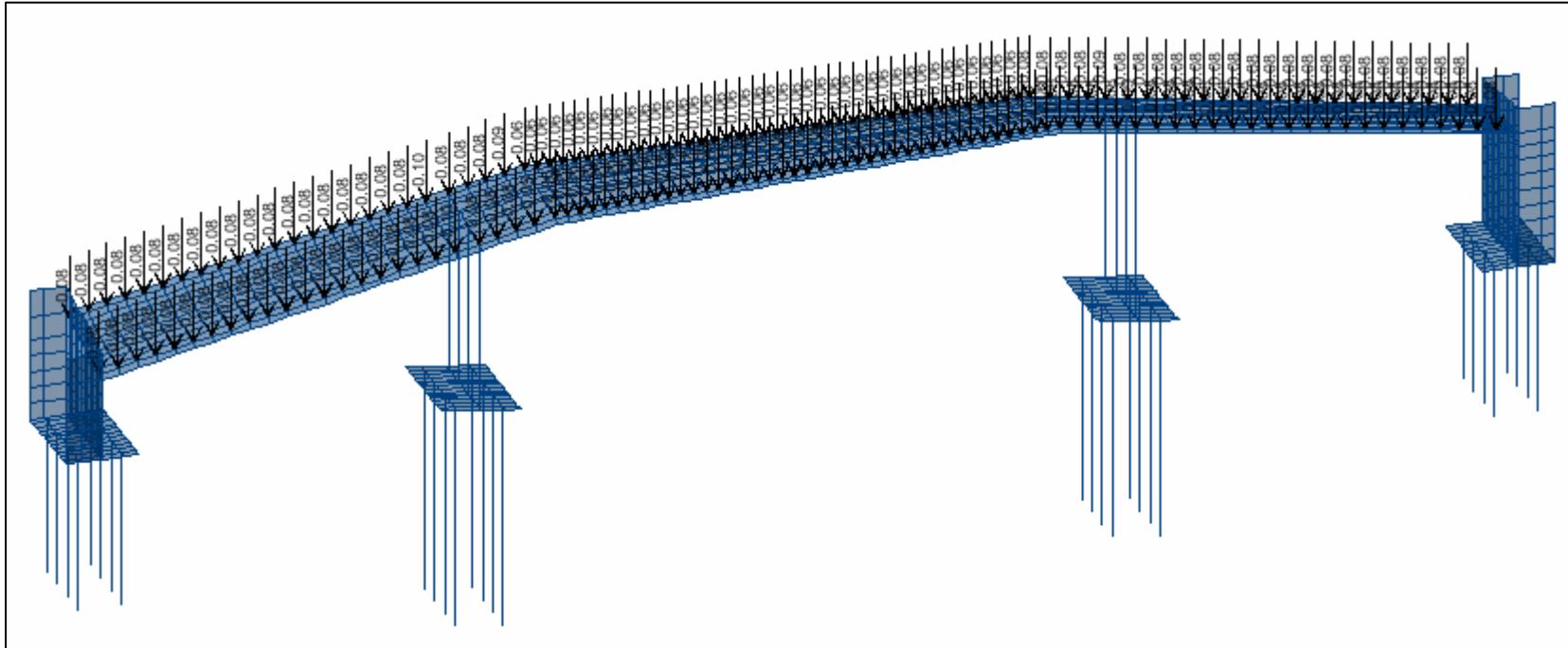


Figura 3.2
Fuerzas permanentes debidas al peso propio del parapeto (CM_{PA})

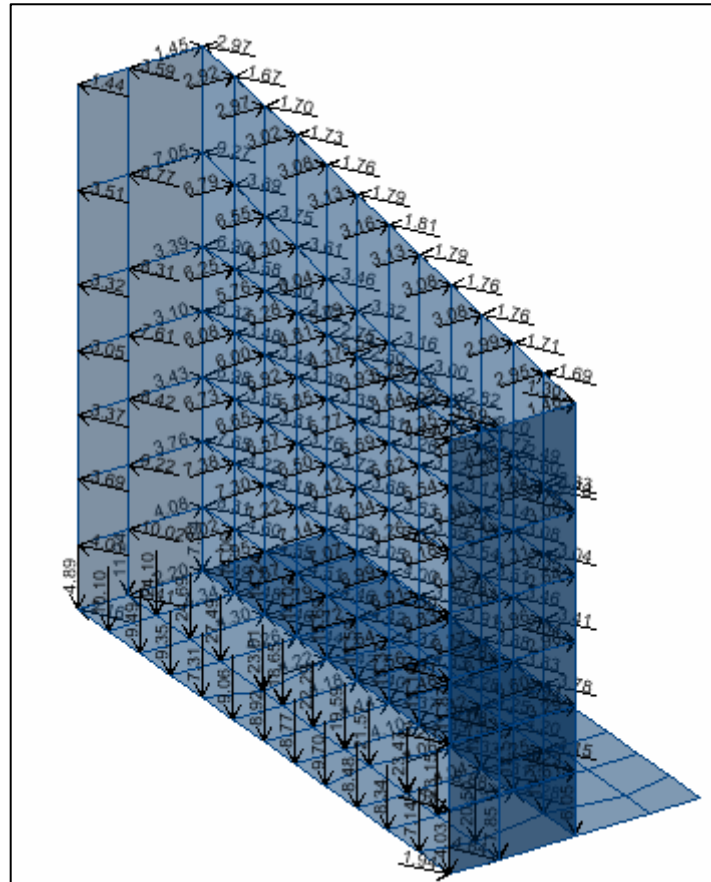


Figura 3.3
Fuerzas permanentes debidas al empuje de tierras (ET) en el estribo izquierdo

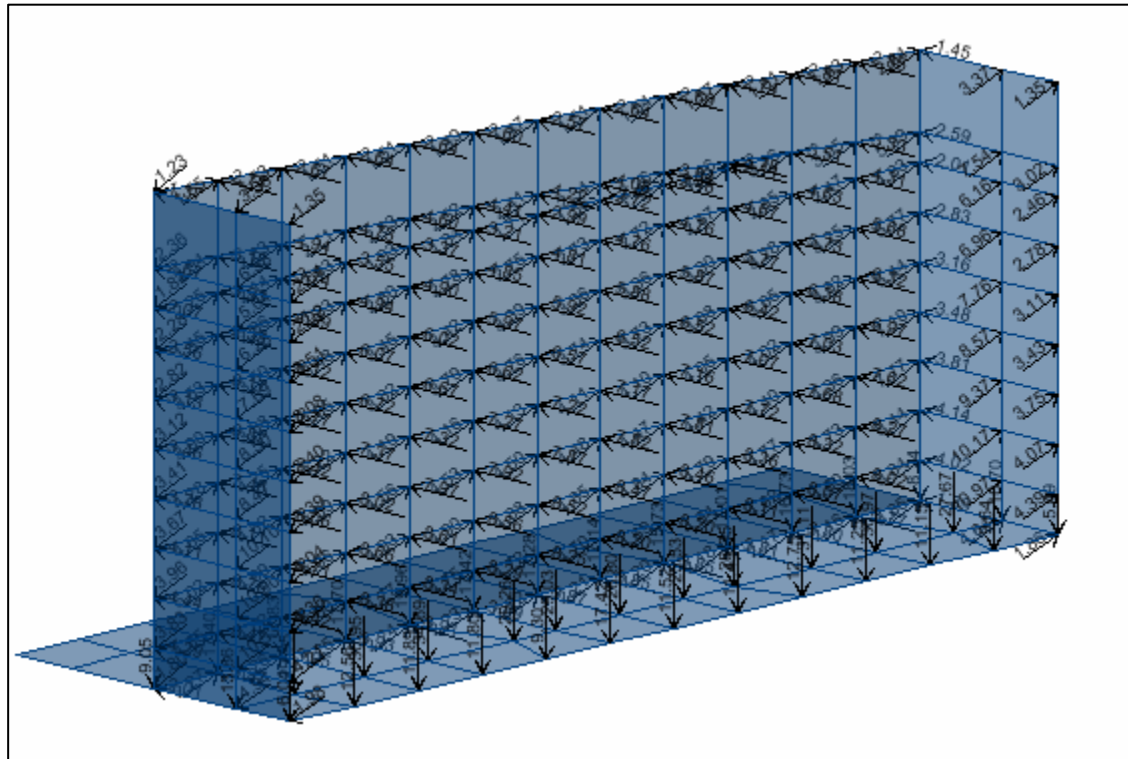


Figura 3.4
Fuerzas permanentes debidas al empuje de tierras (ET) en el estribo derecho

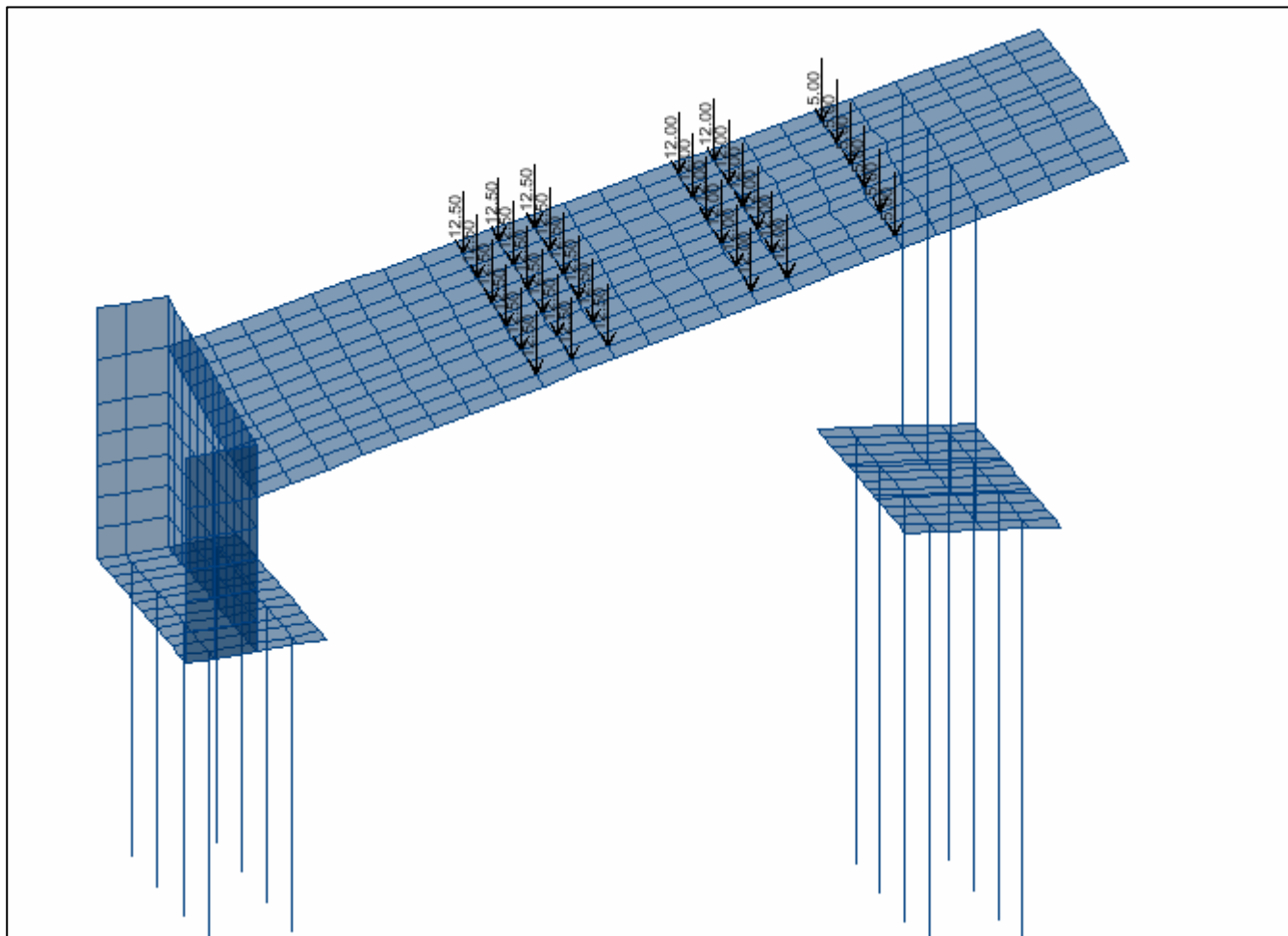


Figura 3.9
Fuerzas variables debidas a la carga viva IMT 66.5 en los carriles de circulación del tramo lateral (V_{L})

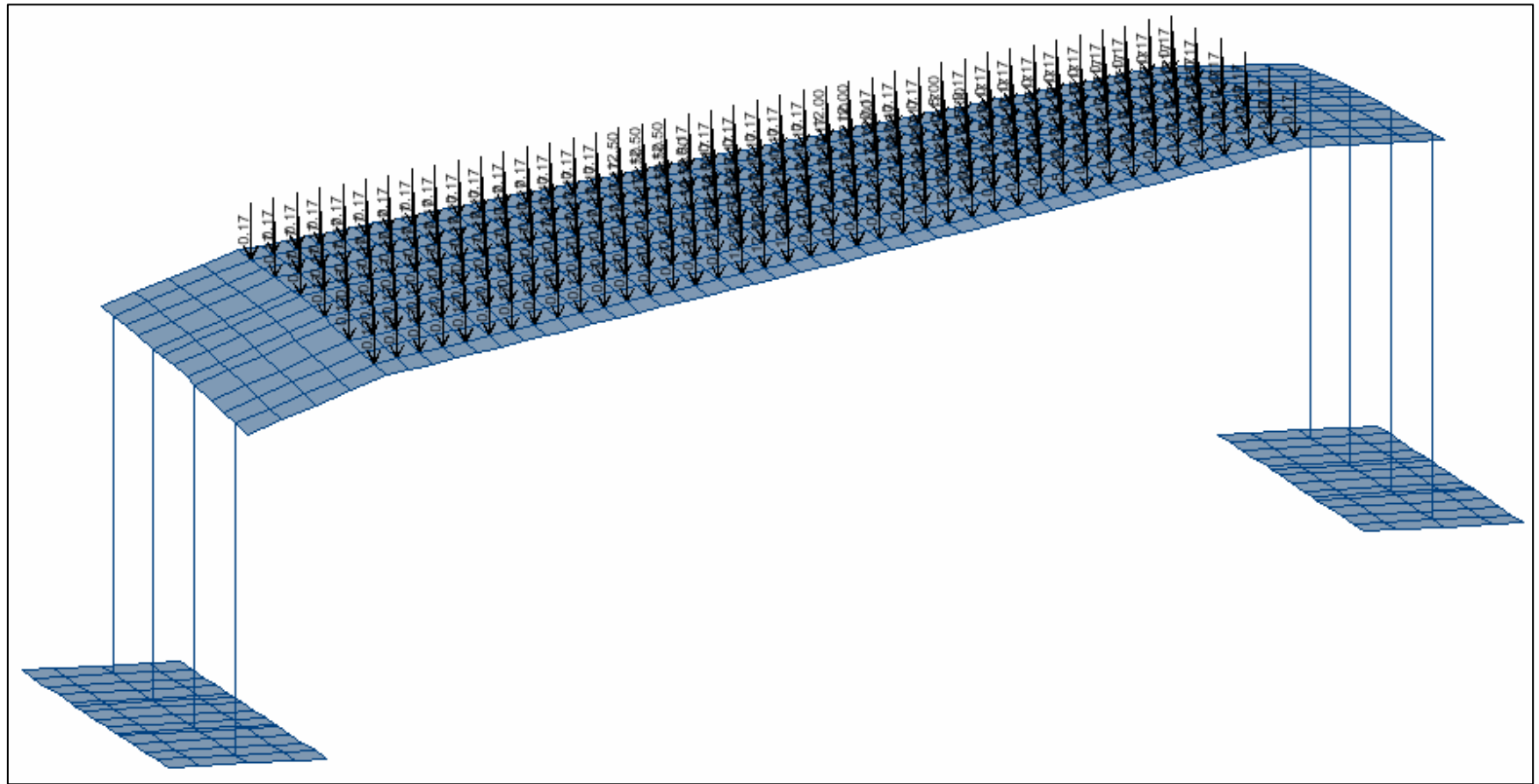


Figura 3.10
Fuerzas variables debidas a la carga viva IMT 66.5 en los carriles de circulación del tramo central (VI_C)

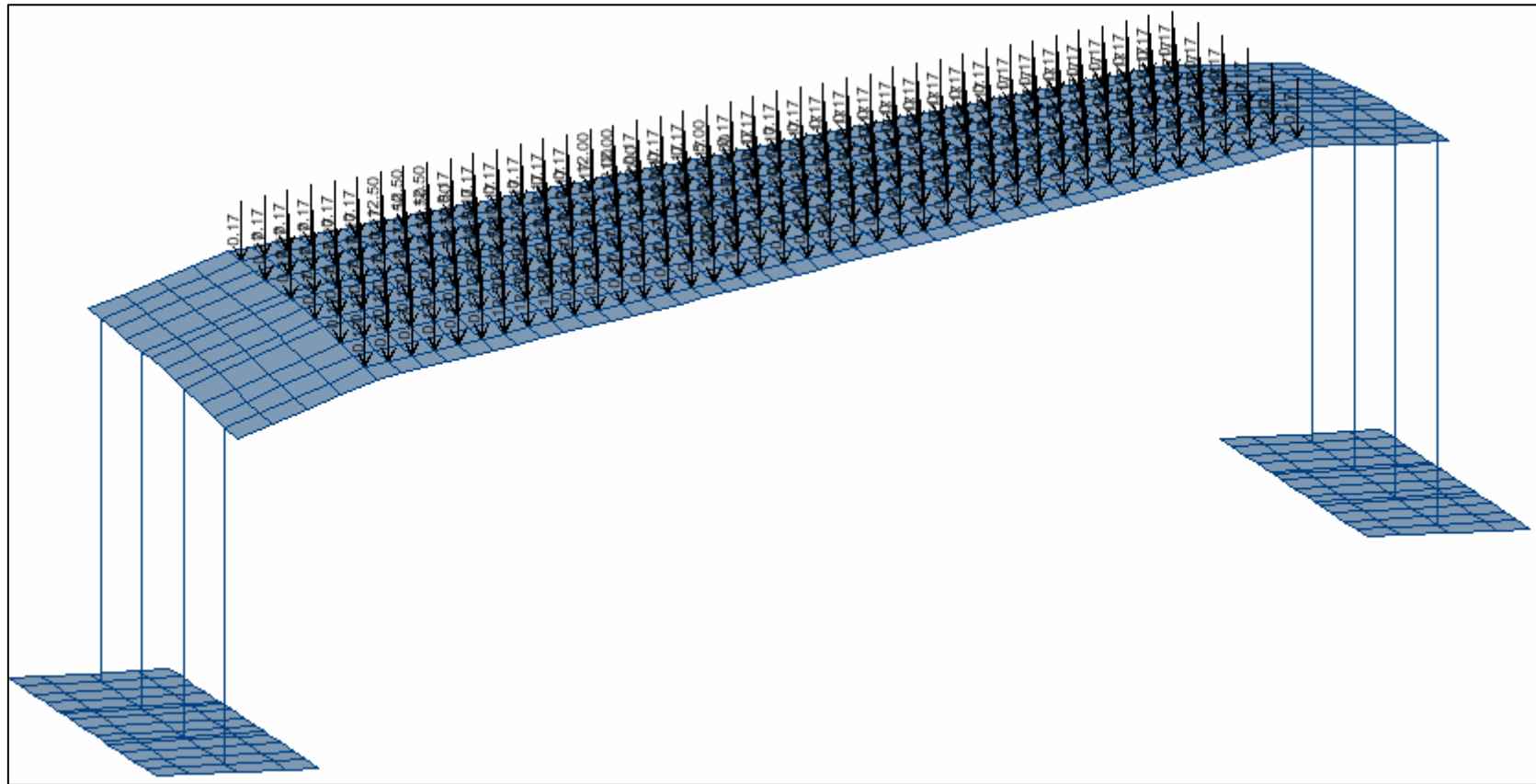
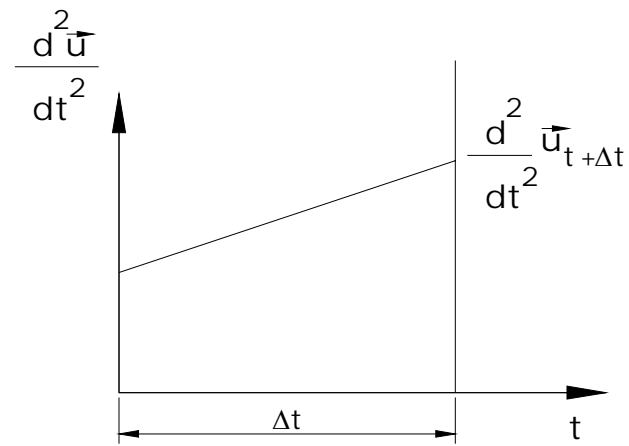


Figura 3.11
Fuerzas variables debidas a la carga viva IMT 66.5 en los carriles de circulación del volado (VI_v)



$$\text{Conocidos} \left\{ \begin{array}{l} \bar{u}_t = \bar{u}(t) \Big|_{t=t} \\ \frac{d}{dt} \bar{u}_t = \frac{d}{dt} \bar{u}(t) \Big|_{t=t} \\ \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_t = \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}(t) \Big|_{t=t} \end{array} \right. \quad \text{Por Cuantificar} \left\{ \begin{array}{l} \bar{u}_{t+\Delta t} \\ \frac{d}{dt} \bar{u}_{t+\Delta t} \\ \frac{d^2}{dt^2} \bar{u}_{t+\Delta t} \end{array} \right.$$

Fig 4.1
Variación lineal de la aceleración del método β de Newmark

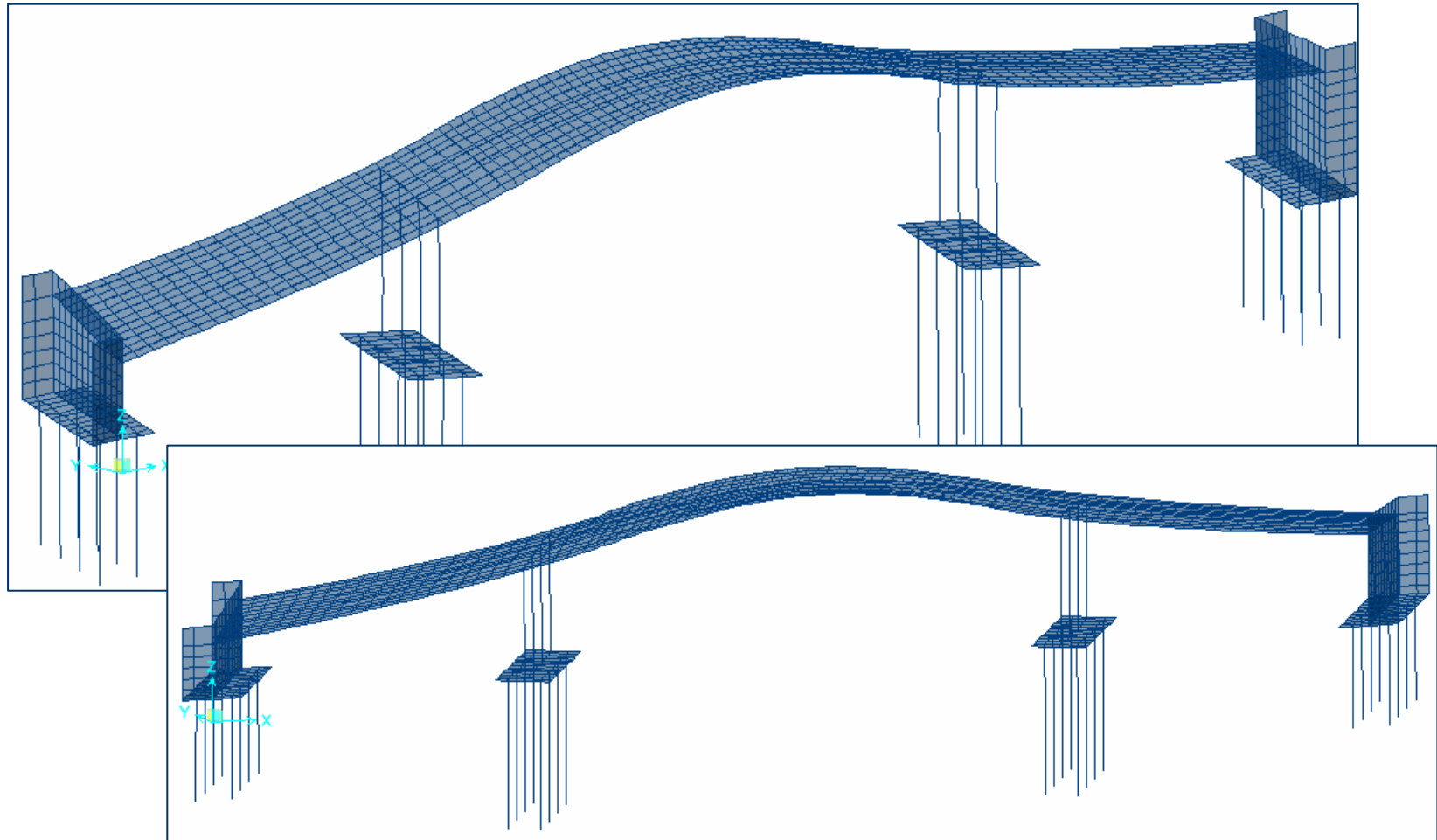


Fig 5.1
Forma modal correspondiente al primer modo de vibración del puente

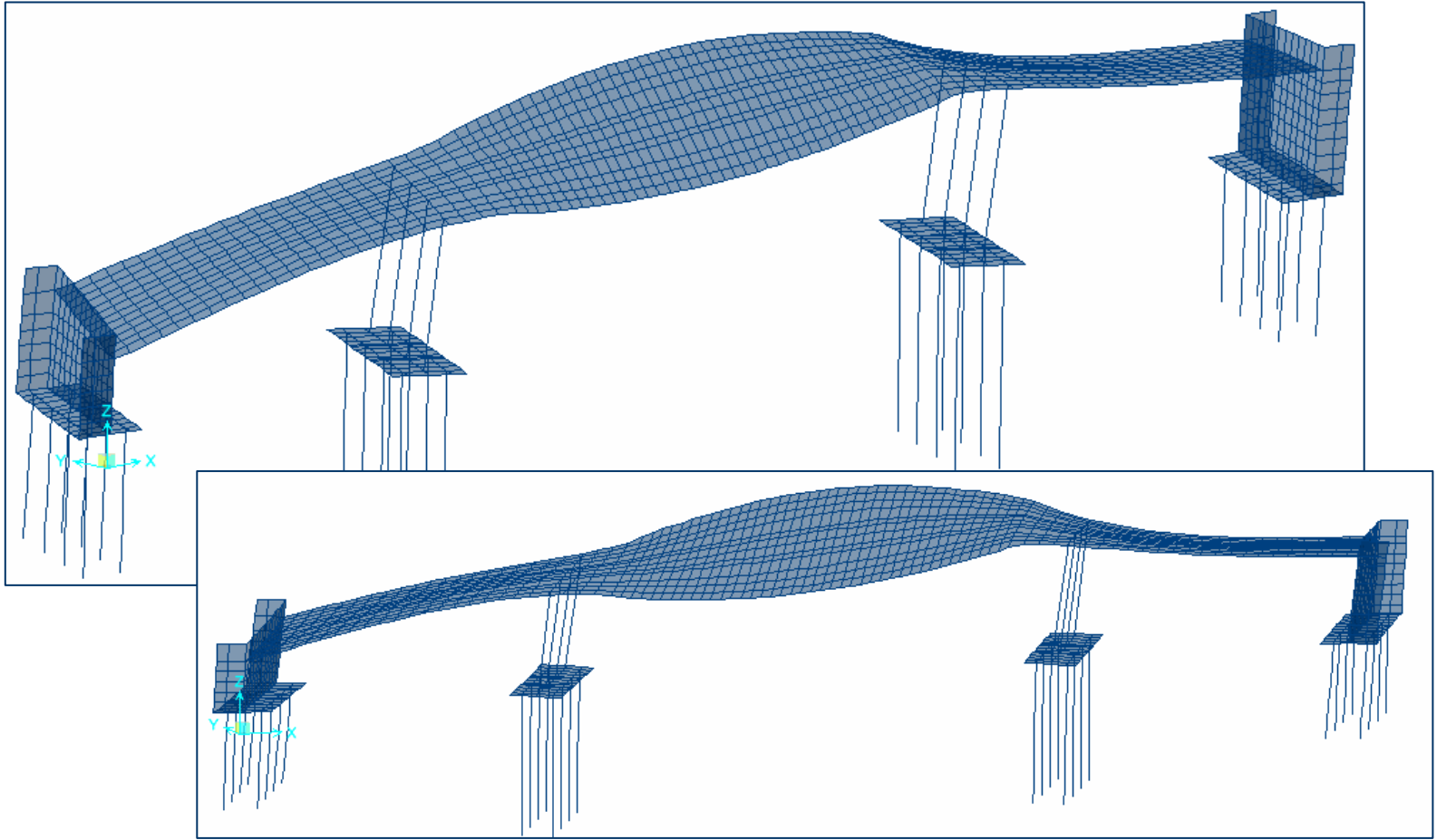


Fig 5.2
Forma modal correspondiente al segundo modo de vibración del puente

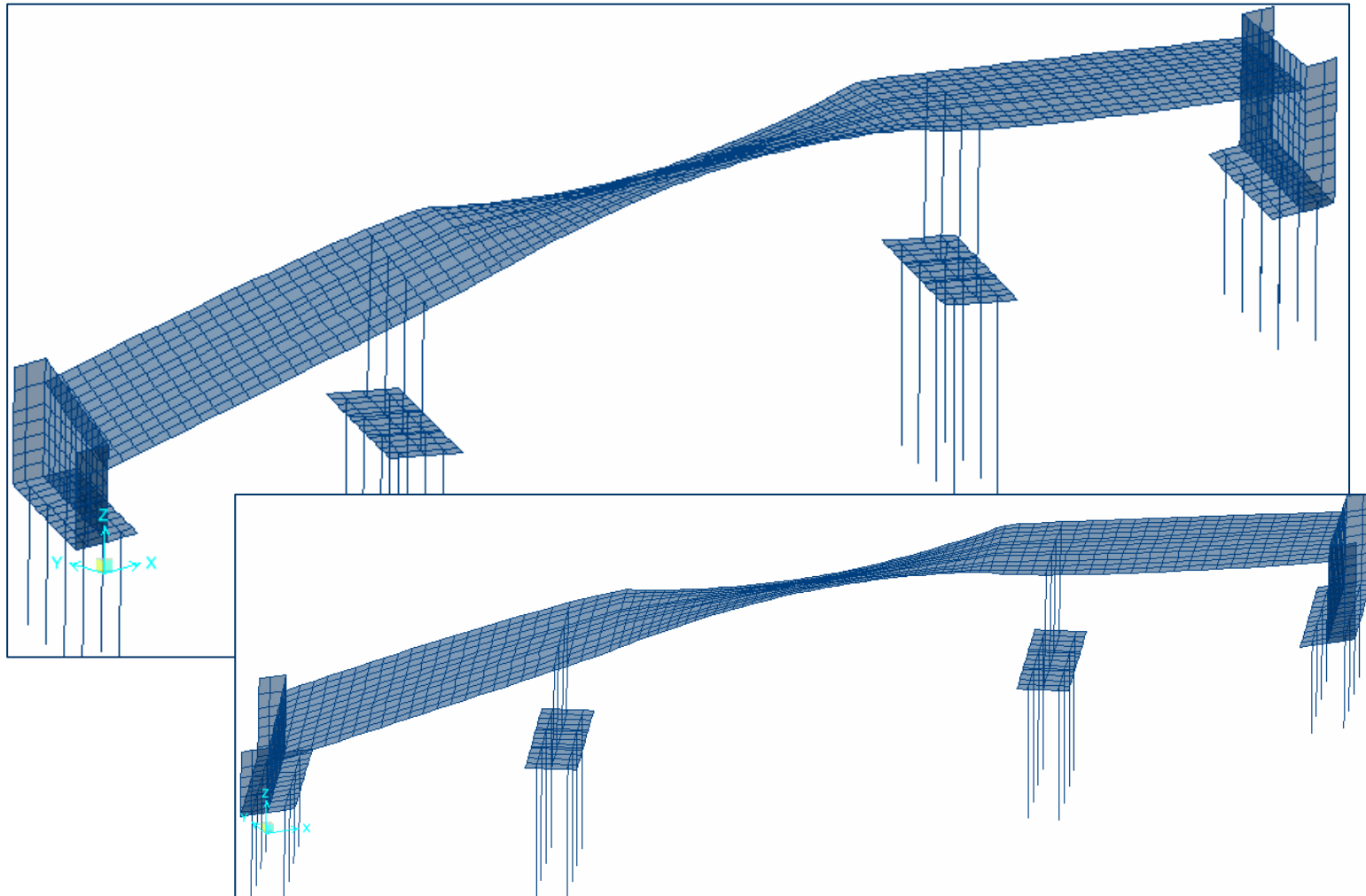


Fig 5.3
Forma modal correspondiente al tercer modo de vibración del puente

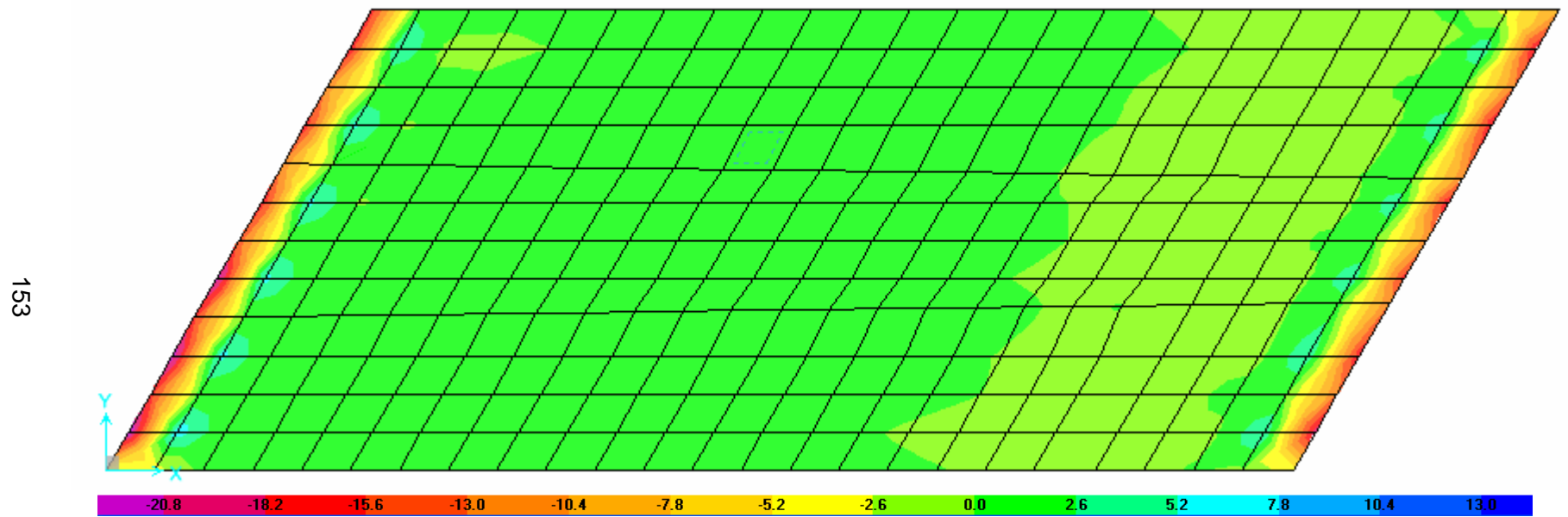


Figura 5.4
Momentos flexionantes transversales M_{22} de los elementos finitos cascarón de la losa de los cuerpos laterales para la condición de carga CC_{IL}

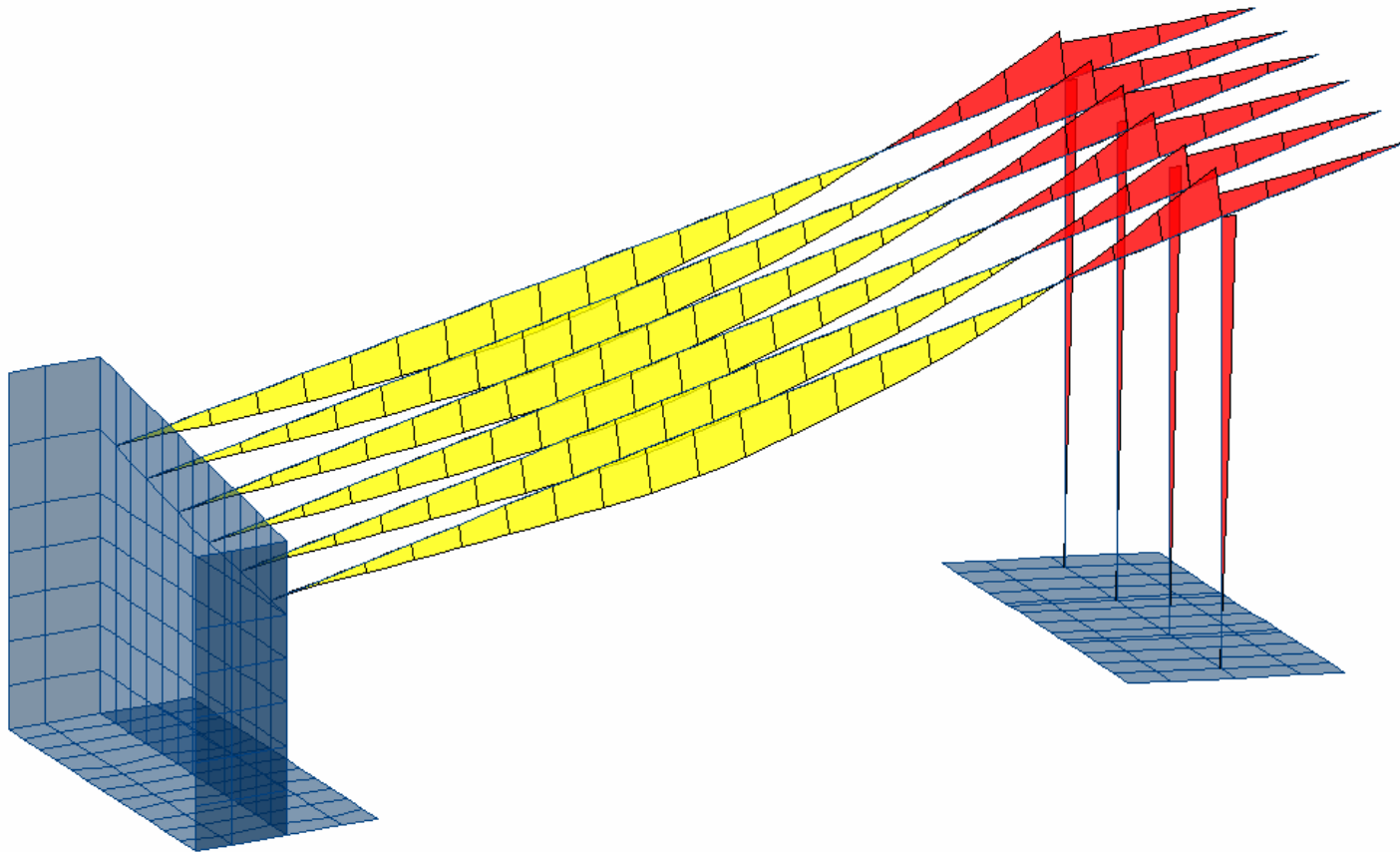


Figura 5.5
Momentos flexionantes M_3 de las traves de los cuerpos laterales para la condición de carga CC_{IL}

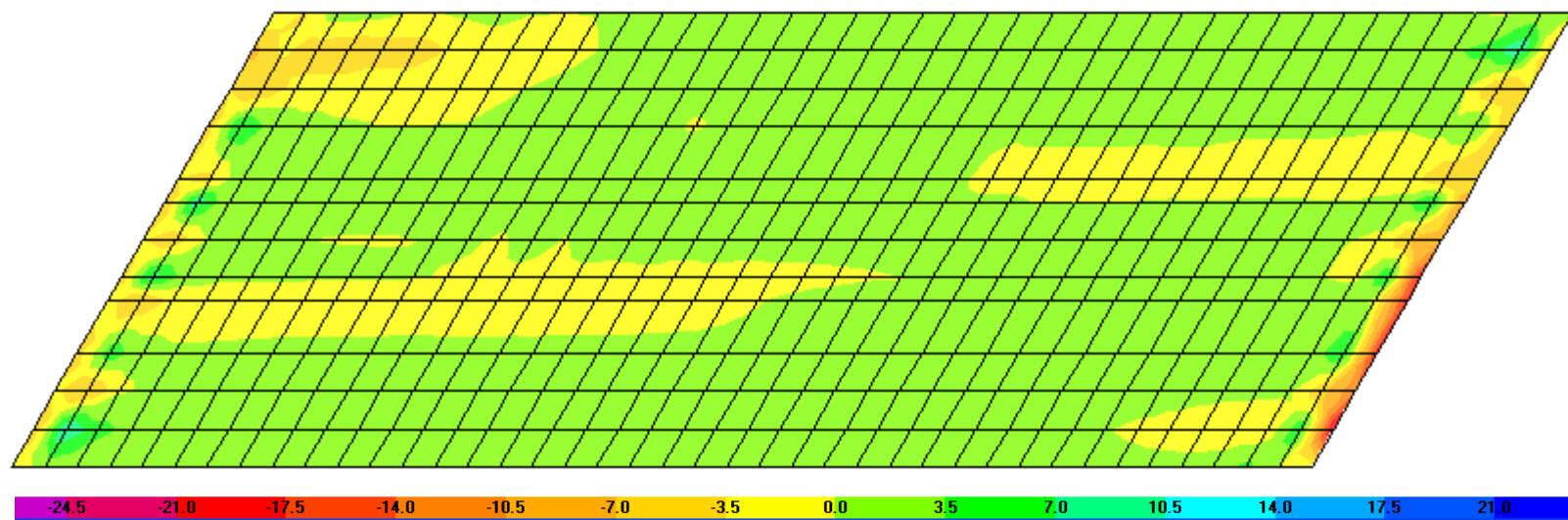


Figura 5.6
Momentos flexionantes transversales M_{22} de los elementos finitos cascarón de la losa del cuerpo central para la condición de carga CC_{IC}

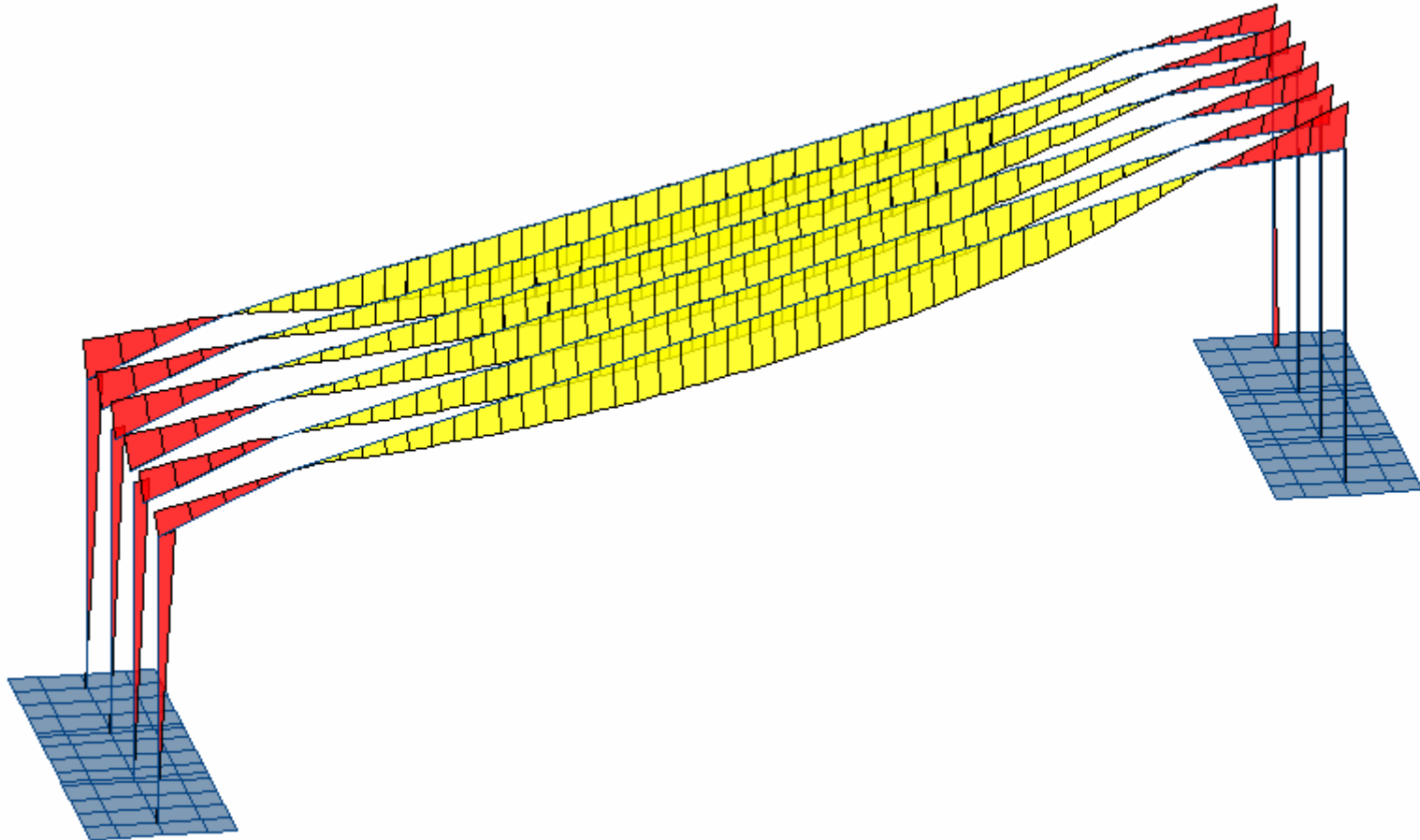


Figura 5.7
Momentos flexionantes M_3 de las traves del cuerpo central para la condición de carga CC_{Ic}

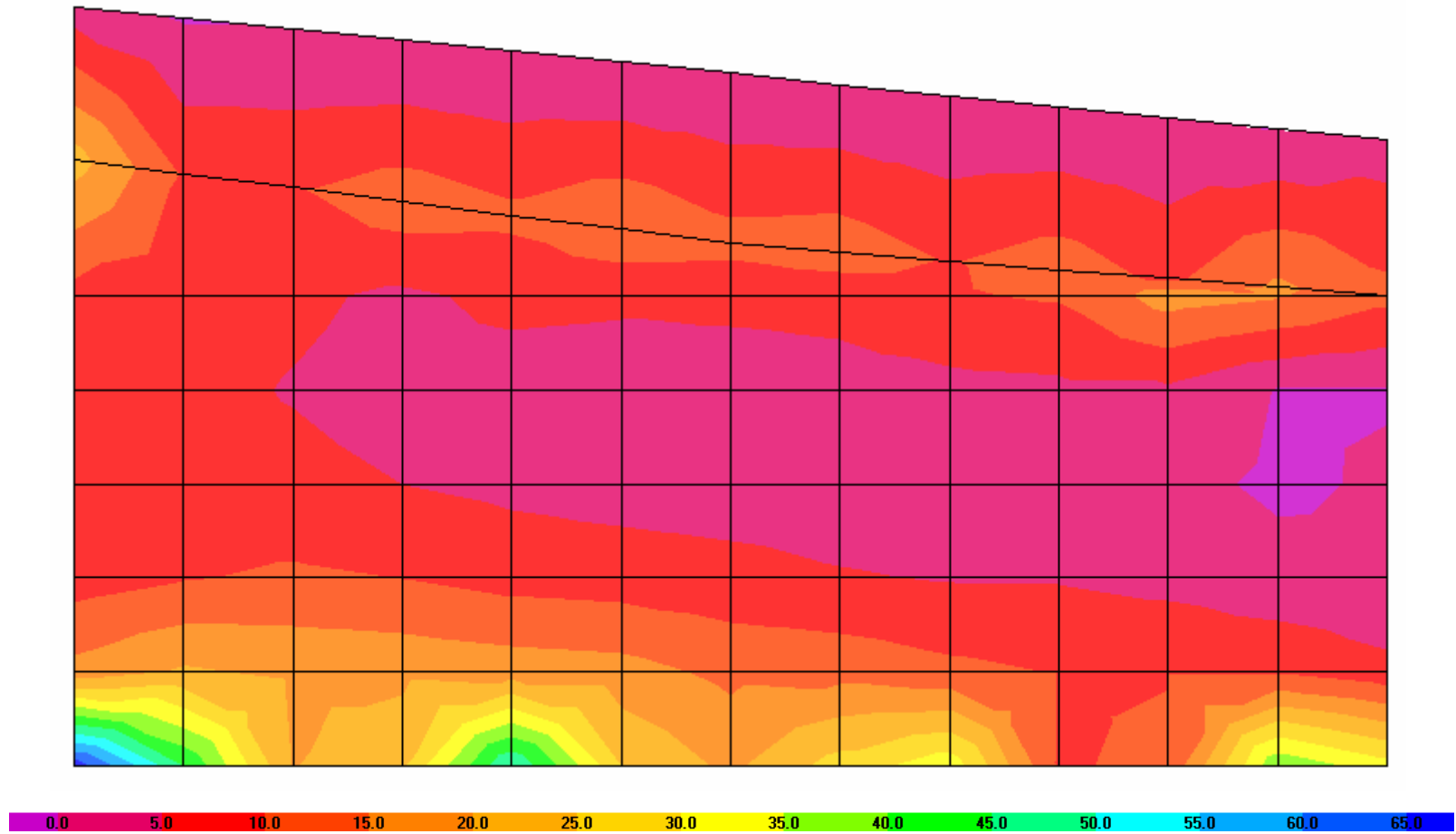


Figura 5.8
Momentos flexionantes verticales M_{22} de los elementos finitos cascarón del muro de respaldo del estribo del puente para la condición de carga CC_{7Aa2L}

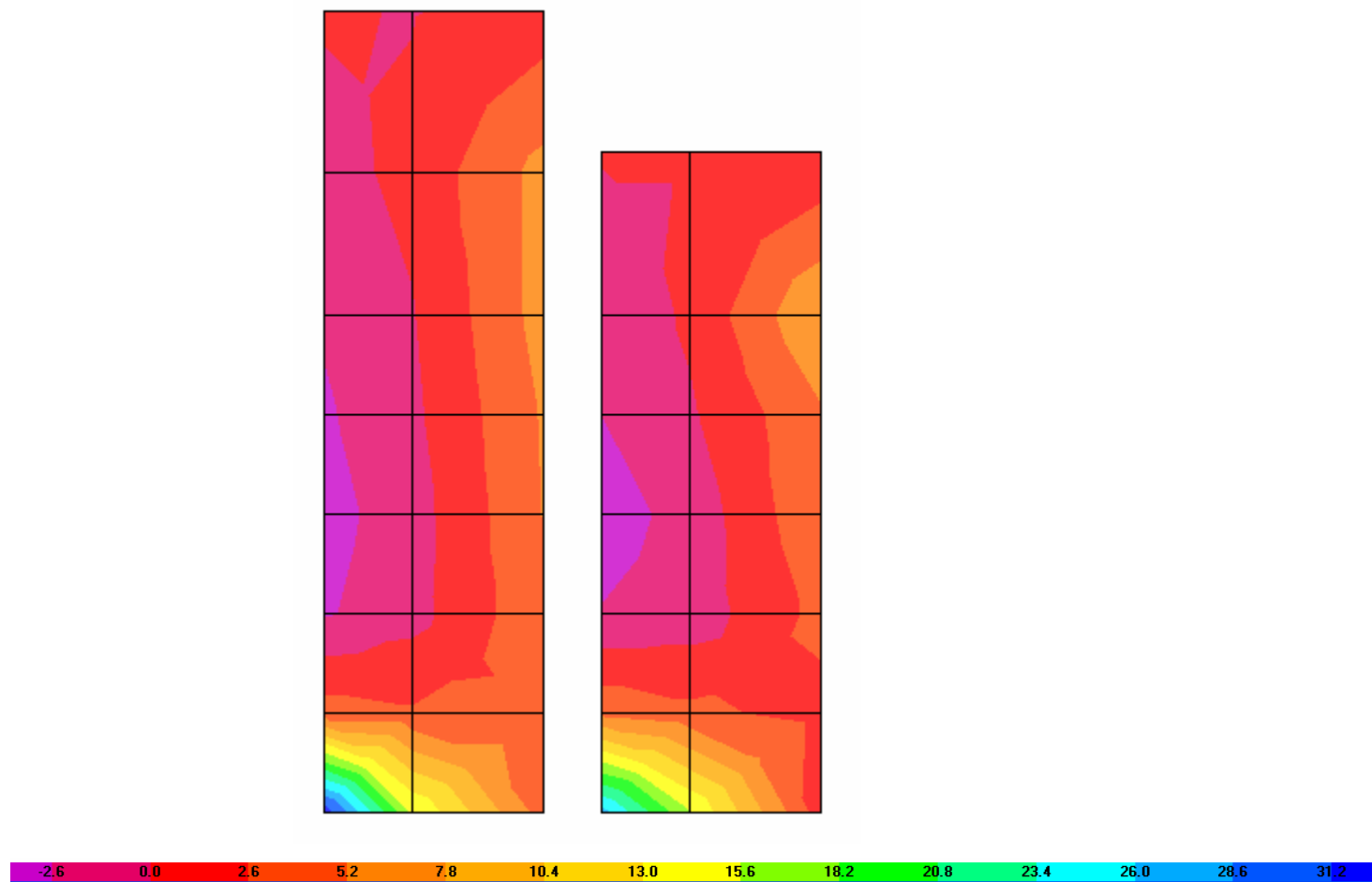


Figura 5.9
Momentos flexionantes verticales M_{22} de los elementos finitos cascarón de los muros alero del estribo del puente para la condición de carga CC_{7Aa2L}

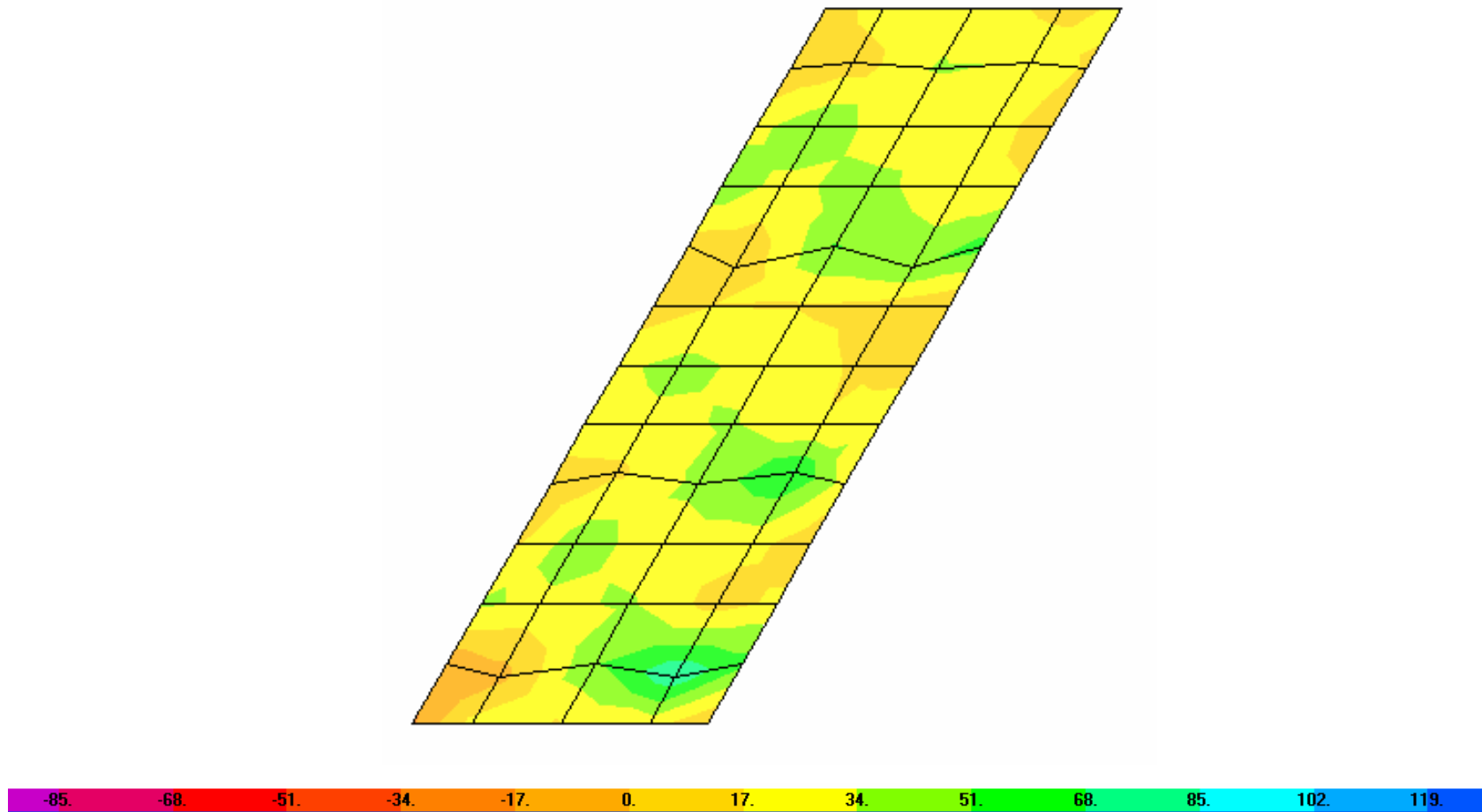


Figura 5.10
Momentos flexionantes transversales M_{22} de la zapata de cimentación del estribo del puente para la condición de carga CC_{7Ab2L}

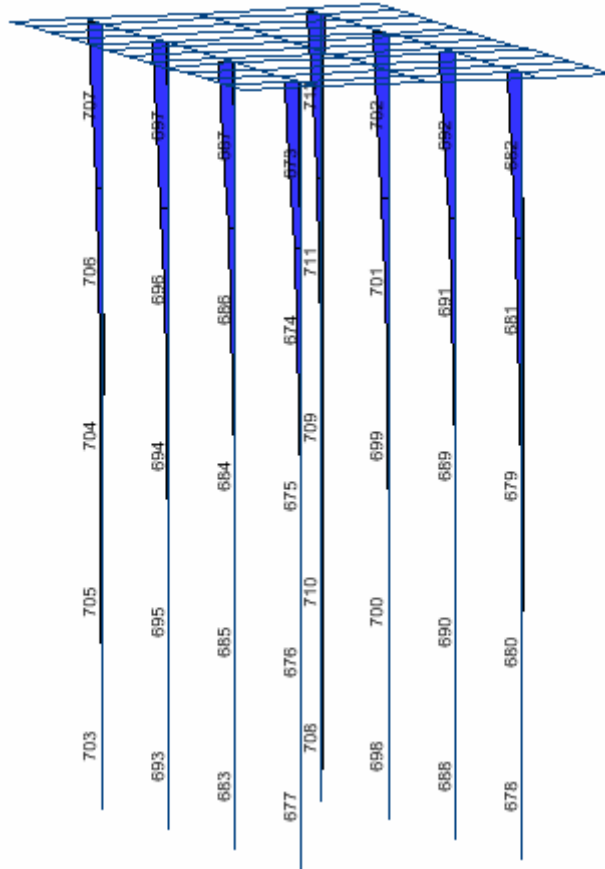


Figura 5.11
Momentos flexionantes M_2 de los pilotes del estribo del puente para la
condición de carga CC_{7Ab2L}

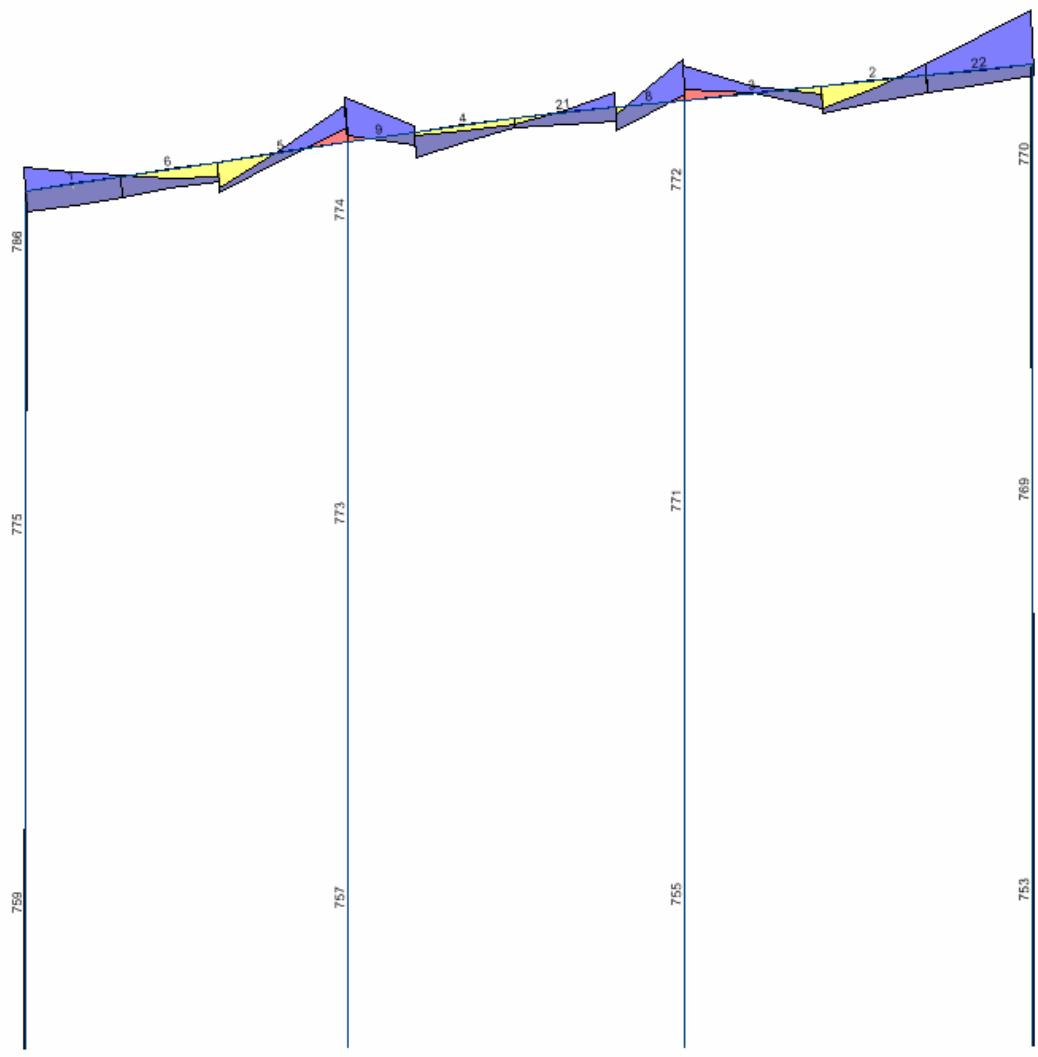


Figura 5.12
Momentos flexionantes M_3 de las traves del cabezal del caballete para la combinación de carga CC_{7Ab4V}

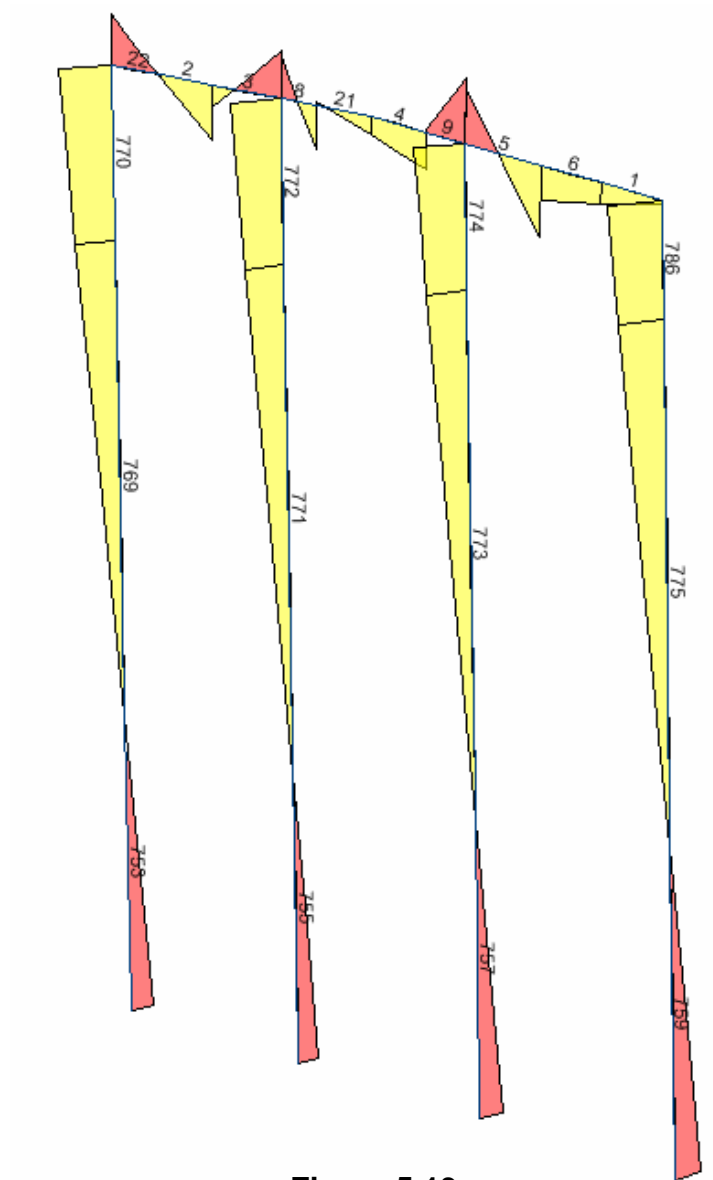


Figura 5.13
Momentos flexionantes M_3 de las columnas del caballete para la combinación de carga CC_{IV}

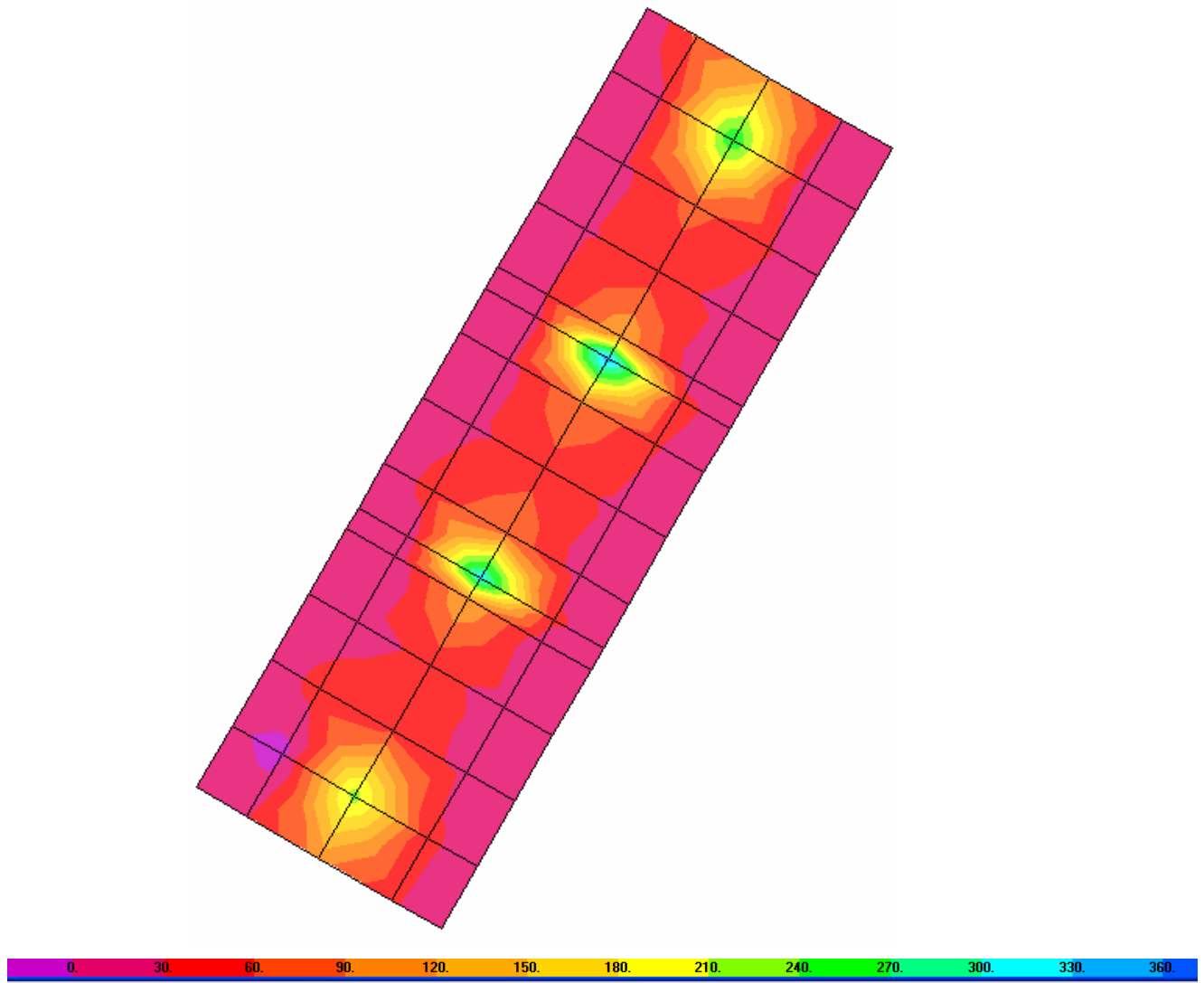


Figura 5.14
Momentos flexionantes longitudinales M_{11} de la zapata de cimentación del
caballete del puente para la condición de carga CC_{7Ab2L}

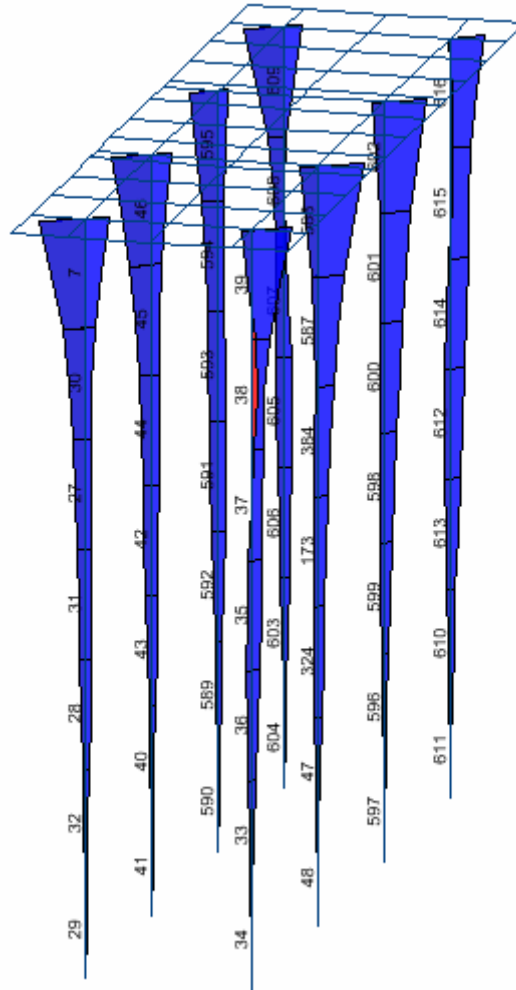


Figura 5.15
Momentos flexionantes M_3 de los pilotes del caballete del puente para la
condición de carga CC_{7Ab2L}

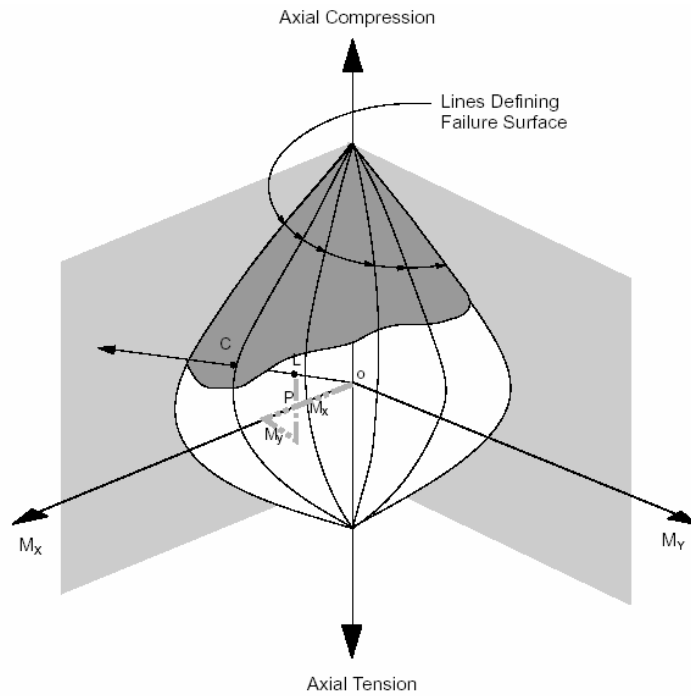


Figura 6.1
Elementos para cuantificar el cociente de capacidad (CC) para los elementos estructurales sometidos a flexocompresión biaxial (ref 8.17)

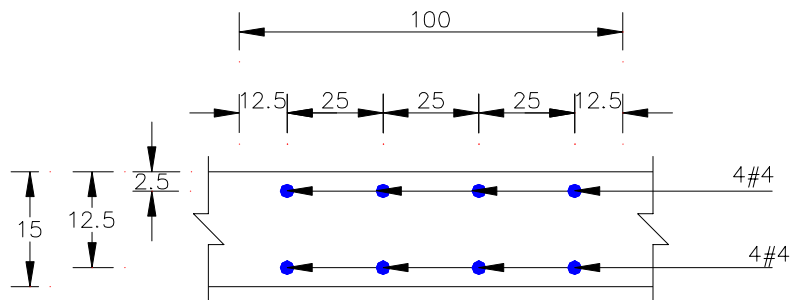
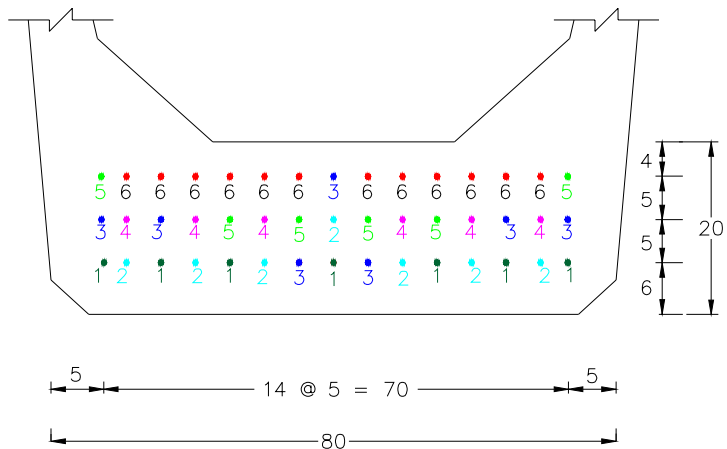


Figura 6.2
Distribución del acero de refuerzo en la losa de la superestructura del puente

a) Sección Transversal



torón No1	7 piezas
torón No2	7 piezas
torón No3	7 piezas
torón No4	6 piezas
torón No5	6 piezas
torón No6	12 piezas
total	45 torones de F=0.6"

acotaciones en cm

b) Corte longitudinal

166

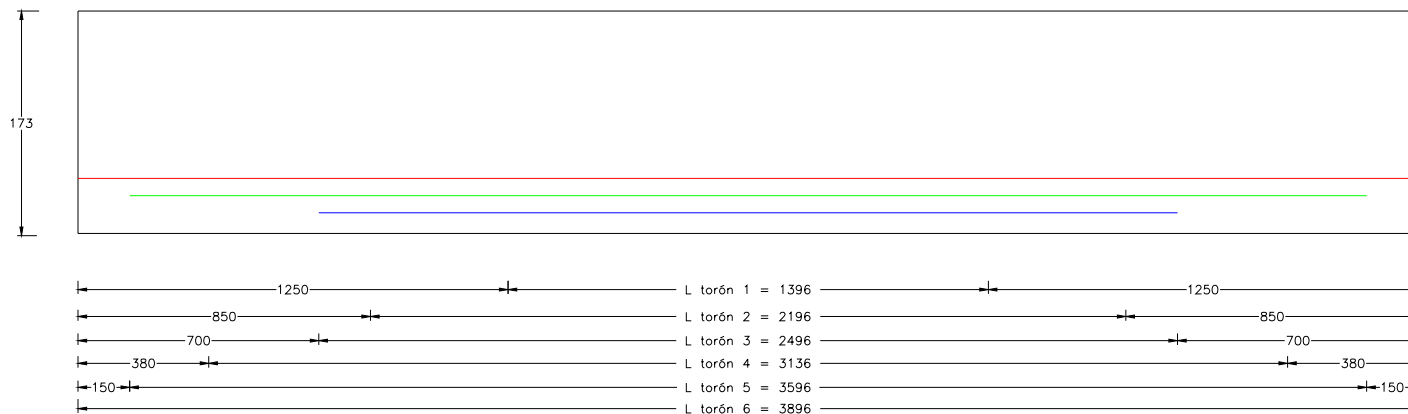
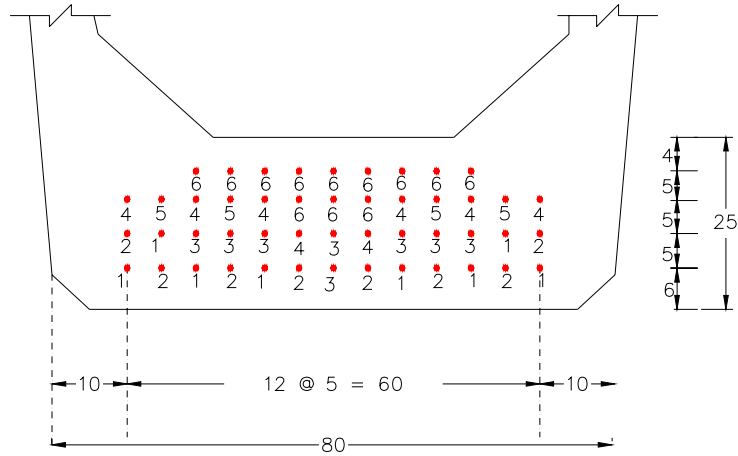


Figura 6.3

Distribución de presfuerzo en las traves pretensadas del tramo central de la superestructura del puente (45 Torones)

a) Sección Transversal



torón No1	8 piezas
torón No2	8 piezas
torón No 3	8 piezas
torón No 4	8 piezas
torón No 5	4 piezas
torón No 6	12 piezas
Total	48 torones de F=0.6"

acotaciones en cm

b) Corte longitudinal

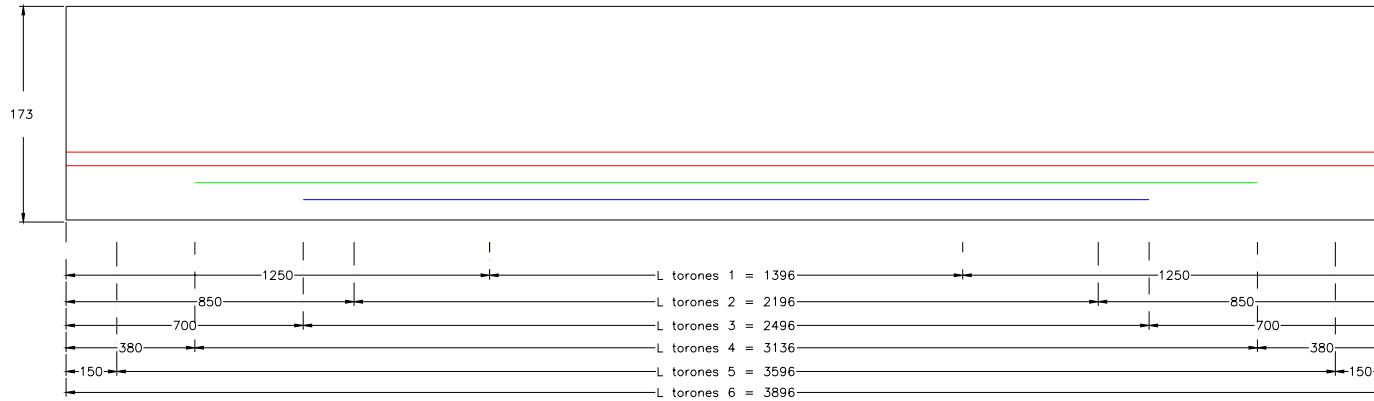
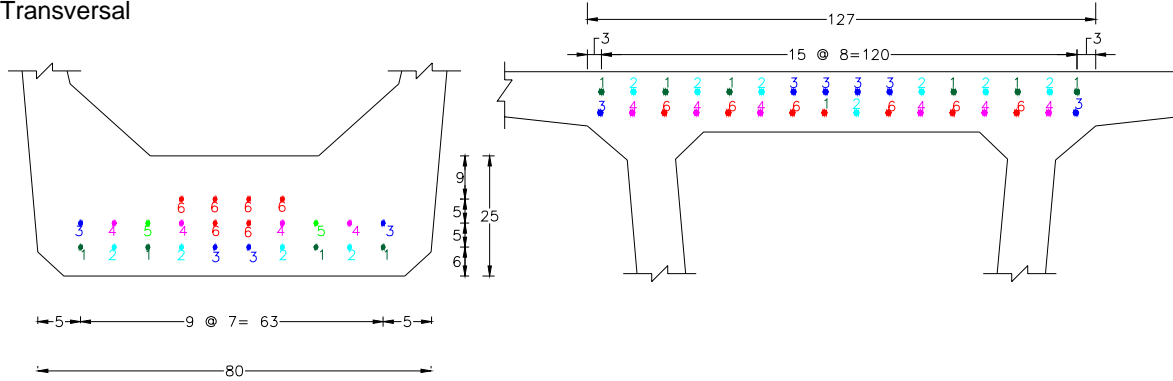


Figura 6.4

Distribución de presfuerzo en las traves del tramo central de la superestructura del puente (48 Torones)

a) Sección Transversal



b) Corte longitudinal

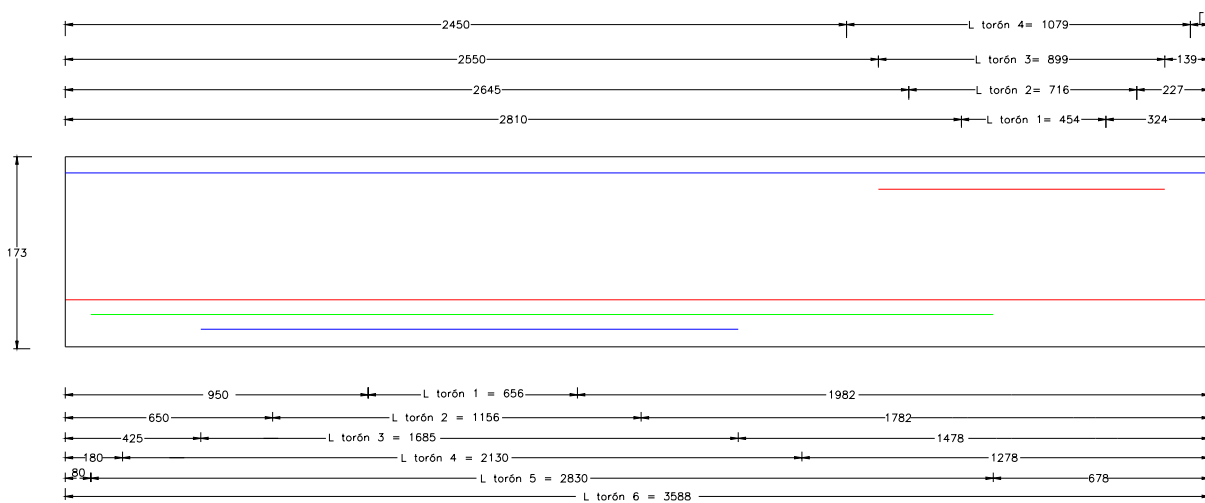
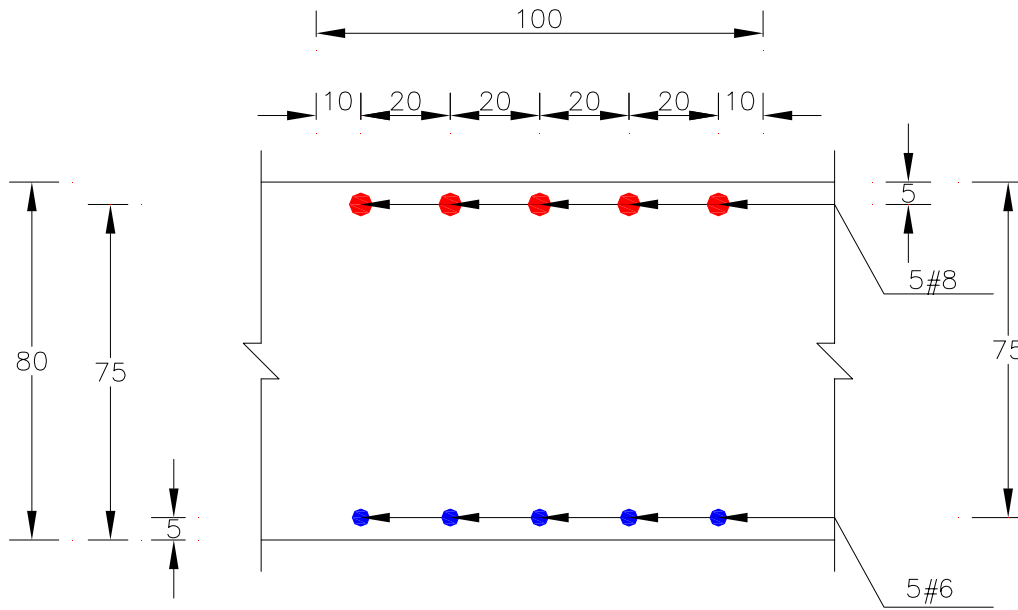


Figura 6.5

Distribución de presfuerzo en las traves de los tramos laterales de la superestructura del puente

a) Espesor 80 cm



b) Espesor 30 cm

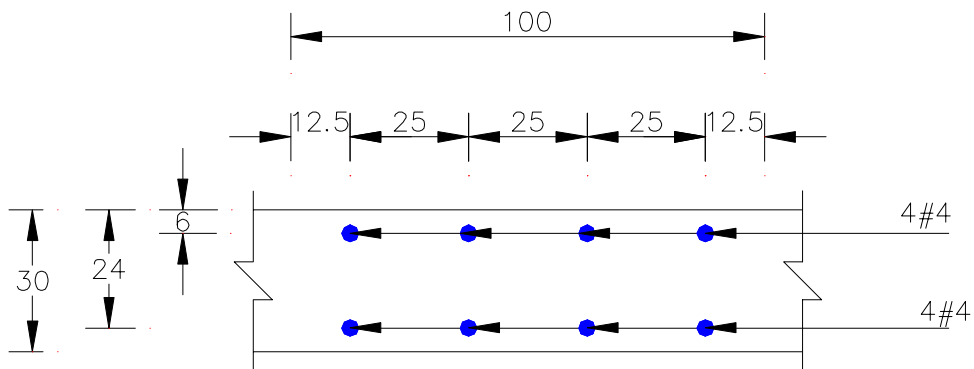


Figura 6.6
Distribución del acero de refuerzo en los muros de respaldo de los estribos del puente

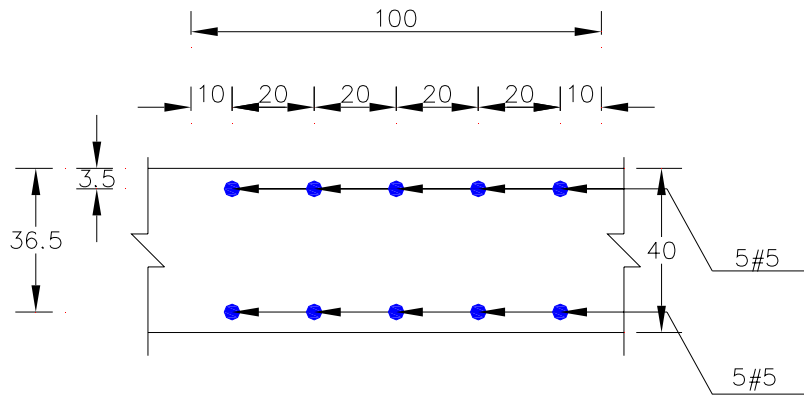


Figura 6.7
Distribución del acero de refuerzo en los muros alero de los estribos del puente

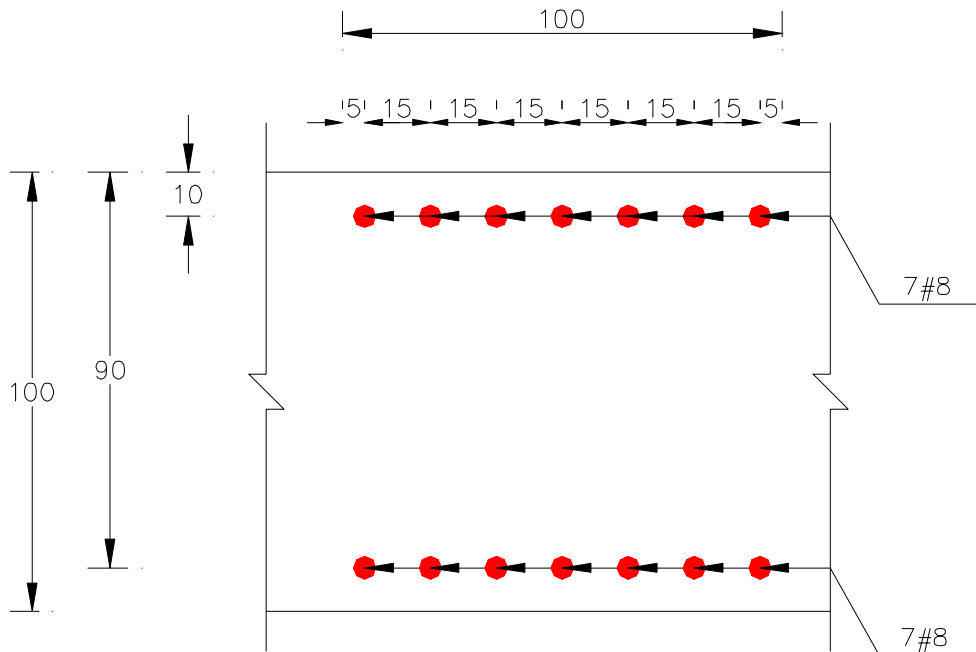


Figura 6.8
Distribución del acero de refuerzo en la losa de las zapatas de cimentación de los estribos del puente

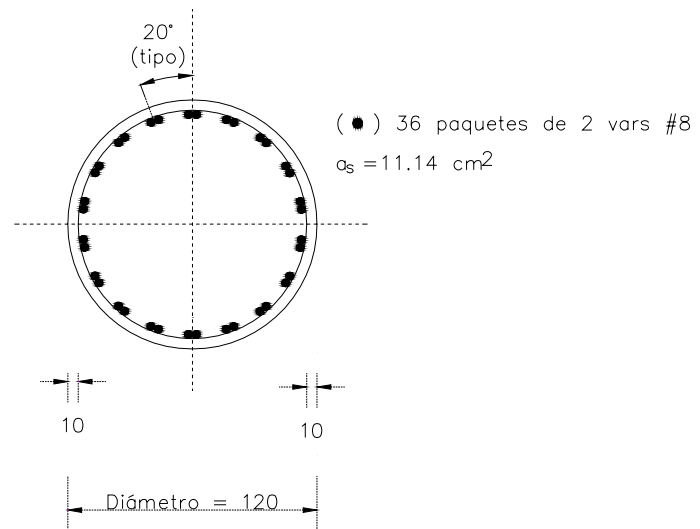


Figura 6.9
Distribución del acero de refuerzo en los pilotes de cimentación de los estribos del puente

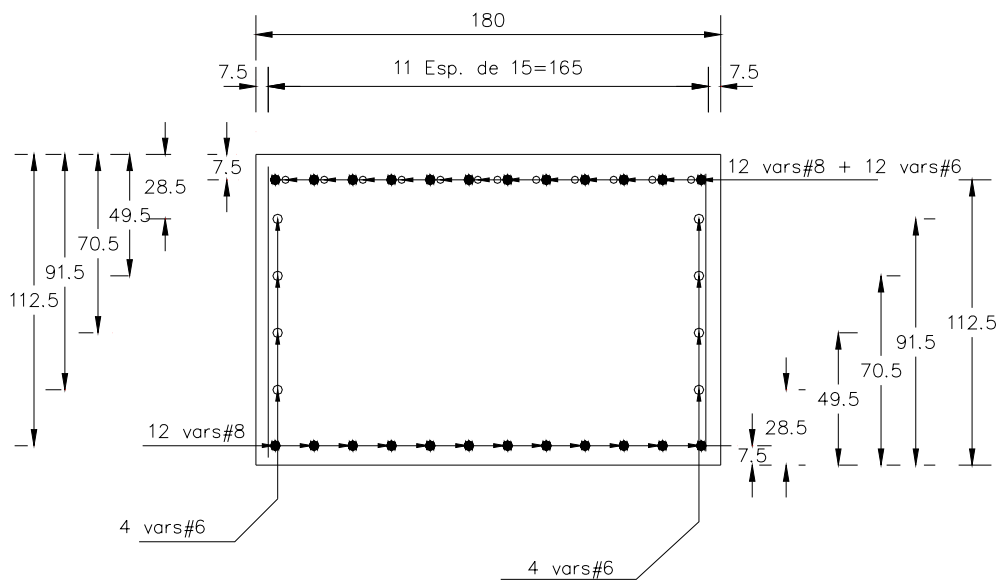
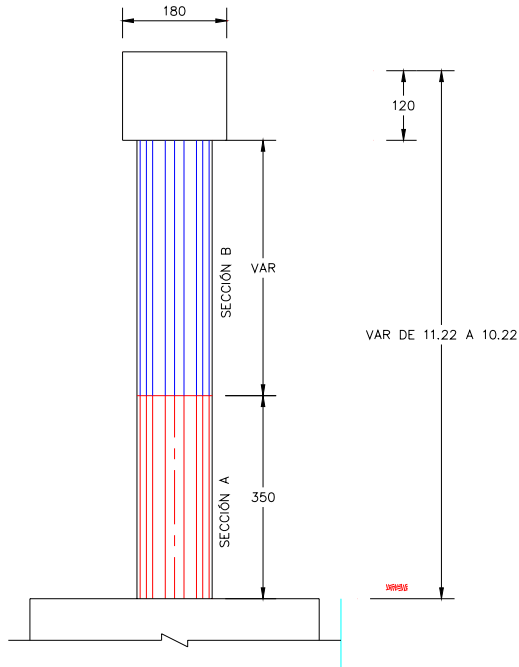


Figura 6.10

Distribución del acero de refuerzo en las traves del cabezal de los caballetes del puente

a) Elevación



b) Secciones transversales

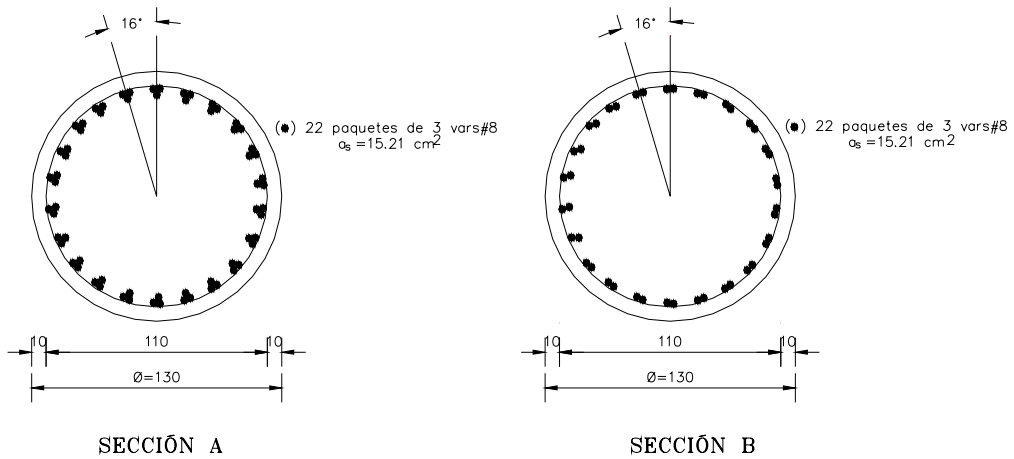


Figura 6.11
Distribución del acero de refuerzo en las columnas de los caballetes del puente

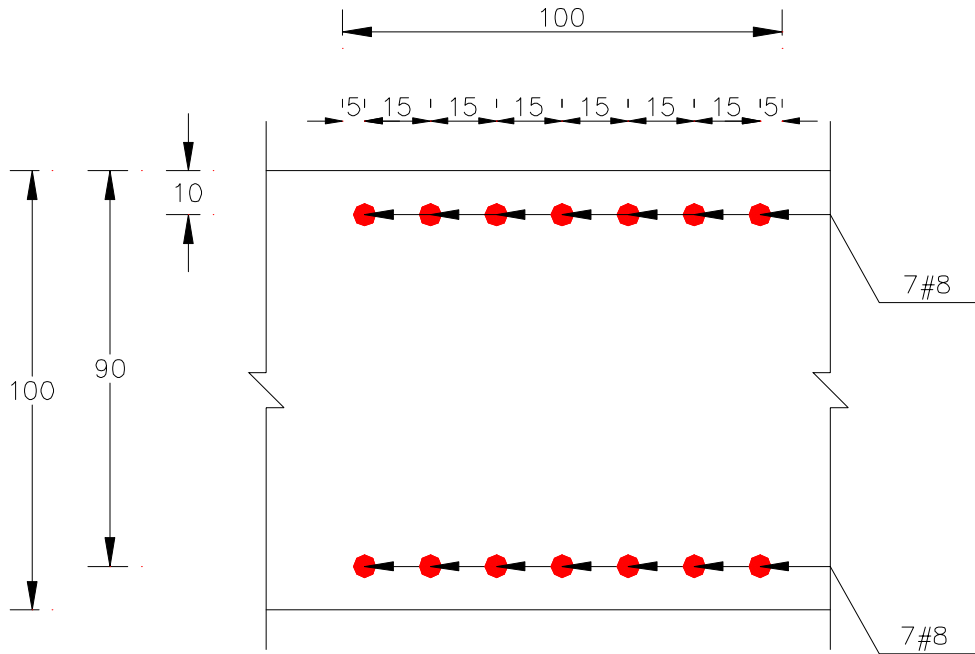


Figura 6.12
Distribución del acero de refuerzo en la losa de las zapatas de cimentación de los caballetes del puente

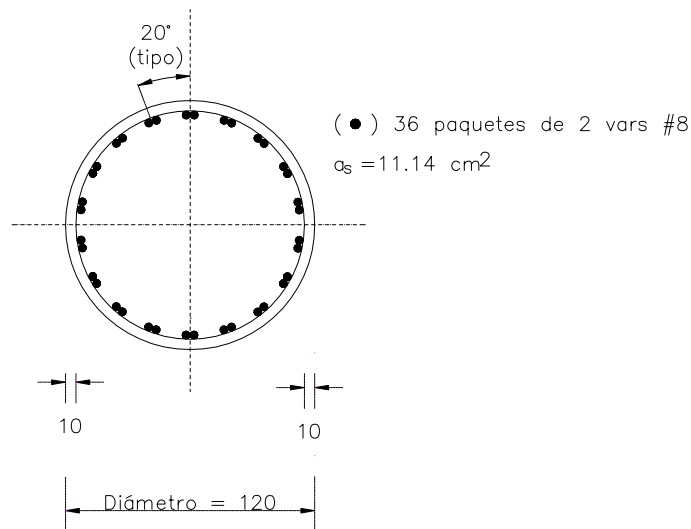


Figura 6.13
Distribución del acero de refuerzo en los pilotes de cimentación de los caballetes del puente