



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

**COORDINACIÓN DEL PROYECTO
EJECUTIVO DEL PUENTE “ALBATROS” EN
EL RECINTO PORTUARIO DE LÁZARO
CÁRDENAS, MICH.**

T E S I N A
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES
P R E S E N T A
ING. JESÚS ENRIQUE GÓMEZ FLORES

Asesor.
ING. ALFREDO P. MORALES NETZAHUALCÓYOTL

NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO, JUNIO DEL 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

COORDINACION DE PROYECTO EJECUTIVO DEL PUENTE “ALBATROS” EN EL RECINTO PORTUARIO DE LAZARO CARDENAS, MICH.

1.	INTRODUCCION.....	2
2.	ANTECEDENTES.....	4
3.	ESTUDIOS PREVIOS	
3.1	Estudio topográfico y de proyecto geométrico.....	10
3.2	Estudio topohidráulico, hidráulico e hidrológico.....	17
3.3	Estudio geológico - geofísico.....	20
3.4	Estudio Mecánica de suelos.....	26
3.5	Estudio de riesgo sísmico local.....	35
3.6	Estudio de incidencia de viento.....	45
4.	PROYECTO CONSTRUCTIVO	
4.1	Proyecto estructural.....	48
4.2	Catalogó de conceptos y volúmenes de obra.....	75
4.3	Señalamiento vertical y horizontal.....	77
5.	ANEXOS.....	77
5.1	Planta general de proyecto geométrico,	
5.2	Planos generales del puente (ESTRUCTURALES)	

1.- INTRODUCCION

El presente trabajo tiene la finalidad de mostrar las actividades necesarias para el desarrollo de un proyecto ejecutivo de Ingeniería Civil, particularmente para la construcción de un Puente Vehicular. Es importante indicar que para la coordinación de un proyecto primeramente se requiere de conocimientos básicos del área, ya que para el desarrollo de un proyecto de este tipo, se deben de conjuntar varias disciplinas o especialidades de Ingeniería civil como: Planeación, Topografía, Geotecnia, Vías terrestres, Hidráulica, Ambiental, Estructural, Costos, Normatividad y reglamentos.

Así mismo para que un proyecto pueda ser ejecutado, se requiere conocer procedimientos de construcción de los diferentes elementos estructurales como: Cimentaciones, Cimbras, Concretos, Aceros (Refuerzo y presfuerzo), terracerías, pavimentos, etc.

Para el desarrollo de un proyecto generalmente la Entidad que administrara el mismo, determina los alcances del mismo; ya que ellos conocen sus necesidades primordiales, por lo que emite los alcances mínimos de proyecto. A si mismo se indicara también por la Entidad el tiempo que el proyectista tiene para desarrollar el proyecto.

La coordinación de proyecto al tener definido los requerimientos de la Entidad y el tiempo de ejecución, inicia una primera etapa de desarrollo de proyecto que es la Planeación. En la cual de acuerdo al tiempo que tiene disponible aplicara recursos reflejados en un programa de ejecución de los trabajos para desarrollar cada actividad que dará como producto el proyecto ejecutivo.

Una vez teniendo programada las actividades que intervienen en la ejecución de un proyecto, se inicia otra etapa de desarrollo del proyecto ejecutivo que es la Ejecución,

primeramente se debe desarrollar los estudios previos que servirán para la generación del proyecto ejecutivo, estos estudios previos son de gran importancia puesto que de ellos depende el éxito del proyecto, particularmente para este trabajos se realizaron los siguientes estudios: Topográfico, Topohidráulico, de Mecánica de suelos, geotecnia, geológico, geofísico y por la zona de Viento y riesgo sísmico.

Estos estudios se realizan directamente en el sitio de donde se pretende realizar la construcción de lo proyectado, se estudia el tipo de suelo y capacidad del mismo, las condiciones del sitio, los materiales de la zona, la condiciones ambientales, la zona sísmica en que se encuentra el proyecto, etc. Los estudios se realizan por especialistas de cada área y los resultados los obtienen de investigaciones en el sitio, calas, pruebas directas e indirectas, modelos, cálculos y consideraciones de acuerdo a su experiencia.

Una vez teniendo los estudios, se procede a realizar la solución conceptual del proyecto, esta debe hacer intervenir todos los factores contemplados en los estudios. Se recomienda presentar alternativas de solución, donde harán intervenir los procesos constructivos, materiales y costos, ha esta actividad se le denomina análisis de Costo-beneficio del proyecto. Las alternativas que se evalúen serán presentadas a la Entidad con el fin de ésta, mediante un análisis determine la mejor solución y sea la que ejecute el proyectista al nivel de proyecto ejecutivo.

Ya teniendo aprobada la alternativa por parte de la entidad, se inicia la ejecución del proyecto ejecutivo, que desarrollara a detalle los proyectos Estructurales, eléctricos, de señalamiento, etc.

Una vez termino el proyecto ejecutivo, se deberá desarrollara el catalogo de conceptos, especificaciones generales y particulares de los trabajos a desarrollar para la ejecución del proyecto ejecutivos y por último se evaluara el costo de cada conceptos y

presupuesto de obra, con el fin de que la entidad conozca el importe aproximado de la obra.

2.- ANTECEDENTES

El Puerto de Lázaro Cárdenas, Michoacán, ha sido uno de los más estudiados, por muy diversas razones. Para su inicio se realizaron una gran cantidad de estudios, de todo tipo. La Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos ha publicado varios reportes de Geología y de Mecánica de Suelos del área.

Este puerto se encuentra ubicado en la desembocadura del río Balsas, en su brazo derecho, en el Océano Pacífico, en los límites de los estados de Michoacán y Guerrero.

Este brazo derecho (Canal Noroeste) tiene una contribución muy local a los derrames hidráulicos, ya que ha sido prácticamente cancelado por las presas que se localizan aguas arriba (Infiernillo y La Villita) y las avenidas se circulan por el brazo izquierdo.

Desde el punto de vista sísmico, se encuentra en una de las zonas con mayor sismicidad de la república, la zona D (C.F.E., Diseño por sismo, 1993), lo que engendra un reto más a todas las obras que en esta área se construyan.

Los vientos también son otro factor importante a considerar en el diseño de cualquier estructura, especialmente el puente objeto del presente Proyecto (C.F.E., Diseño por sismo, 1993), especialmente por la incidencia de huracanes y tormentas tropicales.

El delta del río Balsas, en donde se encuentra ubicado el Puerto de Lázaro Cárdenas cuenta con dos islas muy importantes, separadas por el Canal Noroeste: la Isla de Enmedio, en donde se encuentra la Industria del Acero (SICARTSA) y la Isla del

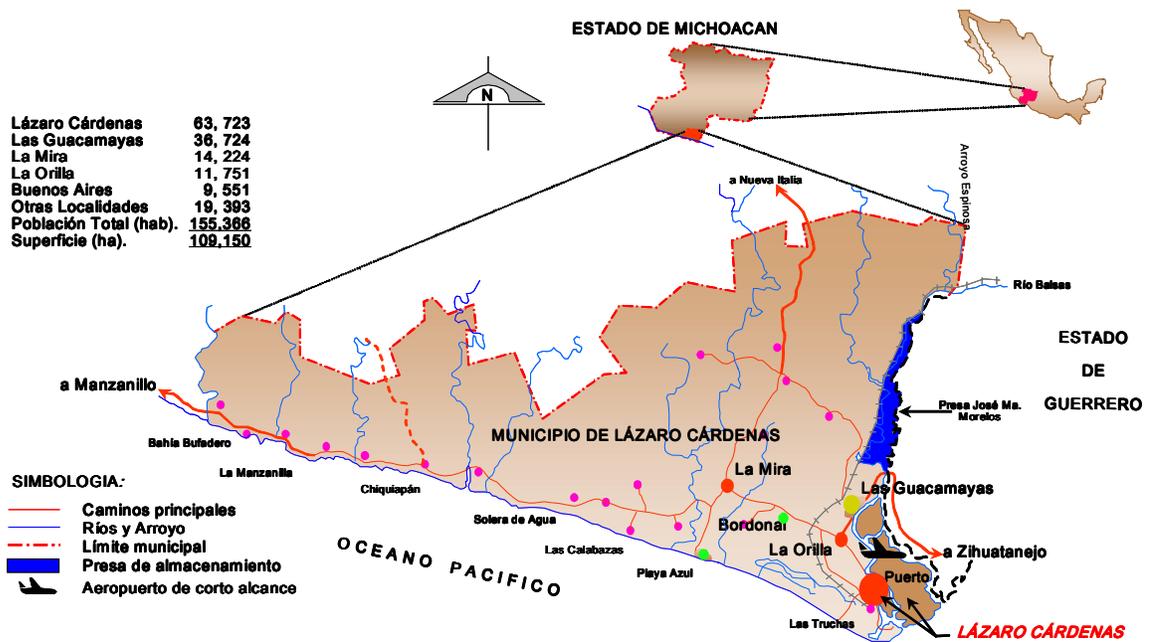
Cayacal en donde tienen sus instalaciones la Secretaría de Marina y la Terminal de Contenedores (Fig. 1. Plano General del Puerto Lázaro Cárdenas).

Debido al crecimiento del Puerto de Lázaro Cárdenas a generado y con el objeto de evitar el paso de los tráiler y camiones con los contenedores a través de la ciudad de Lázaro Cárdenas, se requiere una estructura que una las islas de Enmedio y del Cayacal, para dar salida al tránsito al norte, hacia el trébol del Cordón Ecológico y Parque de la Pequeña y Mediana Industria, sin pasar por la ciudad.

Localidad y Coordenadas Geográficas

El sitio se ubica entre los paralelos $17^{\circ} 55'$ a $18^{\circ} 13'$ de Latitud Norte y lo meridianos $102^{\circ} 08'$ a $102^{\circ} 46'$ de Longitud Oeste, las coordenadas UTM del sitio son $X=798,253.90$ $Y=1,985,683.34$.

A continuación se muestra una imagen donde se aprecia que el puerto de Lázaro Cárdenas se localiza en la parte sur del estado de Michoacán, prácticamente en la frontera con el estado de Guerrero.



Ubicación Geográfica del Puerto Lázaro Cárdenas.

Requerimientos de proyecto

Las gasas de acceso al puente deberán tener una pendiente menor o igual al 4%, pues el 80% de su uso será para tráfico pesado, como tráilers con contenedores, los cuales no pueden remontar pendientes fuertes o mayor de las señaladas.

El puente tendrá un galibo de 17 m en su parte central, sobre del canal por el que pasan las embarcaciones de la Secretaría de Marina.

El ancho requerido de plantilla del canal de navegación por parte de la armada de México deberá ser de 50 metros, situación por la cual el claro entre apoyos en el claro principal no podrá ser inferior a 50 metros.

La profundidad máxima de dragado según proyecto de la Armada a la cual se pudiera profundizar el Canal Noroeste es a la -12 m. referida al NBMI, por lo cual, la profundidad de desplante de los cimientos deberá de ser de tal que permita que dicho canal de navegación sea dragado a la profundidad de proyecto.

El puente en cuestión deberá contener al menos dos carriles en cada sentido, por lo que su ancho deberá de ser al menos de 16 m.

Descripción del proyecto

El proyecto del puente tuvo como premisas de partida las siguientes:

- Diseñar un Puente Moderno que permita el paso de embarcaciones por el canal de Navegación.
- Que el diseño contemple implícitamente un procedimiento constructivo, empleándose técnicas de construcción, ya dominados a nivel nacional.
- Construir un puente que contribuya a embellecer la imagen urbana.



Fotografía aérea de la zona donde se pretende proyectar la estructura.



Otra fotografía aérea de la zona donde se pretende proyectar la estructura

3. ESTUDIOS PREVIOS

- 3.1 Estudio topográfico y de proyecto geométrico
- 3.2 Estudio topohidráulico, hidráulico e hidrológico
- 3.3 Estudio geológico - geofísico
- 3.4 Estudio geotécnicos y de cimentación
- 3.5 Estudio de riesgo sísmico local
- 3.6 Estudio de incidencia de viento

3.1 Estudio topográfico y de proyecto geométrico

Topografía

El estudio se dividió en dos partes, siendo éstas: Levantamiento topográfico de detalle y replanteo de trazo.

a) Levantamiento topográfico de detalle

El levantamiento topográfico realizado en la zona en estudio tuvo como objetivo la generación de plantas topográficas que proporcionaran información detallada acerca de límites y colindancias con predios no considerados dentro del área de proyecto, así como la presencia de estructuras aledañas, obras de drenaje, energía eléctrica, alumbrado, etc., además de obtener la configuración altimétrica del sitio de proyecto.

Los trabajos de campo fueron realizados por una brigada completa de topografía, incluyendo equipo adecuado para la correcta ejecución de los trabajos, consistente en una estación total SOKKIA, modelo SET-500 con sus respectivos accesorios. Los datos recabados en campo se almacenaron en libreta electrónica para su posterior procesamiento por medio de software especializado en datos topográficos, como lo es Prolink, convertidos en formato txt; que posteriormente son interpretados en CivilCAD, el cual es compatible con la versión de AutoCAD 2002 o posteriores. A partir de esos datos, en gabinete se obtuvo la planta topográfica general de detalle a escala 1:1000, con curvas de nivel a cada 0.5 m, marcando las curvas maestras a cada 5.0 m; de igual manera se definió el perfil longitudinal del terreno natural sobre el eje principal de la estructura. El área de estudio comprendida por el levantamiento topográfico fue de aproximadamente 110 Ha, con una longitud máxima de 1500 m y ancho máximo de 1000 m.

b) Replanteo de trazo

Una vez aprobado el anteproyecto geométrico definitivo, se procedió a hacer el trazo, nivelación y seccionamiento de cada una de las ramas que integraran el distribuidor vial, a referenciar el trazo de los ejes principales de proyecto en campo. Durante el proceso de replanteo se ubicaron los sondeos de mecánica suelos que serían realizados tanto en agua como en tierra. Los trabajos fueron realizados por una brigada completa de topografía, incluyendo equipo adecuado para la correcta ejecución de los trabajos, consistente en una estación total SOKKIA, modelo SET-500 y un nivel fijo electrónico, ambos con sus respectivos accesorios.

Proyecto geométrico

El proyecto geométrico se dividió en dos partes, siendo éstas: Anteproyecto y proyecto ejecutivo.

a) Anteproyecto

Una vez que la topografía estuvo levantada, sobre las plantas generales se dibujaron tres alternativas de solución (anteproyectos) vial al acceso del puente “**Albatros**”, que en conjunto con las autoridades, se estudiaron y discutieron de manera directa para elegir la opción más viable, para lo cual se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

- El proyecto deberá de establecer primordialmente: Seguridad, servicio, fluidez, armonía con el entorno, estética y economía.
- La velocidad de operación en el distribuidor será de 30 km./h.
- El vehículo de proyecto vial será del tipo T3-S2-R4 (doble remolque).
- La vialidad principal será la de destino Isla de Enmedio-Isla de Cayacal-Isla de Enmedio, debiendo tener esta el acceso directo al puente ALBATROS.

- La pendiente máxima en el acceso al puente será del 4.0%.
- El emplazamiento del proyecto se ajustara al área destinada exclusivamente para este, negándose toda afectación a particulares.
- En la parte del proyecto del lado de isla de Cayacal, se deberá de contemplar el proyecto futuro de un ladero ferroviario de servicio a las bodegas establecidas en ese sitio.
- Se deberá de respetar la localización de las aduanas de inspección propuestas por la Entidad.
- Se deberá de tomar en cuenta una vialidad de seguridad con destino Isla de Enmedio-Cayacal.

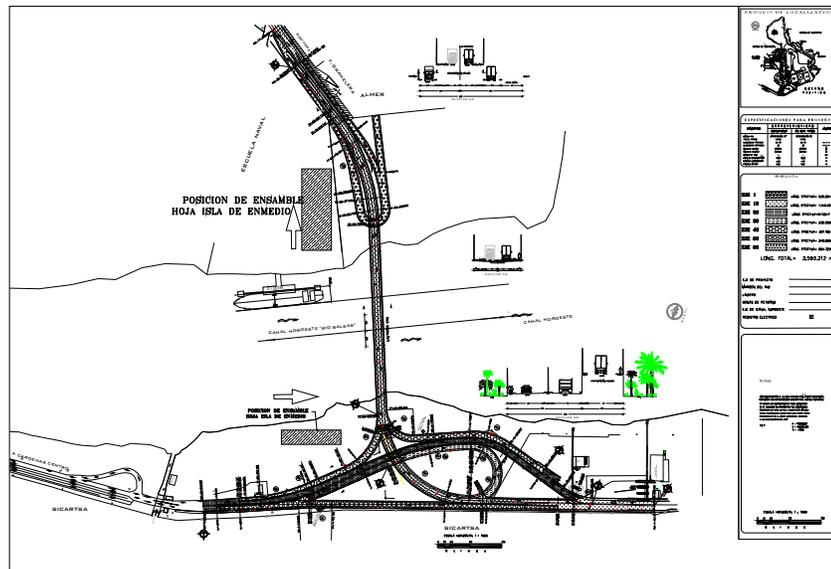
b) Proyecto

La opción más viable de acuerdo a sus características de funcionalidad es la que a continuación se describe:

El entronque consta de seis vialidades denominadas ejes los cuales comprenden:

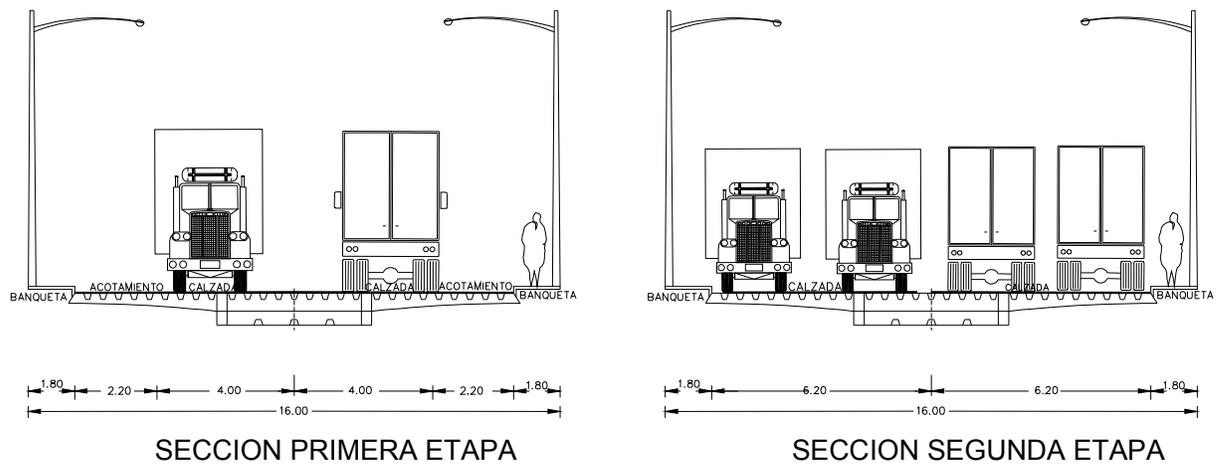
1. Eje 1 con sentido de circulación Cd. Lázaro Cárdenas-Isla de En medio.
2. Eje 10 (vialidad principal) con sentido de circulación I. de Enmedio-I. de Cayacal-I. de Enmedio.
3. Eje 20 con sentido de circulación Isla de Enmedio –Cd. Lázaro Cardenas, en PSV con el eje 10.
4. Eje 30 con dirección Cd. Lázaro Cardenas–I. de Cayacal con incorporación al eje 10.
5. Eje 40 vialidad de emergencia con dirección I. de Enmedio con incorporación al eje 10
6. Eje 50 con sentido de circulación Isla de Cayacal – Cd. Lázaro Cárdenas, con la desincorporación del eje 10.
7. Eje 60 vialidad de servicio a la industria granelera ALMER con PSV del eje 10

En dicha propuesta se tienen contemplados todos los movimientos direccionales requeridos por la entidad, con tránsito directo evitando zonas de entrecruzamiento o de alto total fuera de las aduanas donde así se requiere.



Planta general del proyecto geométrico.

Se proyecta una sección transversal en la vialidad principal de 16.00 m que de acuerdo a las necesidades de operación del puente se considera que en una primera etapa operará en dos carriles uno por cada sentido y un carril para rebase, en un futuro cuando la demanda de tránsito lo requiera se podrá operar con cuatro carriles de 3.10 m c/u dos por sentido quitando acotamientos y delimitando con señalamiento horizontal y vertical.



Sección tipo del proyecto geométrico.

Todas las vialidades restantes fueron proyectadas con una sección de ancho tal para un solo sentido de circulación y previsión de rebase a vehículos lentos o estacionados por descompostura y para vehículos del tipo T3-S2-R4.

La geometría del entronque se resolvió con radios mínimos en el retorno para servicio de la granelera ALMER, en los enlaces se procuro radios hasta para 30 km./h (velocidad de operación) y en el resto del distribuidor se contemplan velocidades de proyecto hasta de 70 km/h.

Se ajusto la geometría en los enlaces del eje 40 y del eje 50, con el fin de evitar problemas estructurales y de estabilidad con las juntas y con los elementos electromecánicos del área basculante del puente.

En el alineamiento vertical se tiene una pendiente del 4.0% en la vialidad principal y en los ejes 40 y 50 se ajusto la pendiente a la longitud de desarrollo restringida tomando en cuenta que:

1. En el eje 40 se proyecta una pendiente de entrada de -0.09% y una pendiente de salida de 6.0% ascendente, enlazadas por una curva vertical en columpio, que permite una longitud de aceleración para vehículos en alto total de 116.0m suficiente de acuerdo a lo indicado en el manual de proyecto geométrico para los efectos de las pendientes en los vehículos con relación peso-potencia que marca 40.0 m mínimo.
2. En el eje 50 se tiene una pendiente descendente del 5.0% la cual es aceptable por ser menor al 6.0%.
3. En las vialidades restantes las pendientes que se observan son mínimas.

Desde nuestro punto de vista, y de acuerdo a los criterios de diseño geométrico esta alternativa es la que mejor cumple con las condiciones primordiales de: Seguridad, Servicio, Fluidez, Armonía con el entorno, estética y economía.

En el apartado 5 de este trabajo, se incluye el plano denominado planta general del proyecto geométrico (plano 01), en el cual se aprecian la zona en donde se efectuó el levantamiento batimétrico, topográfico y la zona de influencia del distribuidor vial.

3.2 Estudio topohidráulico, hidráulico e hidrológico

El estudio se dividió en dos partes, siendo éstas: Levantamiento batimétrico y análisis de gabinete.

a) Batimetría

Con objeto de conocer la configuración topográfica del fondo del canal de navegación noroeste, se llevó a cabo un levantamiento batimétrico comprendido entre el inicio de la dársena principal hasta el muelle de la Armada de México, lo que equivale a una longitud de 1500 m aproximadamente. El levantamiento se llevó a cabo mediante una ecosonda digital MARIMATECH, mod. E – Sea Sound 206 C, dirigida mediante equipo de posicionamiento global, y operada con personal altamente calificado. En general, la batimetría se realizó mediante secciones transversales levantadas a cada 10 m perpendiculares al eje del canal, durante el proceso se obtuvo tanto el ecograma impreso como los datos de profundidades referenciadas por sus coordenadas "X, Y". Posteriormente, se procesaron los datos de campo para obtener la configuración del fondo del canal.

Los puntos del levantamiento fueron interpretados en CivilCAD, el cual es compatible con la versión de AutoCAD 2002 o posteriores. A partir de esos datos, y con ayuda del levantamiento topográfico que se realizó previamente, se obtuvo la planta topobatimétrica general de detalle a escala 1:1000, con curvas de nivel a cada 0.5 m, marcando las curvas maestras a cada 5.0 m; de igual manera se definió el perfil longitudinal por el eje del cauce y se obtuvieron tres secciones para el análisis hidráulico.

b) Análisis de gabinete

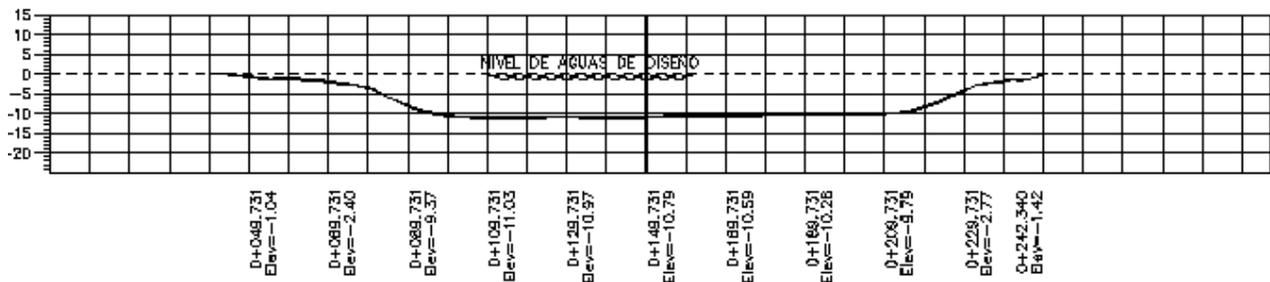
El sitio en estudio se localiza sobre el río balsas, aproximadamente a 2 km aguas arriba de la desembocadura del brazo derecho del Balsas en el Océano Pacífico,

aproximadamente a 10.5 km aguas arriba del cruce en estudio se localiza la bifurcación del río, el brazo derecho sobre el cual ésta el sitio en estudio se encuentra controlado por un dique alcantarilla que se localiza aproximadamente 800 m después de la bifurcación, dicho dique fue diseñado para un gasto máximo de 325 m³/s, es decir, las descargas de la Presa La Villita que se localiza 2 km aguas arriba de la bifurcación, en su mayor parte son circuladas por el brazo izquierdo del río, por lo tanto no influyen en los volúmenes de gasto que circula por el brazo derecho. Aguas abajo del dique alcantarilla el único afluente que tiene el brazo derecho es el arroyo del barco en cual de acuerdo a estudios hidrológicos de CNA, se tiene una avenida máxima estimada de 500 m³/s para un periodo de retorno de 100 años.

De lo anterior se deduce un gasto de diseño de 825 m³/s para un periodo de retorno de 100 años, dicho dato fue proporcionado por la Comisión Nacional del Agua, a través de la oficina del Distrito de Riego 098 "José María Morelos" de la Gerencia Estatal en Michoacán.

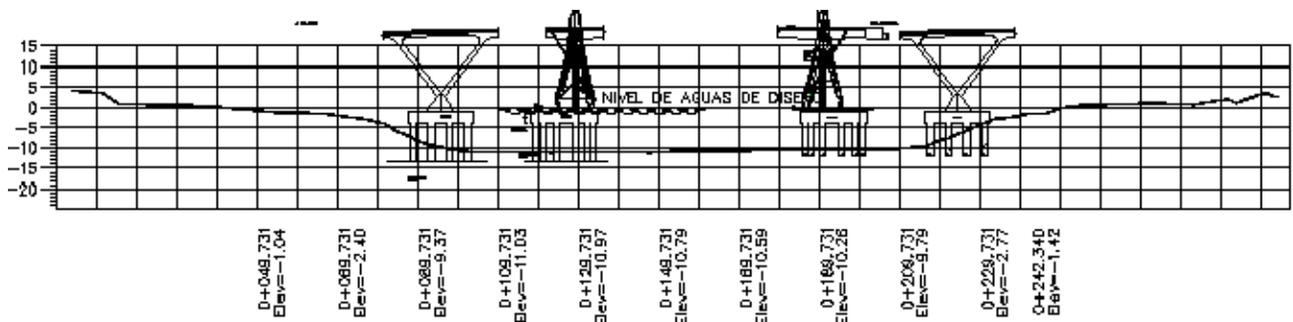
Una vez conocido el gasto de diseño, se procedió a determinar la velocidad en la sección por donde cruzará el puente, para lo cual se determino el área hidráulica, el nivel empleado del espejo de agua fue la cota 0.00 m, ya que es la que comúnmente predomina en el canal, esta se puede ver afectada por los niveles medio de bajamar y de pleamar cuyos valores son -0.238 y 1.366 m, sin embargo como el gasto se mantiene constante esto no influye significativamente.

El área hidráulica calculada bajo el puente sin considerar la obstrucción de las pilas es de 1,583.00 m², lo que genera una velocidad de 0.52 m/s.



SECCION CENTRAL SIN CONSIDERAR LA OBSTRUCCIÓN DEL PUENTE
 AREA HIDRAULICA=1,583.00 M2

Para efectos de conocer la sobreelevación que se generara una vez construido el puente se calculo el área hidráulica bajo el puente descontando la obstrucción de las pilas construidas sobre el cauce los que nos da un área hidráulica de 1,188.00 m² generándose una velocidad de 0.69 m/s.



SECCION CENTRAL CONSIDERANDO LA OBSTRUCCIÓN DEL PUENTE
 AREA HIDRAULICA=1,188.00 M2

Con las velocidades calculadas se procedió a calcular la sobreelevación, obteniendo un valor de 0.011 m, dicha sobreelevación es despreciable para todo fin práctico.

3.3 .Estudio geológico - geofísico

Este estudio tuvo como propósito presentar la distribución geológica del sitio de proyecto, confirmar la existencia de fallas y fracturas en la zona, además de integrar los resultados obtenidos mediante la exploración geofísica y de mecánica de suelos. El estudio se llevó a cabo a escala regional y local, llegando a la conclusión de que los sedimentos que se encuentran en el subsuelo son de origen aluvial. Están dispuestos en estratos que varían en su espesor y su comportamiento es casi horizontal.

En el apartado 5 de este trabajo, se incluye el plano denominado "Planta geológica general" (Plano 02); donde se observa que la capa más superficial; consiste en un material de relleno constituido predominantemente de fragmentos de rocas ígneas de composición ácida e intermedia (granito, granodiorita y andesita), cuyo diámetro varía de 3 a 5 cm y sus formas van de subredondeadas a redondeadas. En general estos fragmentos no están soportados por ningún tipo de matriz y el contenido de arena es muy escaso. Es importante señalar que la distribución de los materiales en superficie aparentemente se observa que la granulometría más gruesa se ubica hacia la zona de obras y va graduando a más fino hacia la zona del predio donde se ubica la entrada a la Planta Siderurgica Lázaro Cárdenas.

Dichos materiales son producto del dragado de las mismas dársenas que se han construido para la actividad portuaria. El espesor promedio del relleno puede considerarse de tres a cuatro metros, si asumimos que la elevación del terreno antes del relleno se encontraba ligeramente arriba del nivel del mar, por lo que con el relleno actualmente el sitio se localiza aproximadamente en la cota 4.65 msnm. Entonces el horizonte de estos materiales aproximadamente se ubica de la elevación +4.46 a 0.00 .

Para este paquete de materiales granulares geofísica identificó una unidad geoelectricas, la U1 que corresponde con un material de relleno sin saturar, con una

resistividad que varía de 4 a 274 Ω m y una velocidad sísmica que va de 0.42 a 0.45 km/s. Presenta una resistencia a la penetración estándar de 25 a 50 golpes.

En seguida, aproximadamente entre la elevación 0.00 y -18.59 metros el material es muy parecido al del relleno, aunque propiamente en este caso se trata del depósito aluvial acarreado por el río Balsas, este depósito está compuesto en general de fragmentos de roca que en tamaño varían de 3 a 5 cm de diámetro y sus formas van de subredondeados a redondeados, con arena y limo de composición cuarzo feldespática que rellena parte de los espacios que quedan entre fragmentos y algunos horizontes de arena fina intercalada en todo el paquete.

Geofísica, para este paquete aluvial heterogéneo identificó una unidad geoelectrica, la U2 y la asocia a materiales granulares poco consolidados pero saturados con una resistividad que varía de 12 a 27 Ω m y velocidad sísmica de 1.48 a 1.78 km/s.

Aproximadamente entre las elevaciones -18.59 y -22.72 metros, se tiene un paquete de arcillas de color gris oscuro a negro, que se caracteriza por ser altamente compresible y de alta plasticidad. Este horizonte es probable que corresponda con una zona antigua de inundación donde se desarrollo un manglar ya que contiene materia orgánica abundante. Posterior a este evento es probable que el río Balsas cambió su curso y la zona quedo sujeta al depósito de sedimentos aluviales que actualmente cubren a estas arcillas.

Los resultados de las pruebas de penetración estándar indican que se necesitan de 7 a 25 golpes para avanzar cada intervalo. Sin embargo, con la exploración geofísica no fue posible detectar específicamente este horizonte ya que el diseño del arreglo del sondeo eléctrico vertical se realizó con el propósito de penetrar hasta donde se profundiza el basamento. Aún así, se puede correlacionar dentro del paquete de la unidad geofísica

U3, donde la resistividad varía de 3 a 6 Ω m y la velocidad sísmica va de 1.48 a 1.78 km/s.

Posteriormente, entre las elevaciones -22.72 y -26.96 metros se tienen arcillas con poco contenido de limo. En general todos estos materiales son de color gris pardo a gris verdoso, su consistencia mecánica varía de media a alta y es ligeramente plástica. Durante la perforación de estos materiales con el método de penetración estándar se requirieron un promedio de 30 a 50 golpes para perforar cada intervalo programado. También se asocia a la unidad geofísica U3 cuyos valores de resistividad y velocidad sísmica ya se mencionaron en el tramo anteriormente descrito.

Para el tramo que va de la elevación -26.96 a -33.80 metros se compone de arenas finas de color gris pardo a ocre (en muestra húmeda), contiene un alto porcentaje de fragmentos de cuarzo, feldespato, micas y muy poco limo. Esta formación se caracteriza porque su compacidad es muy densa y la penetración estándar en general es mayor a 50 (>50) golpes. Por lo que puede considerarse como la primera capa dura con una capacidad de carga suficiente para soportar la infraestructura del "Puente Albatros".

Es importante mencionar que la distribución de este horizonte arenoso en el subsuelo, al igual que todos los descritos en párrafos anteriores, presentan un comportamiento horizontal y un espesor más o menos constante. Esta característica se observa tanto en los sondeos realizados en la zona de la Isla de Enmedio como en los que se perforaron en la Isla Cayacal, por lo que el comportamiento mecánico de cada uno de los materiales es parecido al de ambas islas.

En cuanto al desplante de las obras civiles del "Puente Albatros" se puede observar en que la cimentación se alojará en la capa arenosa de este intervalo descrito, la cual será a través de pilas coladas "in situ" hasta la cota -29.50 m en promedio.

Si continuamos con la descripción de la estratigrafía del subsuelo se observa que después de la cota -33.80 hasta -42.00 metros que fue hasta donde se profundizó la perforación se localiza otra capa arcillosa que presenta una plasticidad que va de media a alta, en este caso también la penetración estándar es >50 golpes, por lo que la consistencia mecánica de este material es de regular a buena. En general esta capa es dura, con una textura densa y probablemente poco compresible.

A continuación se da una breve descripción de las técnicas empleadas en la exploración geofísica:

Sondeos eléctricos verticales

En total se realizaron cuatro sondeos eléctricos verticales (SEV), dos de ellos se llevaron a cabo en la margen derecha, y los dos restantes en la margen izquierda. El objetivo de estos sondeos fue determinar la profundidad del contacto litológico entre los depósitos aluviales y el macizo rocoso subyacente. Cada SEV se realizó mediante un arreglo de tipo Schlumberger, con aberturas electródicas máximas de $AB/2 = 300$ m.

La obtención de los datos de resistividad de campo se realizó con un transmisor de corriente eléctrica marca ResisElect, modelo TS-1, con una potencia de 750 W y es alimentado por un moto-generador de 5000 W. También se empleó un receptor de potencial eléctrico marca fluke 87-III, con una resolución de 0,1 mV. Además se utilizaron electrodos de potencial y corriente, así como cables con forro aislante. Los datos de resistividad aparente de los SEV fueron procesados mediante el programa de inversión de resistividades Resix para obtener la configuración del subsuelo.

De acuerdo con la interpretación geofísica, se detectaron cuatro unidades geoelectricas

Tendidos de refracción sísmica

Se realizaron cinco tendidos de refracción sísmica de 120 m cada uno, tres de los cuales se ubicaron en la margen derecha y dos más en la margen izquierda. Mediante estas pruebas geofísicas se buscó obtener información acerca de los contactos litológicos así como propiedades de compacidad de los estratos detectados a diferentes profundidades. Para la obtención de los datos de campo se empleó un sismógrafo marca Geometrics, modelo SmartSeis, con cables sísmicos, geófonos y demás accesorios. Para el procesamiento de los datos, se utilizaron los programas de cómputo Sip-Seis, Fast-Fourier Transform y Propela.

Tomando en cuenta la interpretación geofísica de los resultados, se obtuvieron tres unidades geosísmicas las cuales se corresponden con las geoelectricas, por lo que la descripción en cuanto a las características de los estratos es similar:

- Unidad U1. Se registraron velocidades de onda compresional que variaron entre 300 y 450 m/s, y corresponde a material aluvial y producto de dragado constituido por gravas, arenas, limos y boleos sin saturar. Los espesores máximos detectados son del orden de 10.0 m.
- Unidad U2. Presenta velocidades de onda entre 1480 y 1800 m/s. Este estrato es similar al anterior (gravas y arenas), solo que se encuentra más compacto y con influencia de saturación. Posee espesores de 4 a 19 m.
- Unidad U3 y U3'. Se correlaciona con estratos de arcilla y turba saturadas, cuya velocidad de onda se ubica entre 1480 y 1800 m/s. El espesor varía de 18 a 100m.

Estudio Cross Hole

Este estudio tiene como finalidad la obtención de las velocidades de onda de cortante características de cada uno de los estratos presentes en el subsuelo. Tales velocidades se correlacionan con propiedades importantes de los geomateriales como su rigidez al corte, rigidez compresional, densidad, etc.

En el sitio se realizó un estudio cross hole en dos pozos habilitados ex profeso (SPE-3A y 3B), llevando a cabo una serie de determinaciones de sismogramas a cada 2.0 m entre 0.0 y 45.0 m de profundidad. Para la obtención de datos en campo se utilizó un sismógrafo marca Geometrics, modelo SmartSeis; con cables sísmicos, tri – hidrófono y demás accesorios. Los datos de campo fueron procesados e interpretados por medio de los programas Sip-Seis, Fast-Fourier Transform, CH y Propela, los cuales permiten la obtención de diferentes capas, velocidades y parámetros dinámicos así como la estimación de módulos estáticos.

Para el procesamiento de datos, primeramente se trabajó en el análisis y lectura de los sismogramas grabados digitalmente, con objeto de seleccionar los tiempos de arribo, y conociendo la distancia entre pozos es posible calcular la velocidad de onda correspondiente, ya sea compresional o de cortante.

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa que la velocidad de onda de cortante asociada a cada estrato es como sigue:

- De 0.0 a 6.0 m. Grava mal graduada (GP) de compacidad media. Presenta una velocidad de onda de cortante promedio del orden de 113 m/s.
- De 6.0 a 8.4 m. Arena arcillosa (SC) color gris claro, de compacidad densa. Se registró una velocidad de onda de cortante igual a 224 m/s.
- De 8.4 a 16.8 m. Grava mal graduada (GP) color gris claro, de compacidad densa a muy densa. Posee una velocidad de onda de cortante promedio igual a 315 m/s.
- De 16.8 a 21.0 m. Arena mal graduada poco arcillosa (SP-SC) color gris claro, muy compacta. Con 413 m/s de velocidad de onda de cortante.
- De 21.0 a 26.1 m. Arcillas orgánicas y turba color café oscuro de consistencia firme. Presenta una velocidad de onda de cortante de 353 m/s.

- De 26.1 a 28.2 m. Arcilla arenosa de alta plasticidad (CH) con grava, de color gris verdoso y consistencia dura. Posee una velocidad de onda de cortante igual a 375 m/s.
- De 28.2 a 36.6 m. Arena arcillosa (SC) color café claro, muy compacta. Se registró una velocidad de onda de cortante promedio igual a 335 m/s.
- De 36.6 a 45.0 m. Arcilla de alta plasticidad (CH) color café claro y gris oscuro, de consistencia dura. Se tiene una velocidad de onda de cortante igual a 482 m/s en promedio.

3.4 Estudio de mecánica de Suelos

Con objeto de identificar los diferentes estratos del subsuelo en el sitio de estudio, así como de conocer las propiedades índice y mecánicas de los materiales que los integran, se procedió a la ejecución del programa de exploración. En total se llevaron a cabo 34 sondeos directos mediante el empleo de la técnica de penetración estándar, de los cuales, 28 fueron ejecutados a lo largo del eje principal del puente y 6 más repartidos en las gasas de incorporación y desincorporación. Con excepción de cuatro sondeos que se realizaron a 15.0 m de profundidad, los 30 restantes se llevaron a profundidades de 30.0 m o más. De los cuatro sondeos mencionados, dos se ubicaron a la entrada y otros dos a la salida de la estructura principal y tuvieron como finalidad conocer las características del suelo para fines de análisis de licuación. Por su parte, los 30 sondeos restantes se repartieron en los sitios en donde se ubicarían los apoyos de la estructura.

Se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas.

Para la caracterización completa del subsuelo en la zona, a las muestras de suelo recuperadas; se les realizaron las pruebas que a continuación se enlistan:

I. Propiedades índice

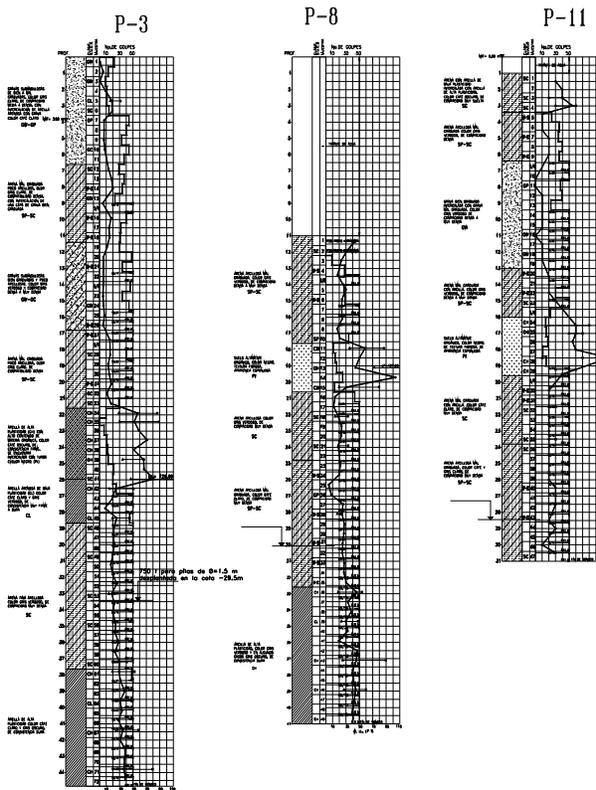
- Clasificación visual y al tacto

- Contenido de agua natural
- Granulometría
- Límites de consistencia
- Clasificación SUCS.
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico natural
- Peso volumétrico seco

II. Propiedades mecánicas

- Consolidación unidimensional
- Prueba triaxial no consolidada, no drenada
- Prueba de compresión uniaxial

Los resultados obtenidos a partir de la exploración de campo y laboratorio, se analizaron e interpretaron para definir las características estratigráficas individuales de cada sondeo, así como la estratigrafía representativa de la zona que se infiere a partir de la correlación de propiedades geotécnicas entre varios de ellos; de esta manera se formularon cuatro perfiles estratigráficos, dos de ellos orientados en el sentido paralelo al eje longitudinal principal del puente, y que se denominan Perfil Estratigráfico Eje "A" y "B"; y dos más en el sentido longitudinal de las gasas No. 40 y 50, llamados Perfil Estratigráfico Gasa 40 y 50, respectivamente.



Perfiles estratigráficos

De acuerdo a la interpretación y correlación de propiedades de los suelos presentes en los cuatro perfiles, aunado a la interpretación geológica – geofísica, se pudo definir una secuencia estratigráfica ordenada compuesta básicamente por ocho estratos, los cuales se muestran como una alternancia entre capas de arena, grava, turba y arcilla, todas estas de espesor variable, y que por lo mismo presentan contactos irregulares. En general, la secuencia estratigráfica queda como se describe a continuación:

1. Depósitos de dragado.

Es un estrato heterogéneo formado por la deposición de diferentes materiales, que van desde gravas mal y bien graduadas poco arcillosas (GW-GC, GP-GC) de compacidad

suelta a media, color café y gris claro; así como arenas arcillosas y mal graduadas (SC, SP-SC) de compacidad media a suelta, color café y gris claro; también se presentan intercalaciones de lentes delgadas de arcillas arenosas de alta y baja plasticidad (CH, CL) de consistencia firme a muy firme, color café claro y café oscuro. El estrato posee un espesor medio de 3.5 m a lo largo del eje longitudinal del puente, con la salvedad de algunos bordos y montículos de grava – arena que están presentes sobre el eje de trazo y que se elevan hasta 10.0 m por encima del N.B.M.I.

2. Depósitos del fondo del cauce.

Se compone de arcilla arenosa de alta compresibilidad (CH) y de arena arcillosa (SC), ambas de color café oscuro con alto contenido de materia orgánica y con nula resistencia a la penetración estándar. Se correlaciona con depósitos no consolidados producto de la sedimentación progresiva en el fondo del cauce, y alcanza espesores máximos de 1.20 m al centro del mismo, mientras que hacia la margen izquierda tiene el espesor máximo registrado que es del orden de 2.40 m.

3. Gravas bien y mal graduadas poco arcillosas (GW-GC, GP-GC), de compacidad media a muy compactas.

Estas gravas presentan todo tipo de tamaños y son de forma subredondeada, de color gris claro a gris verdoso.

En la margen derecha se tienen espesores que varían entre 11.0 y 14.0 m, con número de golpes mínimo promedio de 20 y los máximos con más de 50. El estrato se encuentra dividido por una capa de arena con espesor máximo de 5.0 m, y que varía irregularmente hasta desaparecer en dirección al cauce. De acuerdo con la correlación estratigráfica, se puede notar que en esta margen la compacidad aumenta en la medida que el material se acerca al cauce.

Hacia el interior del cauce, el espesor del estrato se ve drásticamente reducido a escasos 1.50 m debido a operaciones de dragado, en contraste con las orillas en donde se conservan los espesores originales de 11.5 y 15.0 m a la derecha e izquierda, respectivamente; mientras que la compactación se mantiene muy compacta con número de golpes de la prueba de penetración estándar mayor a 50 en prácticamente todo el espesor del estrato.

En la margen izquierda se tienen espesores mínimos de 10.0 y máximos de 16.0 m, con compactación que varía de media a densa, encontrando solo algunas capas aisladas que se pueden considerar muy compactas; de esta manera, el número de golpes registrado con la prueba de penetración estándar varía de 30 como mínimo promedio hasta un máximo de 50.

4. Arena arcillosa y arena mal graduada poco arcillosa (SC, SP-SC) muy compacta.

Se caracteriza por su color gris claro a gris verdoso, además de ser muy uniforme en cuanto a composición, no así en espesores, ya que éstos varían desde 1.20 m en la margen izquierda hasta 7.0 m en la margen derecha. En la gran mayoría de los sondeos se registraron número de golpes mayores a 50 con la prueba de penetración estándar, por lo que se puede considerar al material como muy compacto. Este depósito subyace al estrato de grava descrito en el inciso anterior y es continuo en toda el área explorada.

5. Turba (Pt) de consistencia firme a muy firme.

Este estrato se compone de alternancia de arcillas de alta compresibilidad color café oscuro con alto contenido de materia orgánica, y de turba color negro con residuos de vegetación y conchas. Posee su mayor espesor (de unos 6.0 m) hacia la margen derecha, en la zona en donde se colocará el estribo No. 1 y su terraplén de acceso; mientras que el menor espesor es del orden de 1.80 m y se localiza también en la margen derecha entre lo que serán los apoyos No. 6 y 7. La resistencia a la penetración

estándar del estrato oscila entre los 7 y 28 golpes, y se considera preconsolidado por las fuertes capas de arena y grava que lo sobreyacen.

6. Arcilla arenosa de alta y baja compresibilidad (CH, CL) de consistencia muy firme a dura.

Se pudieron delimitar con claridad los contactos superior e inferior a partir de la exploración geotécnica; por lo que el máximo espesor del estrato es del orden de 8.0 m y se localiza hacia la margen izquierda, sin embargo, la configuración de esta capa es irregular a tal grado que el mínimo espesor es de 1.2 m y se ubica dentro del cauce, en las inmediaciones a la margen izquierda. El arreglo del estrato se caracteriza por la presencia de arcilla arenosa de consistencia muy firme a dura con número de golpes mínimo promedio de 15 y los máximos con más de 30. Hacia la parte inferior, el estrato presenta intercalaciones de gravas arcillosas muy compactas, sin embargo este no es un patrón constante en toda el área estudiada, por lo que se consideran casos singulares.

7. Arena mal graduada poco arcillosa (SC, SP-SC) muy compacta.

Es un estrato de color gris claro y gris verdoso muy homogéneo, masivo y de buenas características mecánicas, posee un espesor máximo de 12.0 m al centro del cauce, y un espesor mínimo de 6.5 m en la margen izquierda. Se registró una resistencia a la penetración estándar mayor a los 50 golpes, y es el estrato propuesto para el apoyo de la cimentación del puente.

8. Arcilla de alta y baja compresibilidad (CH, CL) de consistencia dura.

Es un estrato homogéneo y masivo, de consistencia dura, de color café rojizo en la parte superior y gris oscuro en su parte media - baja. La resistencia a la penetración estándar es mayor a 50 golpes en prácticamente todo el espesor del depósito, y se infiere que el espesor del estrato es mayor a 15.0 m, puesto que no se detectó el contacto inferior a la máxima profundidad de exploración.

Con objeto de reducir incertidumbres en cuanto a la capacidad de carga admisible calculada mediante ecuaciones clásicas de la mecánica de suelos y con parámetros mecánicos obtenidos por correlación con el número de golpes de la prueba de penetración estándar, se procedió a la ejecución de pruebas in situ para la determinación de capacidad de carga y asentamientos mediante el empleo del presiómetro Menard, para lo cual se llevaron a cabo una serie de determinaciones de parámetros presiométricos a diferentes profundidades en cuatro sondeos, dos de ellos localizados en la margen derecha (sondeos SPE-6A y SPE-40C); uno dentro del cauce (S-8) y uno más en la margen izquierda (SPE-14B). De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que al nivel de desplante propuesto para las pilas de cimentación, la capacidad de carga calculada con las teorías comunes, es similar a la obtenida mediante los ensayos presiométricos; por lo que los valores de capacidad de carga recomendados para fines de diseño son válidos.

Del análisis geotécnico se concluyen los siguientes datos para el diseño estructural:

Capacidad de carga y nivel de desplante

APOYO N°.	UBICACIÓN (km)	Q_{adm} t/pila de 1.5 m^2	COTA DE DESPLANTE
1	10+355.80	750.0	-30.0
2	10+379.82	750.0	-29.5
3	10+411.88	750.0	-29.5
4	10+443.53	750.0	-29.5
5	10+475.53	730.0	-29.5
6	10+516.03	730.0	-29.5
7	10+566.03	530.0	-29.5

8	10+599.53	530.0	-29.5
9	10+661.23	530.0	-29.5
10	10+694.73	530.0	-29.5
11	10+744.73	710.0	-29.0
12	10+782.23	710.0	-29.0
13	10+814.23	820.0	-29.0
14	10+846.23	820.0	-29.0
15	10+870.23	820.0	-29.0
40A	40+180.00	730.0	-29.0
40B	40+204.55	380.0	-27.0
40C	40+236.64	380.0	-27.0
50A	50+110.44	700.0	-29.0
50B	50+086.38	700.0	-29.0
50C	50+054.21	700.0	-29.0

Adicionalmente se obtuvo la capacidad de carga a la extracción, resultando un valor de 180 toneladas por pila dentro del cauce, de la misma forma se determinaron los modelos de reacción horizontal en cada apoyo, se reviso el estado de servicio de cada apoyo, estabilidad de excavaciones, análisis de empujes, socavación general y local; resultando en todos los casos las recomendaciones necesarias para la construcción del puente Albatros.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA A EXTRACCIÓN DE PILAS COLADAS "IN SITU"

Diametro de Pilas
(m) = 1.5

8B

NAF = 0 m

PROFUNDIDAD AD (m)	ESTRAT O N°	ESPE SOR (m)	γ (t/m ³)	PRESION (t/m ²)			Perimet ro m	Ks	α	ϕ	c t/m ²	Qti t	ΣQti (última) t	ΣQad (admisibl e) t
				TOTA L	AGU A	EFECTI VA								
			□	0.0	0.0	0.0								
0.0	12.0	1	12.0	1.00	12.0	12.0	0.0					0	0	
12.0	13.0	2	1.0	1.80	13.8	13.0	0.8	4.712	0.330	35		4.46	4.46	2.23
13.0	14.0		1.0	1.80	15.6	14.0	1.6	4.712	0.330	35		4.90	9.36	4.68
14.0	15.0		1.0	1.80	17.4	15.0	2.4	4.712	0.330	35		5.34	14.71	7.35
15.0	16.0		1.0	1.80	19.2	16.0	3.2	4.712	0.330	35		5.78	20.49	10.25
16.0	17.0		1.0	1.80	21.0	17.0	4.0	4.712	0.330	35		6.23	26.72	13.36
17.0	17.6		0.6	1.80	22.1	17.6	4.5	4.712	0.330	35		3.95	30.67	15.33
17.6	18.0	3	0.4	1.60	22.7	18.0	4.7	4.712		0.90	8.0	15.27	45.93	22.97
18.0	19.0		1.0	1.60	24.3	19.0	5.3	4.712		0.90	8.0	38.17	84.10	42.05
19.0	20.0		1.0	1.60	25.9	20.0	5.9	4.712		0.90	8.0	38.17	122.27	61.14
20.0	20.6		0.6	1.60	26.9	20.6	6.3	4.712		0.90	8.0	22.90	145.18	72.59
20.6	21.0	4	0.4	1.88	27.6	21.0	6.6	4.712	0.330	35		3.12	148.30	74.15
21.0	22.0		1.0	1.88	29.5	22.0	7.5	4.712	0.330	35		8.14	156.44	78.22
22.0	23.0		1.0	1.88	31.4	23.0	8.4	4.712	0.330	35		8.62	165.06	82.53
23.0	24.0		1.0	1.88	33.3	24.0	9.3	4.712	0.330	35		9.11	174.17	87.08
24.0	24.8		0.8	1.88	34.8	24.8	10.0	4.712	0.330	35		7.64	181.81	90.90
24.8	25.0	5	0.2	1.88	35.2	25.0	10.2	4.712	0.330	36		2.00	183.80	91.90

25.0	26.0		1.0	1.88	37.0	26.0	11.0	4.712	0.33 0	3 6		10.28	194.0 8	97.04
26.0	27.0		1.0	1.88	38.9	27.0	11.9	4.712	0.33 0	3 6		10.78	204.8 6	102.43
27.0	28.0		1.0	1.88	40.8	28.0	12.8	4.712	0.33 0	3 6		11.28	216.1 4	108.07
28.0	29.0		1.0	1.88	42.7	29.0	13.7	4.712	0.33 0	3 6		11.78	227.9 2	113.96
29.0	30.0		1.0	1.88	44.6	30.0	14.6	4.712	0.33 0	3 6		12.28	240.2 1	120.10
30.0	31.0		1.0	1.88	46.4	31.0	15.4	4.712	0.33 0	3 6		12.79	252.9 9	126.50
31.0	32.0		1.0	1.88	48.3	32.0	16.3	4.712	0.33 0	3 6		13.29	266.2 8	133.14
32.0	32.6		0.6	1.88	49.4	32.6	16.8	4.712	0.33 0	3 6		8.21	274.4 9	137.25
32.6	33.0	6	0.4	1.90	50.2	33.0	17.2	4.712	0.7 5	28. 0		41.28	315.7 7	157.89
33.0	34.0		1.0	1.90	52.1	34.0	18.1	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	418.9 8	209.49
34.0	35.0		1.0	1.90	54.0	35.0	19.0	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	522.1 8	261.09
35.0	36.0		1.0	1.90	55.9	36.0	19.9	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	625.3 8	312.69
36.0	37.0		1.0	1.90	57.8	37.0	20.8	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	728.5 8	364.29
37.0	38.0		1.0	1.90	59.7	38.0	21.7	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	831.7 8	415.89
38.0	39.0		1.0	1.90	61.6	39.0	22.6	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	934.9 8	467.49
39.0	40.0		1.0	1.90	63.5	40.0	23.5	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	1038. 18	519.09
40.0	41.0		1.0	1.90	65.4	41.0	24.4	4.712	0.7 5	28. 0		103.2 0	1141. 39	570.69

F.S.=2

Se tiene una capacidad de carga a extracción para pilas desplantadas en la cota -29.5 m de 120 t por pila, considerando un factor de seguridad de 2.0
El criterio empleado para su cálculo es el presentado en el Manual de Cimentaciones Profundas, publicado por la SMMS, México 2001.

3.5 Estudio de riesgo sísmico local

En el estudio de riesgo (peligro sísmico) local en Lázaro Cárdenas, Michoacán se presentan los resultados obtenidos del análisis del movimiento del terreno, del estudio de la sismicidad y del peligro sísmico en el sitio de interés, así como de la modelación probabilista del movimiento del terreno, la determinación del acelerograma del sismo de

diseño en sus componentes horizontal y vertical; respectivamente. También se muestran acelerogramas en sus componentes horizontal y vertical para otros periodos de retorno. Se presentan además, los espectros de respuesta de los acelerogramas simulados para el sitio de interés, así como la envolvente de los espectros de respuesta simulados considerando o no los efectos de sobrerresistencia.

Movimiento del terreno

Cada vez que en una fuente sísmica se origina un temblor, las ondas que se generan ocasionan en los sitios cercanos movimientos del terreno cuya forma, intensidad, contenido de frecuencias, duración e historia detallada varían de un sitio a otro y dependen de la magnitud del evento, del mecanismo sísmico, de la historia detallada de la ruptura de la corteza terrestre en la fuente, de las irregularidades que atraviesan las ondas y de las condiciones locales en el sitio.

En este estudio las características del movimiento del terreno se estimaron mediante el empleo de relaciones de atenuación.

Se consideraron tres leyes de atenuación que relacionan la aceleración máxima del terreno. En la ley propuesta por Esteva y Villaverde se emplearon datos a nivel mundial, en la de McGuire exclusivamente datos de la costa oeste de los Estados Unidos y en la propuesta por Bufaliza se emplearon datos exclusivamente correspondientes a México. A la ley propuesta por Bufaliza se le corrige para considerar la saturación de la aceleración con la magnitud. Las otras leyes de atenuación, presentan coeficientes de variación mayores a la propuesta por Bufaliza.

Sismicidad y peligro sísmico

a) Sismicidad local

Desde el punto de vista ingenieril el aspecto más importante del movimiento del terreno durante temblores es el efecto dinámico que éste tiene sobre las estructuras, originando

esfuerzos y deformaciones, pudiendo dañarlas e incluso llevarlas al colapso causando pérdidas materiales y en casos extremos pérdidas humanas. Este problema se puede atacar utilizando acelerogramas registrados que representen temblores futuros, o por medio de modelos estocásticos del movimiento del terreno. Debido al número limitado de acelerogramas registrados y a las incertidumbres implícitas durante el movimiento del terreno, el utilizar la información registrada no basta para integrar las muestras estadísticas requeridas, por lo que es necesario recurrir a modelos estocásticos.

El peligro sísmico en un sitio o en una región dados se refiere a las intensidades de los temblores que pueden presentarse en dicho sitio o región, así como a los instantes que pueden ocurrir o a los intervalos entre ellos. En ausencia de suficientes registros instrumentales en el sitio o región de interés, es necesario estimar el peligro sísmico a partir de la sismicidad de las fuentes vecinas que potencialmente pueden afectar al sitio de interés, es decir, de su actividad sísmica. Esta última se refiere a las magnitudes de los sismos que se generan en las fuentes citadas y de los instantes en que esto ocurre. Su descripción probabilista consta de las distribuciones conjuntas de los tiempos de espera entre eventos sísmicos y de sus correspondientes magnitudes. Si esta distribución es independiente de la historia previa, se tiene el caso del proceso de Poisson, cuyas propiedades quedan definidas por la función magnitud-recurrencia, es decir, por las tasas de ocurrencia de temblores con magnitudes mayores o iguales que cualquier valor dado.

La actividad de la zona de subducción localizada en la costa sur de México, como la de otras zonas de alta sismicidad en el mundo, dista de asemejarse a un proceso de Poisson. Para fines del desarrollo del estudio de peligro sísmico local, la actividad en la zona de subducción se idealizó como la superposición de tres procesos independientes: la actividad de fondo (AF), los temblores característicos (TC) y los sismos generados por otros mecanismos. Estos tres procesos cubren los sismos de subducción (falla

inversa), los de falla normal, los originados en el interior del macizo continental y los de tipo local, que pueden afectar potencialmente al sitio de interés.

En la evaluación de la sismicidad de las fuentes que contribuyen al peligro sísmico en Lázaro Cárdenas, se consideraron las provincias tectónicas definidas por Zúñiga y Guzmán, en donde a cada provincia está asociado un catálogo de sismos compilados y analizados por los mismos autores.

De acuerdo a cada tipo de proceso considerado en el estudio, los sismos con magnitud $M < M_a$, su proceso de ocurrencia se modeló como tipo de Poisson, los sismos con magnitud $M \geq M_a$ se modelaron como un proceso de renovación (temblores característicos). Los sismos generados por otros mecanismos, se modeló su proceso de ocurrencia como de tipo Poisson.

Los catálogos de cada zona en la que Zúñiga y Guzmán dividen la costa sur del Pacífico mexicano, se emplearon para evaluar los parámetros de los modelos utilizados para estimar la sismicidad local.

La liga entre el peligro sísmico en un sitio y la actividad de las fuentes que potencialmente pueden afectar al sitio de interés, son las relaciones de atenuación que permiten estimar intensidades en términos de magnitudes y distancias.

En el sitio de interés se tiene una serie de registros en diferentes niveles de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas Las Truchas. Los registros que fueron considerados para este estudio corresponden al sensor en campo libre en el nivel jardín de dicha instalación (SMIS, 1997).

Los sensores instalados en Las Truchas registraron la señal de 4 sismos en sus componentes Longitudinal, vertical y transversal; respectivamente.

La siderúrgica Lázaro Cárdenas Las Truchas es una instalación vecina al puente Albatros, por lo que dichos registros se consideraron como registros del sitio de interés y mejor aún, dado que se registraron en campo libre en dicha instalación.

Estos registros sirvieron como punto de partida para la simulación de los acelerogramas sintéticos, considerando previamente la influencia de la sismicidad de las fuentes vecinas que potencialmente pueden afectar al sitio de interés.

b) Sismicidad regional

Para estimar probabilidades de excedencia para periodos de tiempo, así como para estimar la frecuencia de ocurrencia de un evento sísmico, es necesario contar con funciones de peligro sísmico que describan el número de ocurrencias que exceden un determinado nivel de intensidad. Aquí el nivel de intensidad está dado en términos de la aceleración máxima del terreno. La zona de subducción se dividió en varias áreas llamadas provincias tectónicas en las que se tienen procesos de acumulación y liberación de energía diferentes, por lo que sugiere que el proceso de generación de sismos es independiente en cada una de las zonas y asociados a cada provincia existen catálogos de sismos.

Se considera que la tasa de excedencia de la aceleración en el sitio de interés, por efecto de la i -ésima fuente sísmica, está dada por:

$$v_i(a | \lambda_0, \beta, M_u) = \int_{M_0}^{M_u} \int_{R_x} \int_{R_y} -\frac{1}{\Lambda} \frac{d\lambda(M)}{dM} P(A)a | M, R) dx dy dM \quad (1)$$

Donde R_x y R_y denotan los intervalos de x y de y dentro de la i -ésima región, Δ es el área de la región y R es la distancia entre un punto de la región y el sitio de interés. $P(A > a | M, R)$ es la probabilidad de que la aceleración A exceda un cierto valor a , dadas una magnitud M y una distancia R .

La tasa de excedencia debida a las N regiones sísmicas consideradas es la suma de la contribución de cada una de ellas, es decir:

$$v(a) = \sum_{i=1}^N v_i(a) \quad (2)$$

Una vez que se ha obtenido la tasa de excedencia, la probabilidad de excedencia en un lapso T , es decir, la probabilidad de que cierto valor de la aceleración máxima del terreno sea excedido en T años, se calculó con la siguiente expresión:

$$Pe(a, T) = 1 - e^{-v(a, T)} \quad (3)$$

Modelo probabilista del movimiento del terreno en un sitio dado

a) Análisis de incertidumbre sobre características del movimiento del terreno durante sismos

Para caracterizar acertadamente la respuesta estructural es necesario contar con historias detalladas del movimiento del terreno durante sismos; sin embargo, con frecuencia las muestras disponibles de acelerogramas registrados durante sismos no son suficientes para llevar a cabo un análisis de confiabilidad; por ello se han destinado esfuerzos a desarrollar modelos matemáticos de procesos estocásticos para representar las características detalladas del movimiento del terreno durante posibles eventos futuros. Dentro de los modelos desarrollados para representar las características del movimiento del terreno, en este trabajo se empleó un modelo de simulación de registros sísmicos. Este modelo es definido por un conjunto de funciones

que describen la evolución de las amplitudes y contenido de frecuencias durante un temblor. La forma de dichas funciones, así como sus correspondientes parámetros se determinaron a partir de la información de historias de aceleraciones de sismos ocurridos en diferentes fuentes sísmicas. Estos parámetros se relacionan directamente con M y R , a los que se ajustan funciones semi-empíricas de atenuación con el fin de caracterizar las propiedades estadísticas de las funciones que controlan la evolución del movimiento del terreno durante un sismo.

Aquí, el acelerograma de un sismo es considerado como un proceso gaussiano no estacionario con propiedades estadísticas dependientes de M y R , y con el fin de representar adecuadamente las características de las funciones que controlan las características evolutivas del movimiento del terreno, se define un conjunto de parámetros que posteriormente se transforman en los originales para la etapa de simulación.

Con el fin de estimar los parámetros que definen las características del proceso no estacionario del movimiento del terreno en términos de M y R , se adoptaron parámetros que se toman como base para la simulación de la excitación sísmica.

Por otra parte, la calidad de los acelerogramas puede mejorarse a medida de que se cuente con una mayor cantidad de acelerogramas útiles de sismos ocurridos, además de que las propiedades estadísticas de los parámetros que controlan el movimiento puedan referirse a zonas sismogénicas con características particulares. También dicha calidad puede lograrse mediante el desarrollo de nuevas alternativas para caracterizar principalmente el contenido de frecuencias del proceso modulado.

b) Parámetros de fuente

En este trabajo se consideró que el sismo que controla el peligro sísmico de la región corresponde al de magnitud 8.1, con distancia igual a la mínima, del sitio a la placa subducida.

Para determinar la distancia mínima de la fuente al sitio de interés se consideraron resultados reportados por Pardo. A partir de esta información se determinó la distancia mínima de la fuente al sitio de interés, siendo de 25 km.

Esta información se empleó para simular lo acelerogramas sintéticos, en sus componentes horizontal y vertical.

Acelerogramas sintéticos

La metodología descrita anteriormente, permite simular registros de sismos obtenidos en el sitio de interés o en sitios de características similares.

Se determinaron acelerogramas sintéticos para periodos de retorno de 100 y 200 años considerando los eventos más desfavorables que puedan ocurrir en cada mecanismo de ruptura, para terreno firme (roca basal). Se determinaron también los desplazamientos máximos para los mecanismos de falla considerados.

Se obtuvieron familias de acelerogramas sintéticos para cada periodo de retorno de interés, tanto en su componente vertical como en la horizontal y las relaciones que guardan entre sí tales componentes.

Para los acelerogramas sintéticos componente horizontal, su duración está comprendida entre los 30 y 50 segundos, mientras que para la componente vertical, su duración está comprendida entre los 25 y 50 segundos.

Con respecto a las amplitudes, los acelerogramas sintéticos componente horizontal presentan amplitudes máximas del orden de 600 gals, en tanto que las amplitudes máximas para la componente vertical son del orden de 250 gals. Puede observarse que

las amplitudes máximas verticales son aproximadamente un medio de las amplitudes máximas horizontales.

Estos acelerogramas sintéticos en sus componentes horizontal y vertical se pueden usar para determinar la respuesta dinámica de la estructura, sujeta a solicitaciones sísmicas.

Se obtuvieron los espectros de respuesta para aceleración horizontal y vertical máxima espectral, para $\zeta = 0.05$ de amortiguamiento, tanto para un periodo de retorno de 100 como de 200 años.

Envolventes de espectros de respuesta simulados

En general los espectros de diseño recomendados son envolventes razonables de los espectros de respuesta (pseudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) de los movimientos del terreno que podrían presentarse con 200 años de periodo de retorno.

Se obtuvieron las envolventes de espectros de respuesta simulados para componente horizontal y para componente vertical.

Se sabe que los espectros de diseño suelen incluir reducciones con respecto a los espectros de respuesta que no pueden explicarse razonablemente sólo en términos de ductilidad. Tales factores de reducción son conocidos como de "sobrerresistencia", usualmente considerados de forma poco clara en las normas de construcción. En las normas de construcción del Distrito Federal se consideran factores de reducción del orden de 2 a 2.5 (Ordaz). Para fines de comparación con los espectros de diseño propuestos por el Manual de diseño por Sismo de la CFE y de la SCT, se consideró razonable emplear un factor de reducción de 2 para considerar los efectos de

sobrerresistencia. Se obtuvieron así las envolventes de espectros de respuesta simulados.

Para fines de diseño, se recomienda usar los acelerogramas sintéticos proporcionados anteriormente, para un periodo de retorno de 200 años.

Se ha presentado el estudio de peligro (riesgo) sísmico que enfrentan las construcciones en Lázaro Cárdenas, Michoacán, utilizando datos y modelos desarrollados recientemente sobre sismicidad y atenuación de ondas sísmicas. No obstante este análisis, se calcularon las tasas de excedencia de aceleraciones espectrales máximas del suelo, en terreno firme, para el sitio de interés.

En la Siderúrgica Lázaro Cárdenas, en el jardín de dicha instalación, fue posible utilizar cuatro registros de sismos. La Siderúrgica es una instalación vecina del sitio donde se construirá el puente Albatros, por lo que se consideró que las condiciones del terreno eran similares.

Se generaron familias de sismos sintéticos para componente horizontal y vertical, respectivamente para periodos de retorno de 100 y 200 años. Los acelerogramas corresponden al sismo de diseño.

Las envolventes de espectros de respuesta simulados considerando o no posibles efectos de sobrerresistencia se proporcionaron sólo para fines de comparación con los espectros de diseño dados por la CFE y la SCT. Para fines de diseño, se sugiere emplear los acelerogramas sintéticos proporcionados en sus componentes horizontal y vertical respectivamente para un periodo de retorno de 200 años.

3.6 Estudio de incidencia de viento

Desde el punto de vista del efecto del viento, se realizaron los estudios encaminados al análisis del flujo de aire y su interacción estática con la estructura. Los estudios se fundamentaron en las investigaciones experimentales de estructuras semejantes realizados en centros especializados a nivel mundial. Las teorías se aplicaron, no solo en los tramos del distribuidor completo, sino en el tramo basculante abierto y las correspondientes fases constructivas de la estructura.

Se realizó una revisión de los modelos representativos de las propiedades topográficas que inciden en las características del viento actuante. Se utilizaron los lineamientos teóricos correspondientes a la simulación del viento en la capa límite turbulenta que se acerca al lugar del sitio en estudio y que se asocia con lo que se conoce como campo cercano, en conjunto con la normatividad vigente en la materia.

Se expuso la teoría del movimiento de la atmósfera, gobernado por las ecuaciones fundamentales de la mecánica del medio continuo. Se plantearon las simplificaciones correspondientes, para concretar las leyes de distribución de velocidad media, que rigen a los reglamentos más importantes.

Se analizaron las teorías que definen las propiedades del viento turbulento en el campo cercano, tales como los criterios para el cálculo de los espectros de potencia de ráfagas, velocidad de ráfagas, índices de turbulencia y los RMS correspondientes, en conjunto con las escalas integrales de turbulencia. Además, se expuso la teoría que define las funciones de coherencia, representación matemática de la correlación cruzada entre componentes de turbulencia en puntos divididos en el espacio.

Para el análisis estadístico de las velocidades del viento, se obtuvo la información más reciente del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), para la ciudad de referencia. Para

analizar estadísticamente los datos, se aplicó la estadística de extremos, basada en distribuciones Fisher-Tippett II. Se obtuvieron propiedades estadísticas importantes, tales como la velocidad media en la zona, la desviación estándar y el coeficiente de variación, que retro alimentaron los modelos matemáticos de dicha distribución, para calcular las probabilidades de excedencia de valores característicos, de acuerdo a la vida útil de la estructura y el periodo de retorno. La conclusión de dicho estudio estadístico, define una velocidad de referencia de 254 km/hr en un periodo de retorno de 200 años, para una vida útil de 100 años, velocidad ligeramente mayor que la que define el manual CFE de 240 km/hr en la zona, para el mismo periodo de retorno.

La velocidad de referencia, sirvió de base para calcular los parámetros necesarios para el diseño eólico del puente. Se realizó un estudio comparativo, bajo distintos criterios teóricos y de normatividad, de las distribuciones de velocidad media, RMS, índices de turbulencia y velocidades máximas del viento. Se concluyó que los lineamientos de velocidades medias de la CFE resultan ser conservadores con respecto a otros criterios, y se tomaron como válidos para el análisis, utilizando la velocidad de referencia de 254 km/hr, para promediación de 3 segundos, a 10 metros de altura. En el tramo basculante abierto, se consideró una velocidad menor de 80 km/hr.

Se estimaron, entonces, mediante algunos criterios internacionales, el cálculo de otros parámetros importantes del campo cercano a distintas alturas con respecto al suelo, que no contemplan los reglamentos mexicanos, talos como los espectros de potencia de ráfagas, las funciones de auto correlación entre las componentes de turbulencia y las escalas de tiempo, que se asocian a la memoria característica entre señales de ráfagas. Se obtuvieron, también, las escalas integrales de turbulencia.

Se realizó el análisis estático del puente por el efecto del viento. Inicialmente, se expuso la teoría básica, basada en la mecánica del medio continuo y las ecuaciones de Navier-

Stokes, con hipótesis simplificadoras que permiten, a través de la teoría de Bernoulli, establecer las ecuaciones que definen la magnitud de las cargas en el puente, en términos de coeficientes netos de fuerzas y momentos. Se expuso una teoría alternativa, mediante la utilización de funciones armónicas aplicadas a un flujo en dos dimensiones.

Las fuerzas involucran la obtención de una presión dinámica de base, que se obtuvo con el criterio de la CFE, realizando el ajuste por altura, temperatura y presión barométrica. Para el cálculo de los coeficientes de fuerzas, para cada uno de los elementos estructurales, se aplicó un procedimiento que involucra la determinación de las dimensiones básicas del elemento estructural, cálculo del área neta de influencia por unidad de longitud del elemento, las velocidades de referencia a las alturas requeridas de acuerdo al proyecto y el cálculo de las presiones dinámicas de base.

Se propusieron los coeficientes de fuerzas, de acuerdo a estudios realizados en centros de investigación a nivel mundial, en secciones transversales análogas a las del proyecto. Dichos coeficientes, para la calzada del puente, se establecieron para ángulos de incidencia del viento de -16° a 16° , y en pilas, de -90° a 90° . Se aplicaron las ecuaciones que rigen el cálculo de las fuerzas y momentos, por unidad de longitud del elemento a considerar.

Se realizaron los planos correspondientes que se presentan al final de este informe, en donde se exponen, por unidad de longitud del elemento, las fuerzas requeridas para aplicar en los modelos matemáticos del puente, a fin de evaluar la respuesta estructural bajo la acción del viento. Se realizaron recomendaciones para quien diseñe la estructura de tal forma que el puente resista adecuadamente 45 combinaciones posibles por viento, en puente completo, fases constructivas y en la zona del tramo basculante abierto.

Las referencias de instituciones de investigación que se utilizaron como base para el cálculo de los coeficientes de fuerzas, incluyen laboratorios, institutos y centros normativos ubicados en Estados Unidos, Canadá, Australia, Francia, Inglaterra, Dinamarca y Alemania.

4. PROYECTO CONSTRUCTIVO

4.1 Proyecto estructural

I.- CRITERIOS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Las bases para el dimensionamiento de las estructuras del Puente de Albatros se describen en los apartados siguientes:

- Normativa de referencia.
- Definición de las cargas de diseño.
- Definición de la acción sísmica de proyecto.

Normativa de referencia

Normativa básica

La normativa de referencia básica empleada en el cálculo y dimensionamiento de la estructura será "AASHTO Standard Specifications for highway bridges" (17th edition, 2002) con los requerimientos específicos que contiene la "NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE" editada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de México.

Normativas complementarias

La normativa citada se complementará con lo que establecen las normas que se citan a continuación. La sustitución de algún apartado específico de la Norma AASHTO, antes citada, por lo establecido en estas normas se podrá hacer cuando se cubra alguna

deficiencia de ésta, que esté debidamente justificada, y cuando la seguridad de la estructura sea mejorada con respecto al dimensionamiento con la Norma AASHTO.

La normativa internacional de posible aplicación será la siguiente:

- "Bridge Design Specifications" del Department of Transportation. Estado de California EEUU. 1990 (CALTRANS).
- "Eurocódigos" del Comité Europeo de Estandarización.
- "Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural".
- Normas ACI

CARGAS DE DISEÑO

Cargas Muertas

Peso propio

Se utilizará en los cálculos un peso unitario del concreto en las secciones de las estructuras armadas y/o presforzadas igual a 2.500 kg/m³.

El peso de los elementos metálicos se evaluará con un peso específico de 7.850 kg/m³.

Peso de los equipamientos

Incluirá:

- Carpeta de rodamiento de aglomerado asfáltico de 80 mm de espesor sobre la estructura de concreto, con un peso específico de 2,40 Tn/m³. En el tablero metálico el pavimento estará constituido por una película de resina sobre la que se aplica una capa de arena de cuarzo. Su espesor total es de aproximadamente 6 mm, por lo que no se considera su peso.

- Barreras laterales de contención de vehículos formadas por 2 tubos de acero solidarios de postes también de acero que se soportan mediante una banqueta imposta de concreto reforzado con un peso total de 1,454 Tn/ml en cada borde del tablero.

Cargas Vivas

Tren HS20 de la AASHTO

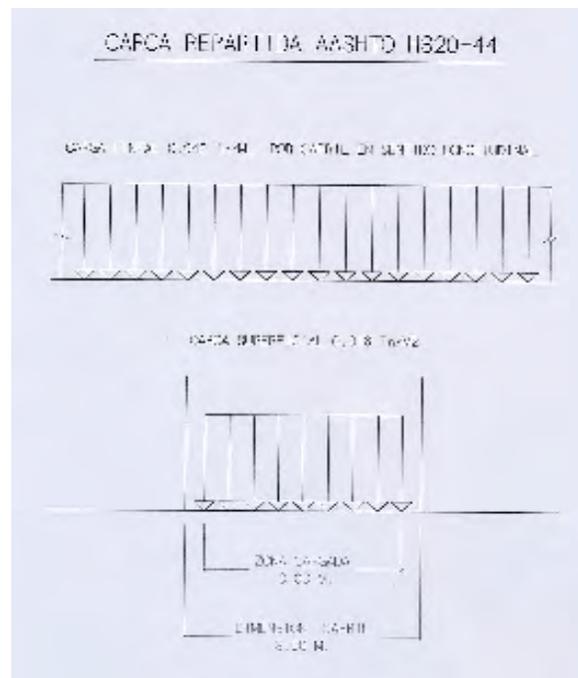
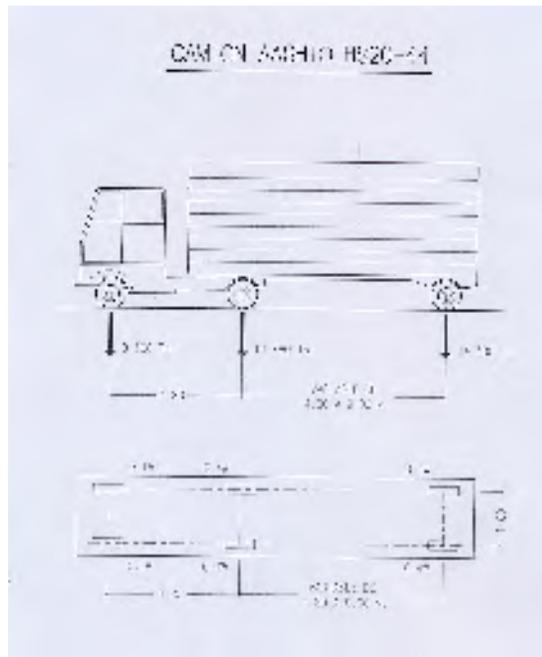
Se estudiarán los efectos producidos por las siguientes cargas:

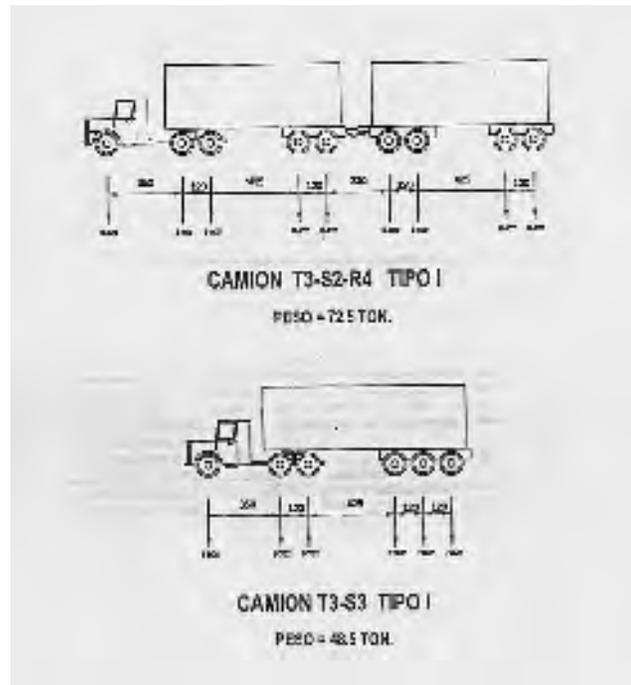
- Uno o dos camiones HS20-44 de la norma AASHTO (33,13 Tm de peso total) aplicados a lo largo del viaducto en carriles de 3,60 m.
- Carga repartida equivalente (lane load) HS20-44 aplicada de manera que produzca los máximos esfuerzos que se deseen estudiar. La carga total es de 0,949 T/ml.

Vehículos tipo S.C.T.

Se contemplan dos posibilidades:

- Camión tipo T3 S2-R4 tipo I= 72,5 Tn o camión T3-S3 tipo I= 48,5 Tn. según las especificaciones de la norma SCT: N-PRY-CAR-6-01.
- Carga repartida equivalente (lane load) HS20-44 aplicada de manera que produzca los máximos esfuerzos que se deseen estudiar. La carga total es de 0,949 T/ml según la figura 1.2.





Número de carriles de la carga viva

La carga viva se supondrá aplicada en cuatro carriles de 3,60 m en la posición más desfavorable de la sección transversal, con objeto de obtener los elementos mecánicos más desfavorables en cada caso. En los ramales de acceso el número de carriles a considerar será de dos.

Reducción por simultaneidad de acción de la carga viva

En función del número de carriles cargados se considerará el siguiente factor de ponderación de la carga viva:

Una carril	1,00
Dos carriles	0,90
Tres carriles.....	0,80
Cuatro carriles	0,70

Impacto de la carga viva

La mayoración por efectos dinámicos de la carga viva se tendrá en cuenta aplicando el factor de amplificación definido en la norma AASHTO en el artículo 3.8.2.

El factor a aplicar será: $I = 50/(L+125)$

Siendo:

I = Fracción de incremento del impacto a aplicar a la carga viva. El valor máximo será 30%.

L = Longitud cargada para conseguir el máximo esfuerzo.

Carga viva peatonal y de ciclistas

Se considerará una carga viva para las zonas peatonales y de ciclistas de 420 kg/m².

Acciones Horizontales Por Frenado

La acción a considerar será una fuerza horizontal paralela al eje del puente con un valor igual al 25% del peso del camión HS-20 definido en 1.2.2.1 y aplicada en cada uno de las carriles a una altura de 1.80 m sobre el nivel de la plataforma.

Para el caso en que el vehículo a considerar sea el correspondiente a la carga T3-S2-R4 ó T3-S3 se aplicará también una carga idéntica a la anteriormente descrita y también del 25% del peso del vehículo T3-S2-R4 o T3-S3.

Cargas de viento

Acción estática del viento sobre la estructura

Se dimensionará la estructura para la acción de un viento de velocidad 240 Km/h actuando en cualquier dirección, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de México, complementada por la norma N-PRY-CAR-6-01-004/01 de la SCT en lo referente a velocidades regionales del viento. Para los tramos de acceso se aplicará el cálculo estático, mientras que en el tramo principal se aplicará el cálculo dinámico.

Se estudiará la actuación del viento al menos en dos direcciones transversal y longitudinal.

Por tratarse de un puente móvil se realizará un cálculo de viento para el puente abierto considerando una velocidad máxima de viento de 80 km/h. Para velocidades de viento mayores se considerará el puente cerrado en situación de servicio.

Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de incidencia de Viento, realizado para este proyecto.

Acción estática del viento sobre la carga viva

La acción del viento sobre la carga viva se asimilará a una carga estática horizontal de 150 kg/ml aplicada 1.80 m sobre el nivel de la calzada.

La dirección del viento se tendrá en cuenta de la misma forma que en el apartado anterior.

Efectos sísmicos

La descripción de las acciones sísmicas se desarrolla con más detalle en el apartado I-3 "Definición de la acción sísmica", por la especial importancia que tiene el dimensionamiento y seguridad de la estructura de este puente. Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de riesgo sísmico realizado para este proyecto.

Empuje de tierras

En el cálculo de los estribos se consideran las acciones correspondientes al empuje de tierras con arreglo a lo especificado en el apartado 3.20 de AASHTO.

Fuerzas debidas a las deformaciones impuestas

Térmicas

Se estudiarán los siguientes efectos producidos por las variaciones de temperatura con arreglo a las especificaciones de la Norma AASHTO.

- Variación uniforme de temperatura en todos los elementos de la estructura (tablero, pilas y torres).
- Gradiente térmico entre las caras superior e inferior del tablero.

Los efectos de estas acciones se consideran compatibles entre sí.

Se considera un coeficiente de dilatación térmica del concreto de 10^{-5} ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) y de 1.2×10^{-5} ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) para el acero.

Reológicas

Se tendrán en cuenta en el dimensionamiento de la estructura los efectos producidos por las deformaciones lentas por fluencia y retracción del concreto.

La obtención de los valores de la deformación por retracción y fluencia del concreto y su efecto sobre la estructura se realizará con arreglo a lo dispuesto en la sección 9.16.2 de AASHTO.

Combinación de las acciones

Las diferentes acciones descritas anteriormente se combinarán según lo indicado en el artículo 3.22 de AASHTO y más concretamente según la tabla 3.22.1A del citado artículo.

DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA DE PROYECTO

Dada la importancia de la acción sísmica en el dimensionamiento y en la seguridad de la estructura se exponen a continuación de manera resumida los principales criterios de diseño básicos para el estudio de esta acción.

Normativa

La normativa de referencia básica empleada en la obtención de las acciones sísmicas y en el dimensionamiento y comprobaciones de los elementos de la estructura será la que figura en N-PRY-CAR-6-01-005/01 de la SCT.

Dicha normativa será complementada, y en su caso cuando fuera debidamente justificado, sustituida por el contenido de las siguientes normativas:

- Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de Estructuras sismoresistentes.
 - Parte 1. Generales y edificación
 - Parte 2. Puentes
- Bridge Design Specifications Department of Transportation California. EEUU (Caltrans) 1990.
- Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de riesgo sísmico realizado para este proyecto.

Asimismo y dada la constante evolución de las investigaciones del comportamiento sísmico de las estructuras y de los materiales se podrán utilizar los resultados de estudios de publicaciones técnicas de prestigio reconocido, siempre que se justifique debidamente la conveniencia de su utilización.

Acción sísmica de proyecto

Clasificación de la estructura

El puente objeto de este proyecto se clasifica atendiendo a su importancia, al grado de seguridad aconsejable y según su comportamiento sísmico, en las categorías siguientes:

- Según su importancia → Tipo A
- Según su comportamiento sísmico → Tipo 2s
- Según el suelo donde se sitúa → Tipo III
- Según la regionalización sísmica → Zona D

Espectro de diseño

Con arreglo a las clasificaciones anteriormente indicadas, se fijarán los parámetros que definen el espectro a considerar y que se obtendrán según lo indicado en el apartado J de la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 de la SCT.

Factor de comportamiento sísmico

Atendiendo a las características de la estructura se definirá el factor que considera el grado de ductilidad de la estructura según las especificaciones del apartado K de la anteriormente citada norma. Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de riesgo sísmico realizado para este proyecto.

Espectros de respuesta

Se utilizarán los espectros definidos en la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 de la SCT adaptados a la aceleración básica y al tipo de terreno que defina el informe geotécnico. Los espectros elásticos se utilizarán en los cálculos sísmicos por el método espectral multimodal. Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de riesgo sísmico realizado para este proyecto.

Acelerogramas de la acción sísmica

Se podrán utilizar en el estudio de la acción sísmica acelerogramas artificiales compatibles con el espectro elástico antes definido.

Si se disponen de acelerogramas debidamente registrados de la zona, podrán igualmente utilizarse.

Los acelerogramas se utilizarán en el cálculo sísmico por el método paso a paso.

Se tomarán los parámetros que nos indica el estudio de riesgo sísmico realizado para este proyecto.

Combinación de la acción sísmica con otras acciones

Se aplicará lo dispuesto en la norma AASHTO.

Efectos sísmicos durante la construcción

La acción sísmica durante las fases de ejecución se evalúa a partir de la acción sísmica de proyecto, de manera que la probabilidad de ocurrencia de un sismo durante el tiempo de construcción sea igual o menor a la probabilidad de ocurrencia del sismo de proyecto durante la vida de la estructura.

Dadas las condiciones geométricas de la estructura y su sistema de retenida sísmica, resultará siempre más desfavorable la situación final de la estructura que cualquiera de las situaciones intermedias durante la construcción.

II. METODOLOGÍA DEL CÁLCULO Y DE LAS COMPROBACIONES DE LA ESTRUCTURA

En los siguientes apartados está descrita brevemente la metodología propuesta para el dimensionamiento y comprobación de la estructura. Las comprobaciones serán las definidas en las normativas y criterios de diseño, más algunas adicionales que se han considerado importantes.

Metodología de cálculo de la estructura

Al igual que los criterios de diseño, se describe en apartados separados la metodología seguida en el análisis estático y en el análisis sísmico.

Análisis estático del puente

Constará del estudio del proceso de construcción y del estudio de la obra terminada. Los dos estudios deberán definir claramente los siguientes apartados:

Modelo de cálculo.

El comportamiento global de las distintas estructuras se estudiará mediante modelos de barras tridimensionales que incluyan el tablero, torres de abatimiento, pilas y aparatos de apoyo.

Si el informe geotécnico indica que puede influir de forma significativa en la respuesta de la estructura, el efecto de la deformabilidad del terreno o el sistema de cimentación elegido, podrán incorporarse ambos, modelizando con elementos tipo barra y/o muelle las condiciones de apoyo de la estructura.

Si la solución estructural lo permite se podrán discretizar la estructura para modelar cada una de sus partes por separado considerando las reacciones que provengan de las partes interconetadas.

Generación de las hipótesis simples de carga

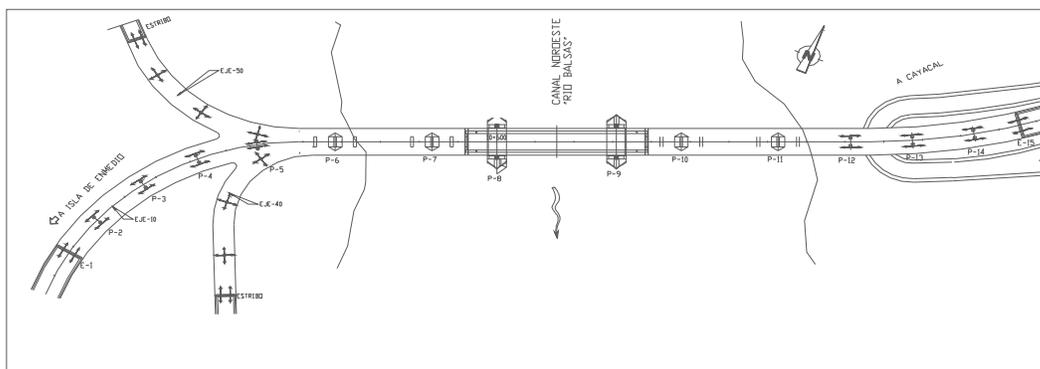
Sobre cada uno de los modelos se definen las hipótesis de las distintas cargas. Las distintas hipótesis de la carga viva se generan colocando las cargas en un número suficiente de posiciones para que sea posible la obtención de envolventes de los esfuerzos más desfavorables de cada elemento. Las cargas o acciones que actúan en toda la estructura simultáneamente se definen con los valores nominales citados en la definición de cargas.

Combinación de las hipótesis

Se obtienen las envolventes de las acciones variables. Estas se combinan entre sí y con la carga muerta según los grupos de combinación definidos en los criterios de diseño.

Análisis dinámico del puente (diseño a sismo)

Los modelos de cálculo serán los mismos que los del estudio estático. Se incorporarán en ellos todas las masas que pueden ser movilizadas durante la sacudida, incluyendo el porcentaje de la carga viva definido en los Criterios de Diseño.



Apoyos de estructura

Métodos de cálculo de la acción sísmica

Análisis multimodal

Se podrá estudiar la estructura con este método si el coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura estimado no es superior al 10%. Se utilizarán los espectros elásticos definidos en los Criterios de Diseño. Se tendrán en cuenta todos los modos de vibración que tengan una contribución significativa en la respuesta global. Esto se considerará que se cumple si la masa movilizada es alrededor del 70% de la masa total de la estructura en cualquiera de las 3 direcciones.

Las respuestas modales se combinarán para obtener la acción sísmica en cada una de las direcciones de la siguiente manera:

- Con la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (regla SRSS) cuando los periodos de los modos no son próximos.
- Con la regla de la combinación cuadrática completa (regla CQC) cuando los modos no puedan considerarse independientes. Esto se supone que ocurre cuando los periodos de los modos difieren menos del 10%.

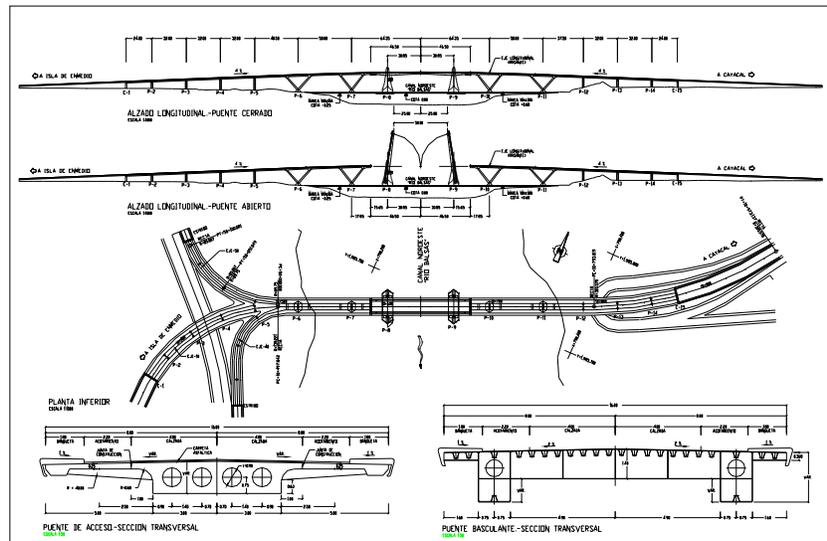
Las acciones sísmicas en cada dirección obtenidas anteriormente se combinarán de forma que las resultantes provengan de la suma de las acciones en una dirección con el 30% de la suma en las otras dos direcciones.

Comportamiento sísmico previsto

Para cumplir el requisito fundamental definido en los Criterios de Diseño, la estructura se dimensionará frente al sismo de proyecto mediante el método de capacidad o de los estados límites últimos de acuerdo con lo especificado en la norma AASHTO. Los criterios de minimización del daño frente a sismos de una mayor probabilidad de ocurrencia durante la vida del puente (y en consecuencia de menor magnitud) estarán cubiertos implícitamente si se cubren los de ausencia de colapso frente al sismo extremo.

- La superestructura no experimentará daños durante la sacudida sísmica. Para resistir ésta se deberá reforzar convenientemente en las secciones más solicitadas, o se dispondrán dispositivos especiales suficientemente garantizados que absorban parte de la energía transmitida o le aíslen de la sacudida.
- Las vinculaciones de la superestructura con sus soportes se dimensionarán para que quede sobradamente garantizada la transmisión de cargas y evitar que el comportamiento previsto de la estructura durante la sacudida se vea alterado por un fallo de éstos.
- Se tendrá especial cuidado en el estudio de los movimientos relativos entre la superestructura y sus puntos de apoyo, así como en el diseño de las entregas para evitar descabalgamientos y golpeteos.

Dimensionamiento de la estructura

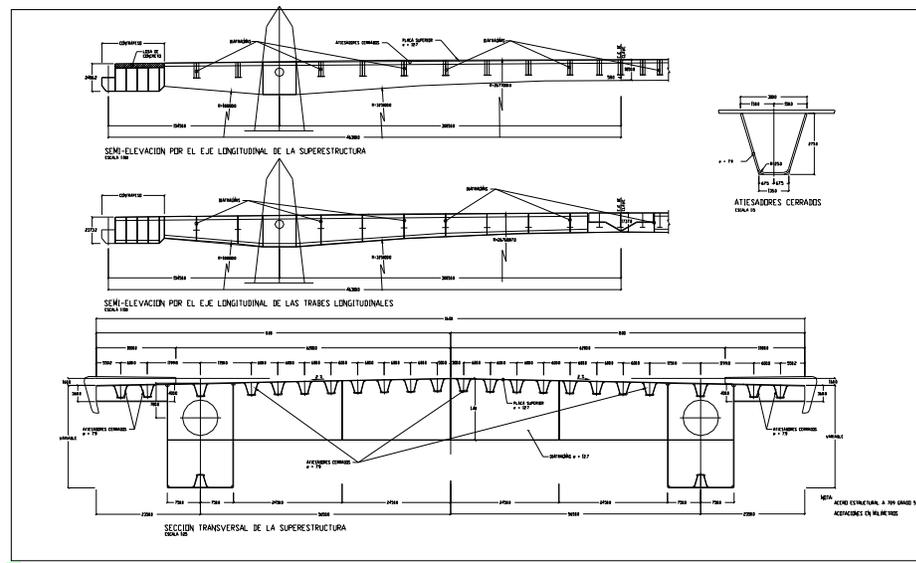


Plano general estructural

Puente principal abatible

Estudio de la superestructura

El puente principal móvil está constituido por dos tableros metálicos simétricos con forma de ménsula de canto variable. De dicha ménsula se prolonga hacia la parte trasera de una misma un contrapeso también de canto variable. El centro de gravedad de cada una de las ménsulas con sus respectivas compensaciones tiene sus centros de gravedad muy próximos a los ejes de giro para abatimiento del tablero con el fin de minimizar la fuerza necesaria para producir el movimiento de apertura y cierre del tablero.



Plano tramo metálico

La sección transversal está constituida por dos vigas longitudinales en forma de cajón, unidas transversalmente por diafragmas que soportan una losa ortótropa formada por una chapa superior y perfiles longitudinales inferiores que la rigidizan.

En el eje de giro de la estructura existe una viga transversal conectada a los bulones de giro de cada semitablero.

En ambos extremos de cada una de las ménsulas existen vigas con forma de media madera, para facilitar la continuidad entre ambos semitableros y entre los extremos del puente principal y los tramos de acceso.

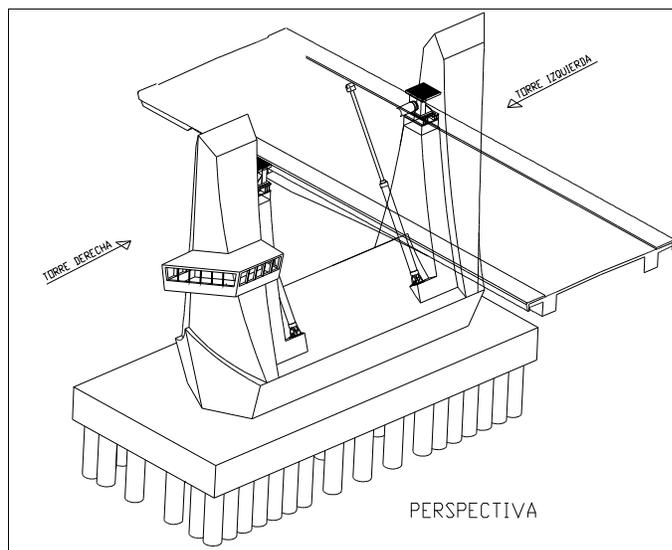
En los citados extremos existen mecanismos para asegurar la continuidad entre puente principal y accesos.

La superestructura descrita se discretizará en forma de emparrillado espacial con objeto de obtener elementos mecánicos tanto en los elementos longitudinales como en los transversales para con ellos poder comprobar los distintos elementos que la constituyen.

Estudio de elementos locales

Las zonas donde se produzcan efectos locales no reflejados en el modelo general de la estructura (zonas de aplicación de cargas concentradas, transmisión y reparto de cargas de bulones de giro, apoyos, enclavamientos, etc) se dimensionarán y comprobarán mediante la utilización de elementos finitos locales.

Estudio de las torres de abatimiento



Torre 8- Geometría

Cada una de las dos torres de abatimiento está formada por un cuerpo principal de concreto reforzado con forma que recuerda un barco dispuesto transversalmente al puente. Este cuerpo se apoya en un conjunto de pilotes que transfiere la carga al terreno.

De ambos extremos del cuerpo principal se elevan dos torres de concreto de sección variable que contienen las escaleras de comunicación del tablero con la maquinaria inferior del puente dispuesta en la base de los cuerpos principales de las torres.

Sobre dos pedestales adosados a las caras internas de las torres se disponen los soportes de los bulones de giro de los dos semitableros.

Igualmente en la zona próxima a las torres en el cuerpo principal de las mismas se disponen dos macizos de concreto para anclar en ellos los gatos que generan el movimiento de abatimiento de cada semitablero del puente principal.

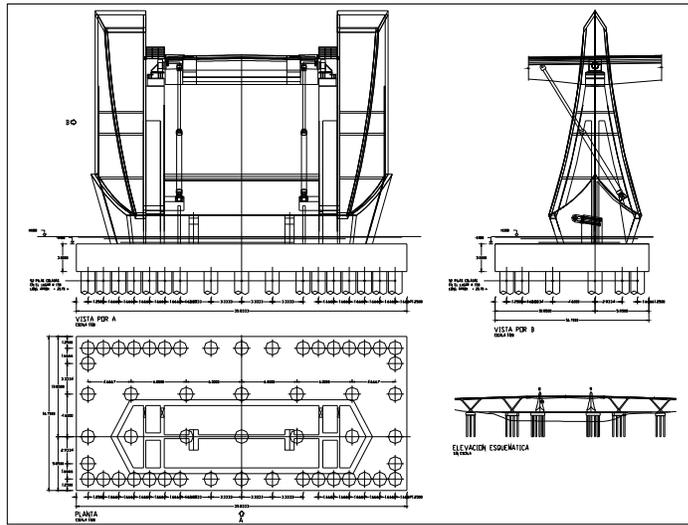
El conjunto del cuerpo principal con sus dos torres y los pilotes de apoyo se discretizarán en forma de emparrillado espacial para estudiar en él, tanto las acciones debidas a su peso, como a los empujes debidos al viento, sobrecargas de explotación y sismo.

Estas acciones se combinarán según la norma AASHTO obteniendo así las hipótesis más desfavorables que se utilizarán para el dimensionamiento de armaduras y el control de esfuerzos.

Estudio de las cimentaciones

Las cargas transmitidas por las torres serán resistidas por pilotes anclados a los encepados que constituirán la base del cuerpo principal de cada torre. La carga admisible por los pilotes, tanto en tensión como en compresión se determinará a partir de los datos del informe geotécnico.

Se prestará especial atención a las cargas de origen sísmico que probablemente determinarán el dimensionamiento de los pilotes. Al ser elementos cuyo estado no podrá ser verificado tras la sacudida sísmica se dimensionarán de forma que para el sismo de proyecto no puedan sufrir ningún daño.

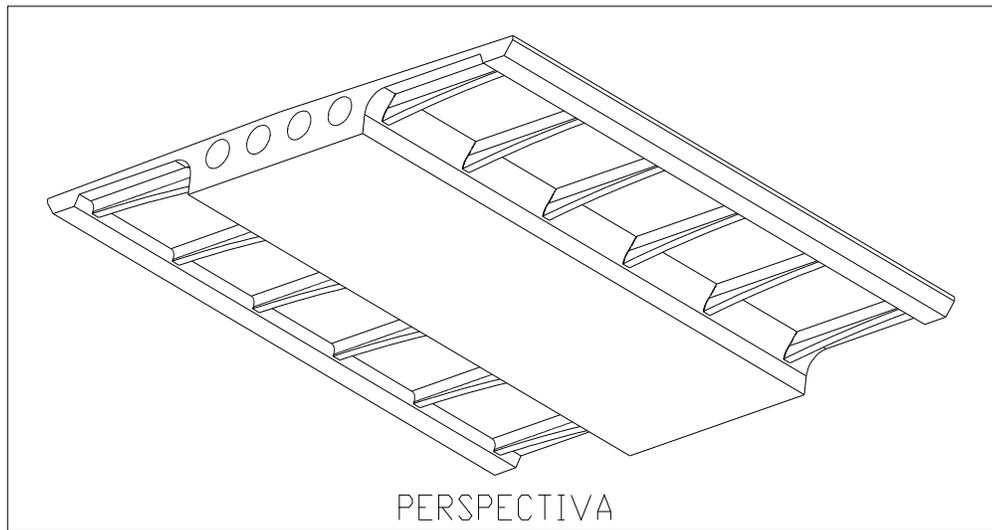


Cimentación en torres

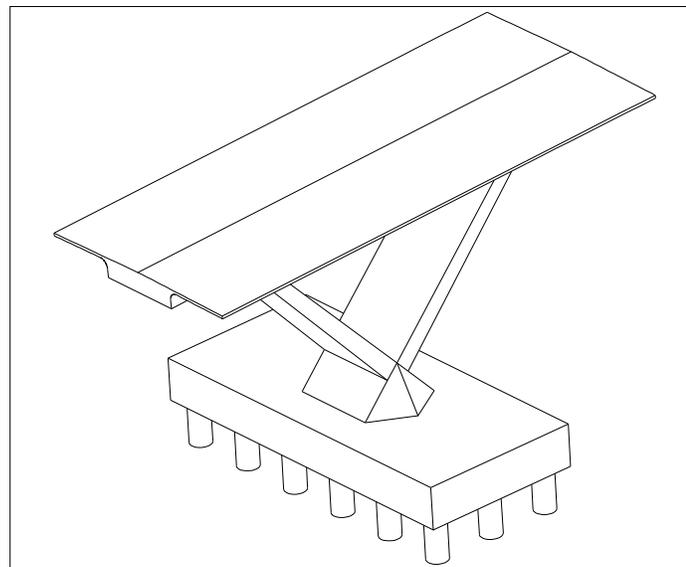
Viaductos de acceso

Estudio de la superestructura

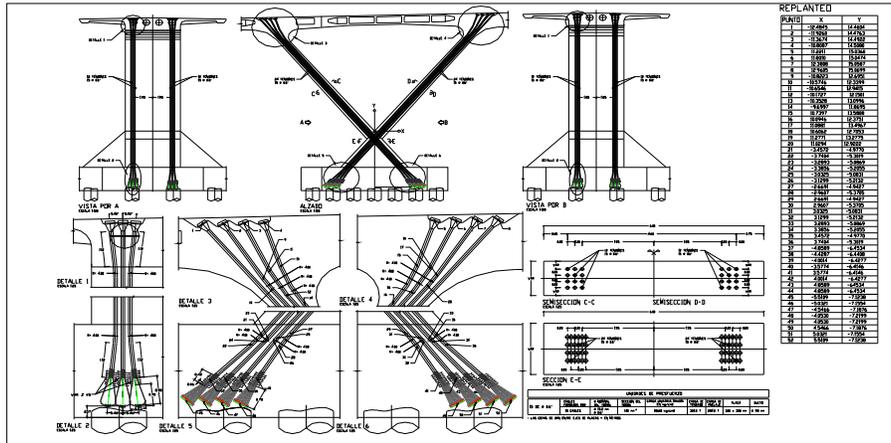
La sección del tablero está constituida por un cajón de canto constante con alveolos circulares, apoyado sobre pilas constituidas por dos fustes verticales arriostrados en pie y cabeza. Los dos vanos más próximos al puente principal están constituidos por un cajón de canto variable con alveolos circulares, soportado por pilas en forma de “V” empotradas en cabeza en el tablero. Para su estudio se realizará un modelo espacial de nudos y barras que discretizará el conjunto de tablero y pilas de los viaductos de acceso.



Superestructura en accesos



Pilas en V



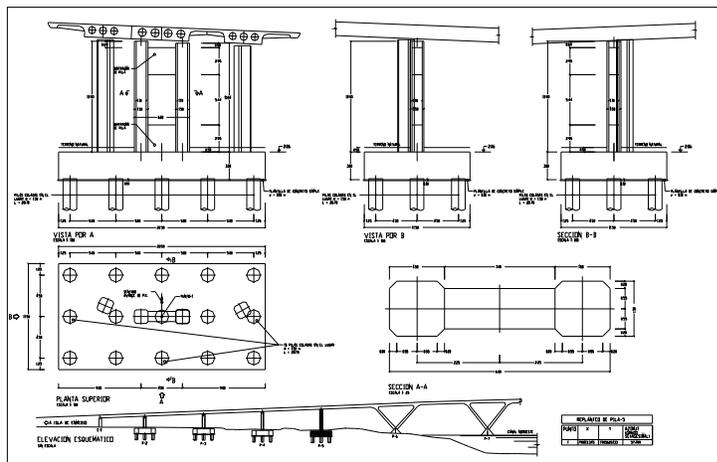
Presfuerzo en pilas

Estudio transversal

Las secciones transversales se dimensionarán con idéntico criterio al descrito para los tableros longitudinales.

Estudio de las pilas

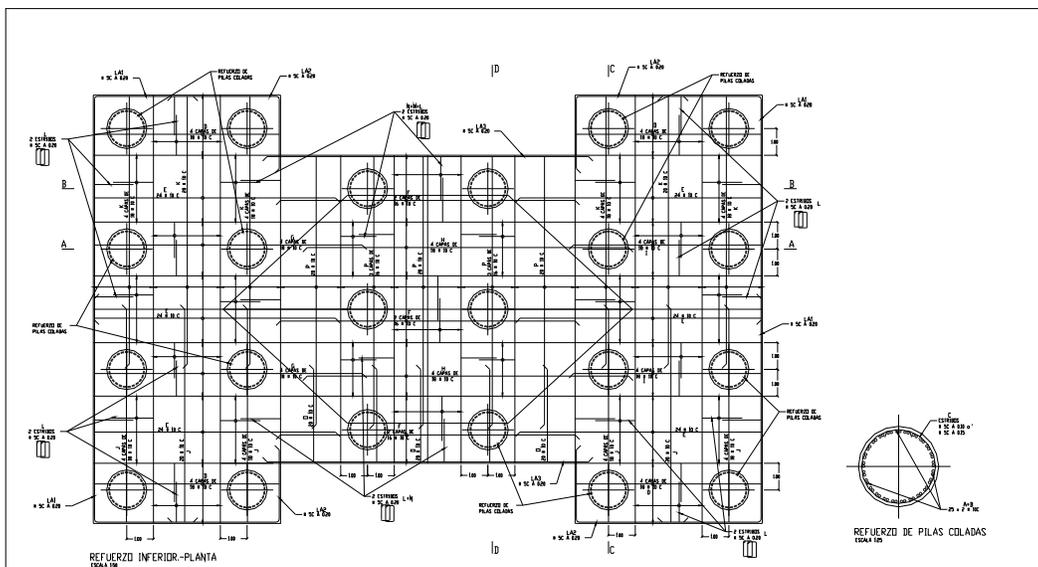
El dimensionamiento de estos elementos de la estructura viene determinado principalmente por la acción sísmica. Los valores de los elementos mecánicos para su dimensionamiento se obtendrán del modelo de cada uno de los tramos de acceso.



Subestructura y Cimentación en Accesos

Estudio de las cimentaciones

Las cargas transmitidas por las pilas serán resistidas por pilotes anclados en encepados de concreto reforzado. La carga admisible por los pilotes, tanto en tracción como en compresión se determinará a partir de los datos del informe geotécnico. Las cargas de origen sísmico determinarán probablemente su dimensionamiento. Al ser elementos cuyo estado no podrá ser verificado tras la sacudida sísmica se dimensionarán de forma que para el sismo de proyecto no puedan sufrir ningún daño.

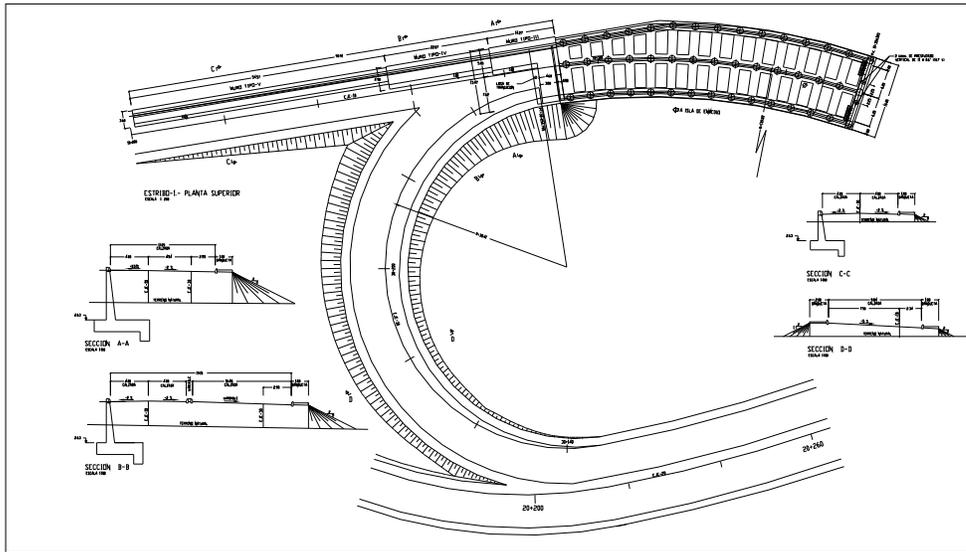


Cimentación en Accesos

Estudio de los estribos

Están formados por elementos de concreto presforzado y armado cimentados sobre pilotes como las pilas.

A las acciones transmitidas por el tablero hay que añadir los empujes del terreno. Para evaluar los empujes del terreno durante la sacudida sísmica se podrán utilizar las fórmulas aproximadas del Método Mononabe-Okabe, o modelos de elementos finitos.



Geometría de estribos

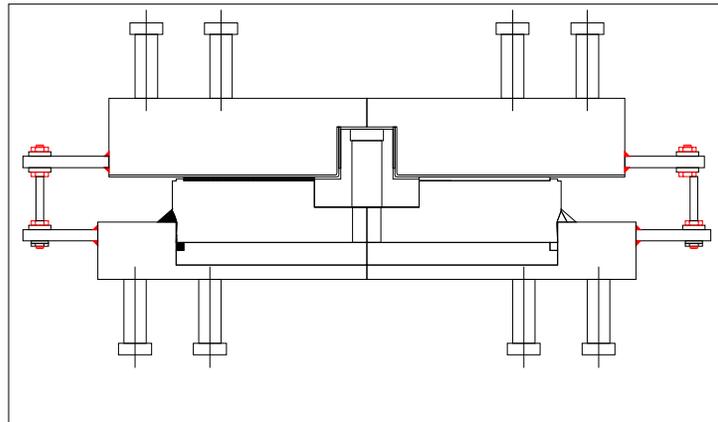
Estudio de los aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo en pilas se harán con apoyos de neopreno zunchado y/o con apoyos tipo “pot” con teflón.

Deberán dimensionarse para resistir las cargas y los desplazamientos y rotaciones obtenidos del cálculo elástico. En caso de que se produzcan reacciones negativas, o por debajo de los valores límites admisibles, deberán preverse sistemas de sujeción adicionales.

Al igual que en las pilas y cimentaciones la acción sísmica es determinante. En el caso de que las cargas horizontales que deben ser transmitidas entre la superestructura y la pila sean muy grandes, habrá que considerar la utilización de esquemas especiales que garanticen un correcto funcionamiento.

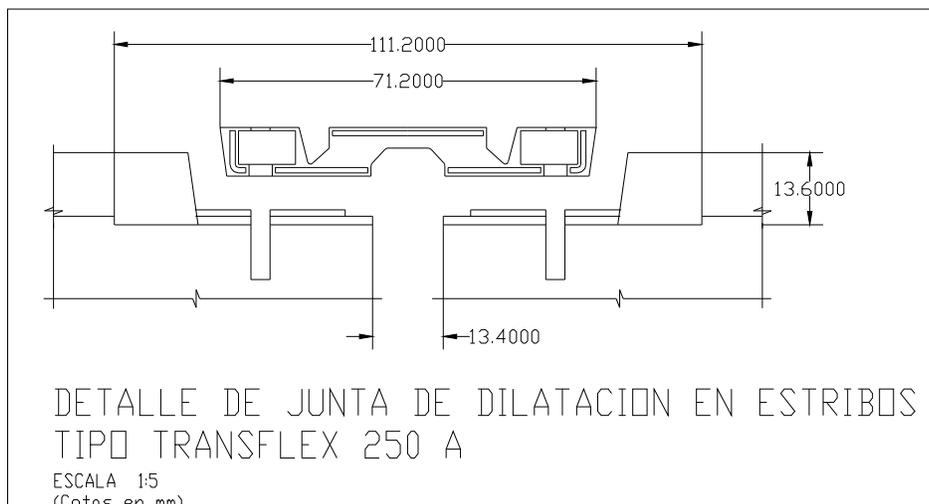
Deberá tenerse especial cuidado en la obtención de los movimientos relativos entre diferentes elementos para evitar descabalgamientos o golpeteos que comprometan la seguridad de la estructura o invaliden el esquema de funcionamiento esperado durante la sacudida sísmica.



Apoyos encasetonados

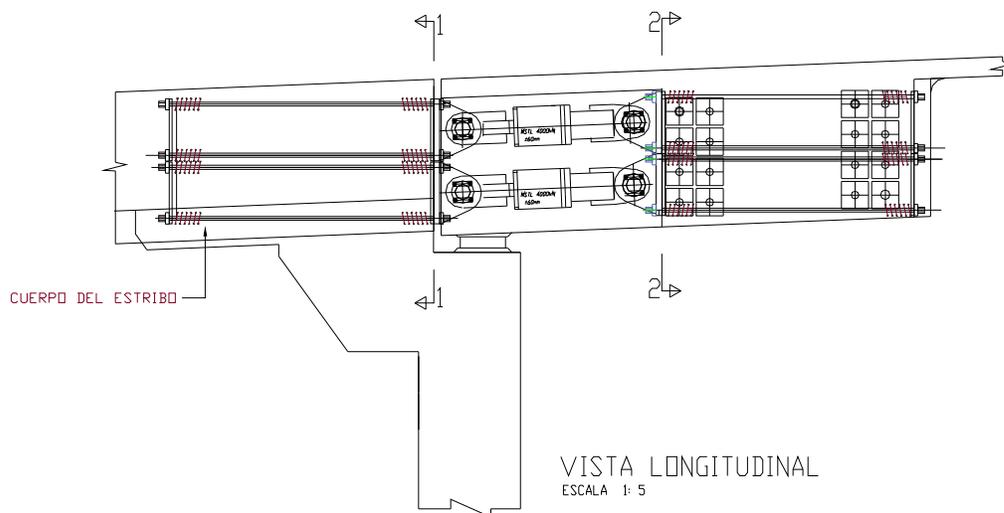
Estudio de las juntas de dilatación

Los movimientos relativos entre el puente principal y los viaductos adyacentes se evaluarán sumando a los efectos de la retracción, fluencia y temperatura la acción sísmica.



Junta de calzada

Debido a la magnitud del sismo de proyecto, los movimientos pueden llegar a ser importantes, por lo que se podrá admitir la aparición de daños en las juntas durante la sacudida, siempre que tengan una fácil reparación para que la circulación pueda ser restablecida con la mayor prontitud. Es importante indicar que en esta estructura se está incluyendo una tecnología de punta para absorber los movimientos sísmicos llamados Dispositivos de transmisión de choque que tienen la función de disipar la energía de la sacudida sísmica.



Dispositivos de transmisión de choque

COMPROBACIONES

Esfuerzos básicos admisibles en servicio

En las comprobaciones de los estados límite de servicio, los esfuerzos básicos de referencia de cada material serán las definidas en la norma AASHTO.

Las tracciones deberán ser absorbidas por una armadura de refuerzo suficiente.

Las chapas de acero deberán cumplir las especificaciones indicadas en la norma AASHTO.

Comprobaciones de las capacidades resistentes de los elementos de la estructura (Diseño según capacidad)

Las secciones de concreto armado se dimensionarán de acuerdo a lo establecido en la norma AASHTO. La norma ACI complementará lo establecido en esta norma.

La capacidad última de las secciones de concreto presforzado se comprobará según lo establecido en la norma AASHTO.

Comprobaciones de los aparatos de apoyo

Las comprobaciones serán las establecidas por la norma AASHTO.

4.2 Catálogo de conceptos y volumen de obra

Se realizó el catálogo, especificaciones y volúmenes de obra por concepto, que por cuestiones de que son cerca de 500 conceptos, solo se hace mención de las partidas de obra.

1.- VIALIDADES DE ACCESO, TERRACERÍAS

Préstamos
Terraplenes
Acarreos para terracerías
Estructuras y obras de drenaje
Rellenos
Concreto hidráulico
Alcantarillas tubulares de concreto
Instalaciones hidráulicas y sanitarias
Pavimentos
Estabilizaciones
Carpeta de concreto asfáltico
Acarreo de materiales para pavimentos
Señalamiento vertical

2.- ESTRUCTURAS

Cimentación y subestructura

Eje principal

Eje 10-Lado isla de en medio
Eje 10-Puente basculante
Eje 10-Lado isla del cayacal
Eje 40 – Lado isla de en medio
Eje 50- Lado isla de en medio

Cimentación y subestructura

Eje principal (eje 10), lado isla de en medio

Eje principal (eje 10), puente basculante

Eje principal (eje 10), lado isla del cayacal

Eje principal (eje 40), lado isla de en medio

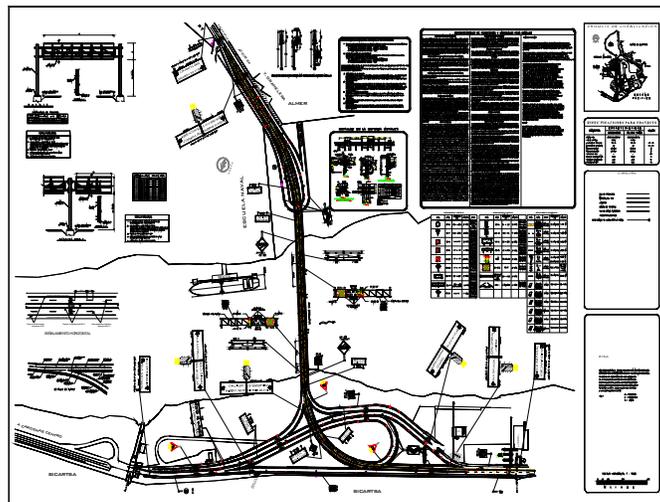
Eje principal (eje 50), lado isla de en medio

Sistemas basculante

Suministro e instalación de alumbrado general del puente

Dispositivos de protección de estructura

4.3 Señalamiento vertical y horizontal



5.- ANEXOS

Planta general de proyecto geométrico,

Planos generales del puente (ESTRUCTURALES)

GEOMETRIA DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL

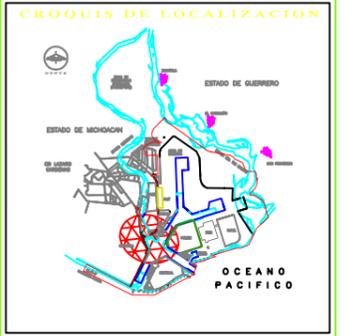
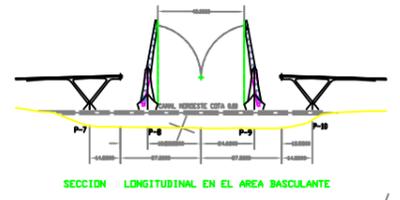
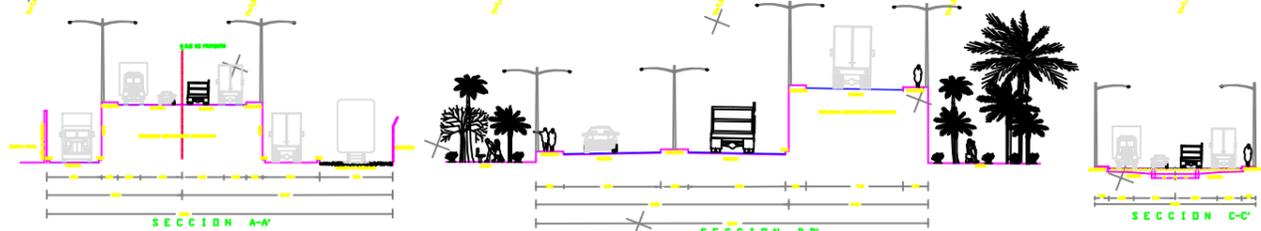
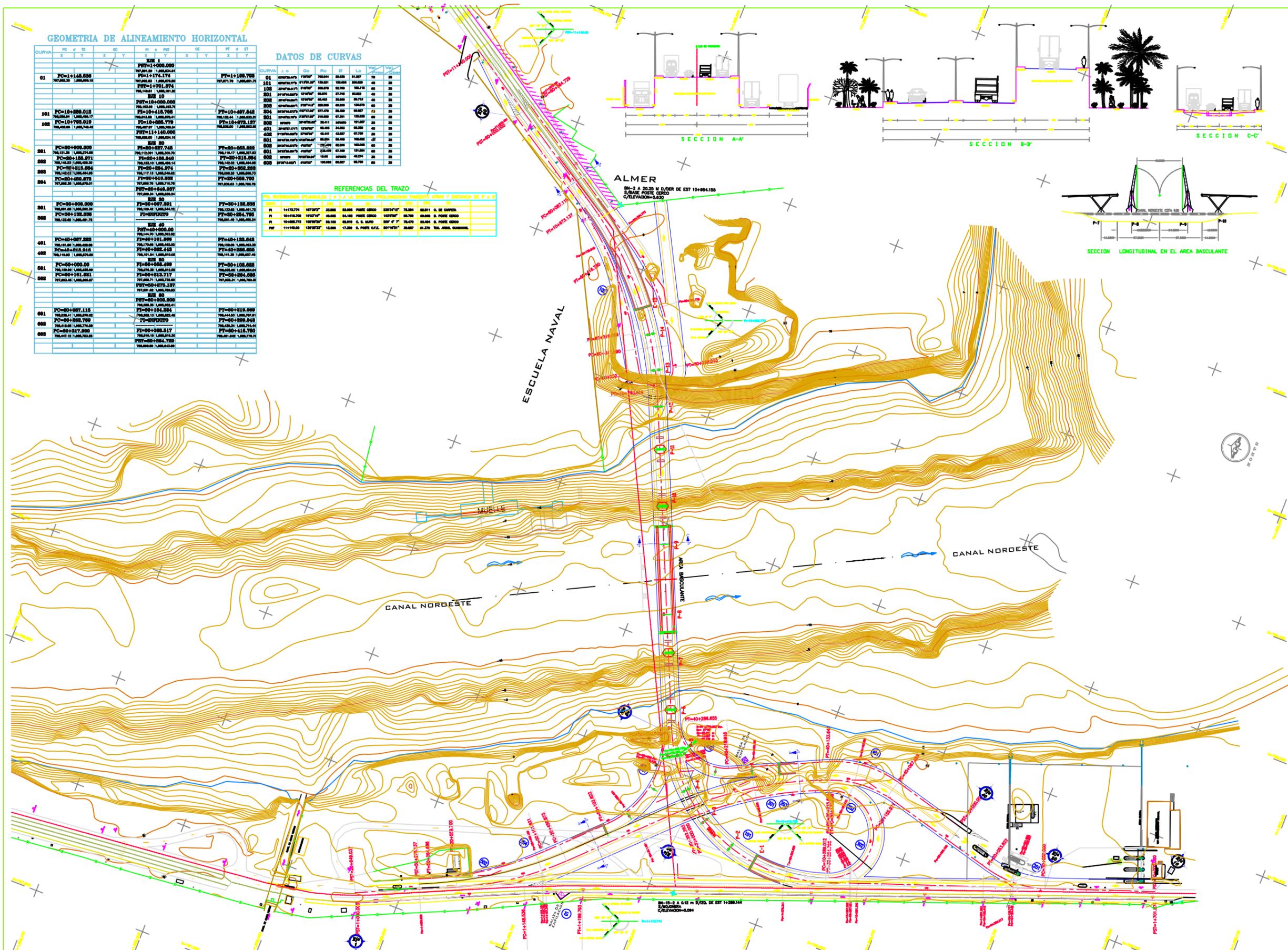
CURVA	PC	PT	CE	PT	ET
01	PC=1+44.558	PT=1+100.000	CE=1+100.000	PT=1+100.000	ET=1+100.000
101	PC=10+885.018	PT=10+900.000	CE=10+900.000	PT=10+900.000	ET=10+900.000
102	PC=10+795.019	PT=10+800.000	CE=10+800.000	PT=10+800.000	ET=10+800.000
201	PC=30+000.000	PT=30+000.000	CE=30+000.000	PT=30+000.000	ET=30+000.000
202	PC=30+100.000	PT=30+100.000	CE=30+100.000	PT=30+100.000	ET=30+100.000
203	PC=30+200.000	PT=30+200.000	CE=30+200.000	PT=30+200.000	ET=30+200.000
204	PC=30+300.000	PT=30+300.000	CE=30+300.000	PT=30+300.000	ET=30+300.000
401	PC=40+000.000	PT=40+000.000	CE=40+000.000	PT=40+000.000	ET=40+000.000
402	PC=40+100.000	PT=40+100.000	CE=40+100.000	PT=40+100.000	ET=40+100.000
403	PC=40+200.000	PT=40+200.000	CE=40+200.000	PT=40+200.000	ET=40+200.000
404	PC=40+300.000	PT=40+300.000	CE=40+300.000	PT=40+300.000	ET=40+300.000
501	PC=50+000.000	PT=50+000.000	CE=50+000.000	PT=50+000.000	ET=50+000.000
502	PC=50+100.000	PT=50+100.000	CE=50+100.000	PT=50+100.000	ET=50+100.000
503	PC=50+200.000	PT=50+200.000	CE=50+200.000	PT=50+200.000	ET=50+200.000
504	PC=50+300.000	PT=50+300.000	CE=50+300.000	PT=50+300.000	ET=50+300.000

DATOS DE CURVAS

NO.	PC	PT	CE	PT	ET	RA	AL	ANG	TIPO
01	144.558	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000
101	10885.018	900.000	900.000	900.000	900.000	900.000	900.000	900.000	900.000
102	795.019	800.000	800.000	800.000	800.000	800.000	800.000	800.000	800.000

REFERENCIAS DEL TRAZO

PTO. REFERENCIAL	ANGULOS (α, β) A LA DERECHA	PROYECCION TANGENTE ATRAS Y DISTANCIA DE P + R
01	144.558	100.000
101	10885.018	900.000
102	795.019	800.000



ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO

CONCEPTO	CARACTERISTICAS	UNIDAD
CANTONAMIENTO	1.50	M
ANCHO DE CALZADA	12.00	M
ANCHO DE CARRETERA	14.00	M
PONDERO COMBINADA	6.00	M

SIMBOLOGIA

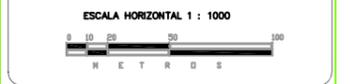
E.E. DE PROYECTO	---
MARCA DEL RIO	---
LINDERO	---
CASAS DE RETORNO	---
E.E. DE CANAL NORDESTE	---

NOTAS

Las coordenadas X, Y, Z, son de uso único, forma ortogonal, sistema de levantamiento con uso del sistema geodésico.

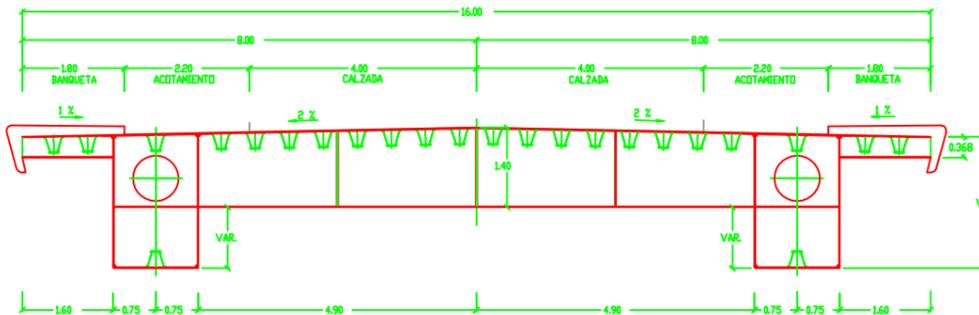
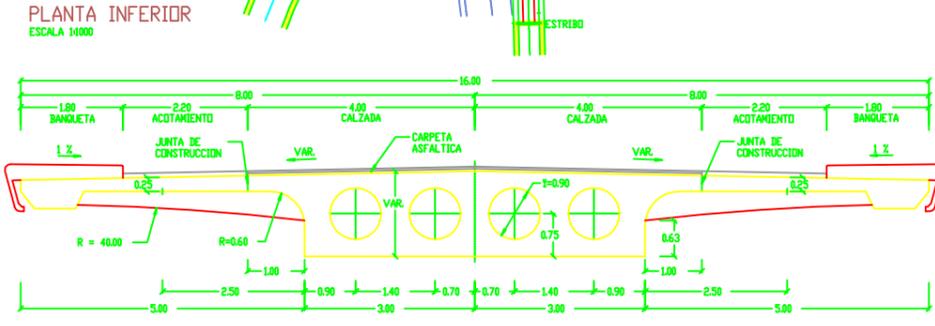
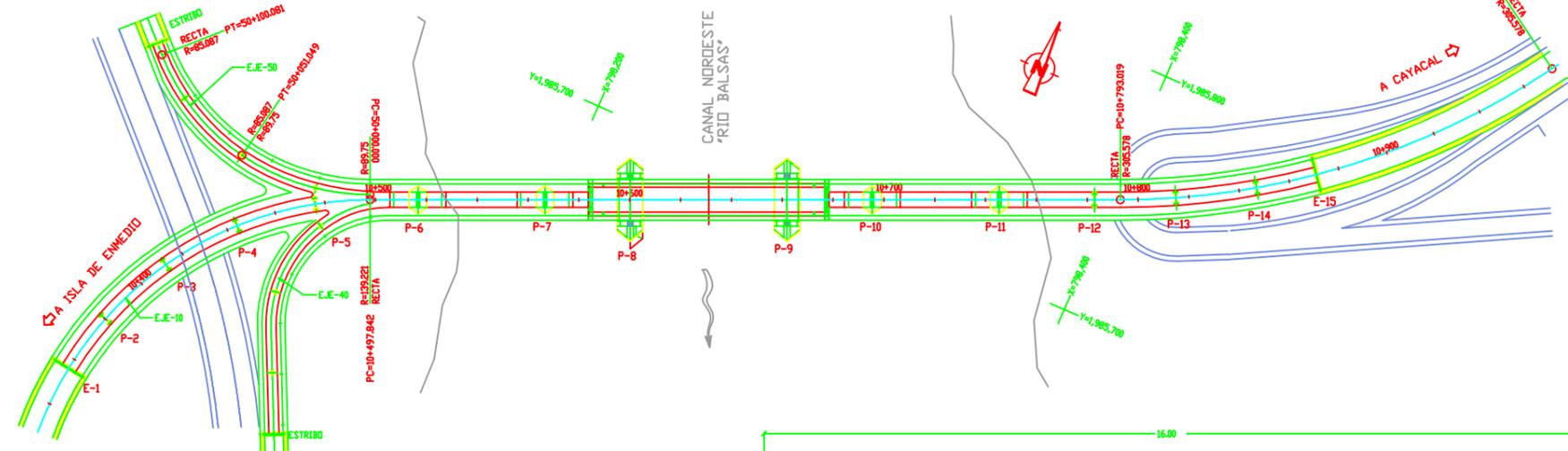
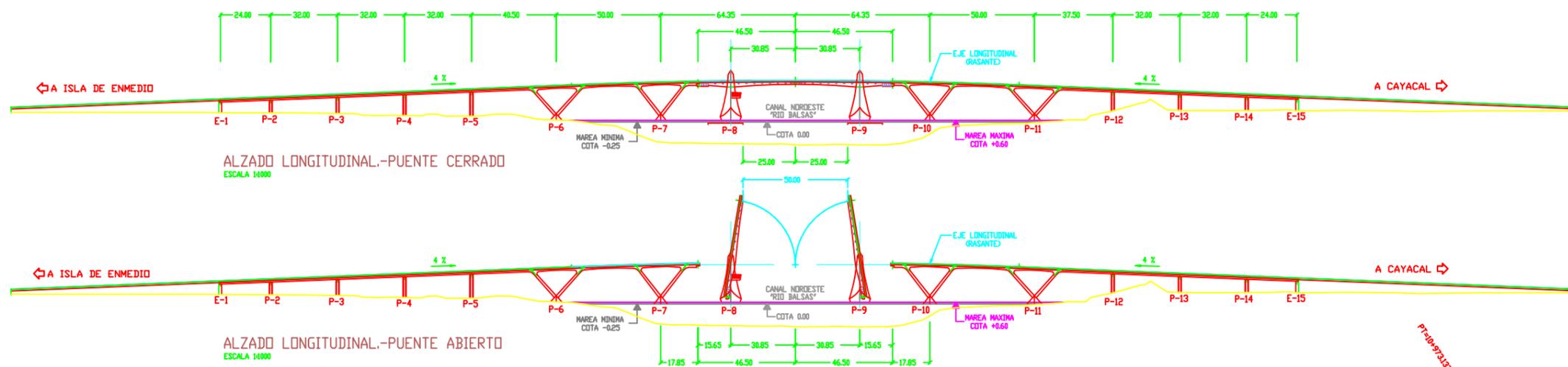
El sistema de coordenadas de esta poligonal es el resultado de transformar las coordenadas geodésicas de cada punto a coordenadas UTM, usando como punto base para dicha transformación el SP-L, cuyo valor sea el mismo a una ortometría de 1.

SE-1
 X = 1000000.00
 Y = 1000000.00
 Z = 44000



GECCSA INGENIERIA

PROYECTO EJECUTIVO DEL PUENTE 'ALBATROS' PARA UNIR LA ISLA DE ENMEDIO CON LA ISLA DEL CAYACAL
 PLANTA GENERAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO



NOTAS GENERALES:

- 1.-ACOTACIONES EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- 2.-ELEVACIONES EN METROS, LAS COORDENADAS X, Y, SON DE USO UTM, WGS84 ORTOGONAL ORIENTADAS DEL LEVANTAMIENTO CON QRS DEL SECTOR PORTUARIO. EL SISTEMA DE COORDENADAS DE ESTAS POLIGONALES ES EL RESULTADO DE TRANSFORMAR LAS COORDENADAS GEODESICAS DE CADA PUNTO A COORDENADAS ORTOGONALES, USANDO COMO PUNTO BASE PARA DICHA TRANSFORMACION EL BN-1, CUYOS VALORES SON IDENTICOS A SUS CORRESPONDIENTES UTM:

BN-1: X = 789908,281
Y = 1885753,108
Z = +4,035

- 3.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 4.-TODAS LAS ACOTACIONES DEBERAN VERIFICARSE EN OBRA.
- 5.-PARA LOCALIZACION Y DIMENSIONES DE DUCTOS E INSTALACIONES DIVERSAS QUE DEBAN QUEDAR EMERIDAS, SE CONSULTARAN LOS PLANOS CORRESPONDIENTES.
- 6.-ESPECIFICACIONES: NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

EJECUCION DE OBRAS: --- M-LEO-3
CONCRETO HERRAJADO: --- M-CTR-CAR-1-02-003
ACERO PARA CONCRETO HERRAJADO: --- M-CTR-CAR-1-02-004
ACERO ESTRUCTURAL Y ELEMENTOS METALICOS: --- M-CTR-CAR-1-02-005
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO: --- M-CTR-CAR-1-02-006
ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO: --- M-CTR-CAR-1-02-007
ESTRUCTURAS DE ACERO: --- M-CTR-CAR-1-02-008
PILAS COLADAS EN EL LUGAR: --- M-CTR-CAR-1-06-005

NOTAS ADICIONALES:

- 1.-EN LA NOMENCLATURA DE VISTAS Y SECCIONES, LA LITERAL MUESTRA EL SENTIDO HACIA DONDE SE ESTA VISUALIZANDO DICHA INDICACION. Ejemplo: A Igual A

