



# **UNIVERSIDAD VILLA RICA**

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ARQUITECTURA

## **DISEÑO Y RESTRUCTURACIÓN DEL PUENTE ZAPOTE I**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**ARQUITECTO**

PRESENTA:

**ARMANDO HERRERA COLORADO**

**ING. JUAN SISQUELLA MORANTE**

**ARQ. LUIS ROMAN CAMPA PEREZ**

**DIRECTOR DE TESIS**

**REVISOR DE TESIS**

**BOCA DEL RIO, VER.**

**2009**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

**Agradezco a Dios por darme la  
Fuerza para seguir, la Perspicacia al  
tomar decisiones y el Discernimiento  
para ver como oportunidades todo  
lo que en la vida se me ha presentado...  
Agradezco a mi Madre, fiel amiga, compañera  
y consejera, sin su sacrificio no sería quien  
soy y no estaría aquí...  
Agradezco a mi hermano que llegó a ser  
Un amigo en mis tiempos de angustia...  
A los miembros de mi hogar, por hacer de  
éste mi Ciudad de Refugio donde encuentro  
paz...  
Agradezco a mis profesores, que han  
Iluminado mi camino en estos años  
de aprendizaje, por enseñarme a ver  
la vida en todas sus dimensiones...**

Todos los hombres se muestran  
Afectados en cierto grado ante la  
Presencia del mundo, algunos incluso  
Para su propio deleite. Ese amor por la  
Belleza se denomina *GUSTO...*

Otros abrigan ese mismo amor en tal  
Grado que, no satisfechos con recrearse  
En él, persiguen encarnarlo en nuevas  
Formas. A esa creación de la belleza  
Se le llama *ARTE...*

## INDICE

	PAG
Introducción.....	1
<b>1. METODOLOGIA DE ESTUDIO.....</b>	<b>3</b>
1.1 Planteamiento del problema.....	3
1.2 Justificación.....	4
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo General.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Hipótesis.....	6
1.5 Variables.....	6
1.5.1 Dependiente.....	6
1.5.2 independiente.....	6
1.6 Definición de Variables.....	6
1.7 Tipos de Estudios.....	7
1.7.1 Estudio Hidrológico.....	7
1.7.2. Estudio Hidráulico.....	7
1.8 Importancia del Estudio.....	8



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

<b>2. MARCO TEORICO:</b>	<b>PAG</b>
<b>LA ARQUITECTURA METALICA: SANTIAGO CALATRAVA, SU PRINCIPAL EXPONENTE.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1 Arquitectura en los puentes.....</b>	<b>12</b>
<b>2.2 Tipos de Puentes.....</b>	<b>15</b>
<b>2.2.1 Puentes de Arco.....</b>	<b>16</b>
<b>2.2.2 Puentes de tramo Recto.....</b>	<b>17</b>
<b>2.2.3 Puentes Colgantes.....</b>	<b>19</b>
<b>2.2.4 Puentes Especiales.....</b>	<b>19</b>
<b>2.3 Elementos Auxiliares en los Puentes.....</b>	<b>20</b>
<b>2.3.1 El Tablero.....</b>	<b>20</b>
<b>2.3.2 Los Apoyos.....</b>	<b>20</b>
<b>2.4 La Arquitectura en Hierro o Metálica.....</b>	<b>21</b>
<b>2.5 Santiago Calatrava: La Estética en los Puentes.....</b>	<b>28</b>
<b>2.5.1 Los Puentes de Calatrava.....</b>	<b>32</b>
<b>2.5.2 Futuros Proyectos.....</b>	<b>43</b>
<b>3. RESULTADOS DEL ESTUDIO: PUENTE “EL ZAPOTE I”.....</b>	<b>45</b>
<b>3.1 Localización del Puente.....</b>	<b>45</b>
<b>3.2 Estudio Batimétrico.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2.1 Antecedentes.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2.2 Localización de la Zona de Estudio.....</b>	<b>47</b>
<b>3.2.3 Trabajos Realizados.....</b>	<b>48</b>

	PAG
3.2.4 Álbum Fotográfico.....	48
3.2.5 Planos.....	52
3.3 Estudios Topohidráulico.....	52
3.3.1 Estudio Hidráulico.....	53
3.4 Inspección del Estado Físico del Puente.....	56
3.5 Reporte Fotográfico.....	67
3.5.1 Caballete.....	67
3.5.2 Caballete 6.....	73
3.5.3 Vista del Puente Actual.....	77
3.5.4 Pila 2.....	80
3.5.5 Pila 3.....	82
3.5.6 Pila 4.....	84
3.5.7 Pila 5.....	86
3.5.8 Tramo 1-2.....	88
3.5.9 Tramo 2-3.....	90
3.5.10 Tramo 3-4.....	92
3.5.11 Tramo 4-5.....	94
3.5.12 Tramo 5-6.....	96
3.5.13 Levantamiento Geométrico de daños.....	98
3.6 Bases de Diseño.....	98
3.6.1 Descripción.....	98
3.6.1.1 Subestructura.....	99

	PAG.
3.6.1.2 Superestructura.....	99
3.6.2 Reglamentos y Documentos de Diseño.....	99
3.6.3 Materiales.....	100
3.6.3.1 Concreto.....	100
3.6.3.2 Recubrimientos.....	100
3.6.3.3 Acero de Presfuerzo.....	101
3.6.4 Cargas Muertas.....	101
3.6.4.1 Cargas muertas de Servicio.....	102
3.6.5 Cargas Vivas.....	103
3.6.6 Cargas accidentales.....	107
3.6.6.1 Sismos.....	107
3.6.7 Combinación de Cargas.....	111
3.6.8 Esfuerzos Admisibles.....	115
3.6.9 Deformaciones.....	115
3.6.10 Métodos de Cálculo.....	115
3.6.11 Diseño de Cabezal.....	116
3.6.12 Diseño de Pilotes.....	120
3.6.13 Descargas.....	123
3.6.14 Diseño de Losa.....	131
3.6.15 Apoyo de Neopropeno.....	136
3.7 Mecánica de Suelos.....	136
3.7.1 Condiciones Locales.....	136

	.....PAG.
<b>3.7.2 Trabajos de Campo.....</b>	<b>138</b>
<b>3.7.3 Trabajos de Laboratorio.....</b>	<b>139</b>
<b>3.7.3.1 Muestras alteradas.....</b>	<b>139</b>
<b>3.7.3.2 Muestras inalteradas.....</b>	<b>139</b>
<b>3.7.3.3 Clasificación de suelos.....</b>	<b>140</b>
<b>3.7.4 Estratigrafía y Propiedades.....</b>	<b>140</b>
<b>3.7.5 Análisis Geotécnico.....</b>	<b>142</b>
<b>3.7.5.1 Análisis de asentamiento de pilotes.....</b>	<b>145</b>
<b>3.7.5.2 Procedimiento constructivo.....</b>	<b>145</b>
<b>3.7.6 Recomendaciones a seguir.....</b>	<b>149</b>
<b>3.7.7 Resultados de los Análisis de Exploración.....</b>	<b>152</b>
<b>3.8 Diseño Arquitectónico Alternativo para el Puente “El Zapote I”.....</b>	<b>154</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>155</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>158</b>
<b>PLANOS</b>	

## INDICE DE TABLAS

	PAG.
<b>TABLA 1.- Resultados de Coeficientes de Rugosidad de Manning en Canales Recubiertos.....</b>	<b>52</b>
<b>TABLA 2.- Resultados de Coeficientes de Rugosidad de Manning en Canales Naturales.....</b>	<b>53</b>
<b>TABLA 3.- Cálculos Hidráulicos.....</b>	<b>54</b>
<b>TABLA 4.- Cálculos Hidráulicos de Velocidad y Gastos.....</b>	<b>55</b>
<b>TABLA 5.- Resultados de Inspección Física del Puente “El Zapote I” .....</b>	<b>56</b>
<b>TABLA 6.- Tipos de Carreteras.....</b>	<b>103</b>
<b>TABLA 7.- Datos de los diferentes tipos de cargas a aplicarse en los puentes.....</b>	<b>104</b>
<b>TABLA 8.- Tipos de cargas a aplicarse en Puentes y Pasos por tipo de Carreteras.....</b>	<b>104</b>

	PAG.
TABLA 9.- Zonas sísmicas.....	108
TABLA 10.- Coeficiente de Ductabilidad.....	109
TABLA 11.- Espectro de diseño para estructuras comunes.....	109
TABLA 12.- Factores $\gamma$ y coeficientes $\beta$ para combinación de cargas....	111
TABLA 13.- Factores $\gamma$ y coeficientes $\beta$ para combinación de cargas....	112
TABLA 14.- Coeficientes $\beta$ para carga.....	114
TABLAS 15.- Posición de nivel de aguas freáticas.....	139
TABLA 16.- Sondeo Mixto Dos (SM2).....	140
TABLA 17.- Sondeo Mixto Dos (SM2).....	141
TABLA 18.- Simbología.....	141
TABLA 19.- Capacidad de Carga.....	144
TABLA 20.- Presión en la capacidad de carga de los elementos.....	145
TABLA 21.- Capacidad de Carga.....	150
TABLA 22.- Nivel de Agua Freática.....	150
TABLA 23.- Asentamientos.....	151
TABLA 24.- Análisis de exploración.....	153

## INDICE DE FIGURAS

	PAG.
<b>FIG. 1.- Ciudad de las Artes y Ciencias de Valencia.....</b>	<b>32</b>
<b>FIG. 2.- L Hemisferic (cine, planetario y Puente).....</b>	<b>32</b>
<b>FIG. 3.- Agora.....</b>	<b>33</b>
<b>FIG. 4.- Puente Alamillo en Sevilla.....</b>	<b>33</b>
<b>FIG 5.- Puente Lusitana (Mérida, España).....</b>	<b>34</b>
<b>FIG 6.- Estación de Ferrocarriles (Bélgica).....</b>	<b>34</b>
<b>FIG 7.- Puente Peineta (Valencia).....</b>	<b>35</b>
<b>FIG. 8.- Puente de Europa (Orleans, Francia).....</b>	<b>35</b>
<b>FIG. 9.- Puente Dublín.....</b>	<b>36</b>
<b>FIG. 10.- Estación Metro Alameda.....</b>	<b>36</b>
<b>FIG. 11.- Puente 9 d´Octubre (Valencia).....</b>	<b>37</b>
<b>FIG. 12.- Puente Peatonal Campo Colatin.....</b>	<b>37</b>

	PAG.
<b>FIG. 13.-Puente de Itxas Aurre Andorra.....</b>	<b>38</b>
<b>FIG. 14.- Edificio BCE (Toronto).....</b>	<b>38</b>
<b>FIG.15.-Llotra de Sant Jordi Sevilla España.....</b>	<b>39</b>
<b>FIG. 16.-Puente Bac Roda (Barcelona, España).....</b>	<b>39</b>
<b>FIG. 17.-Puente de la Mujer (Buenos Aires, Argentina).....</b>	<b>40</b>
<b>FIG 18.-Puente de la Comunidad (Hearlemmermmer, Holanda).....</b>	<b>40</b>
<b>FIG. 19.- pabellón y Puente Kuwait (Sevilla, España).....</b>	<b>41</b>
<b>FIG. 20.-Puente de la Constitución de Venecia.....</b>	<b>41</b>
<b>FIG. 21.-Puente la Barqueta en Sevilla.....</b>	<b>42</b>
<b>FIG.22.- Puente Atirantado (Jerusalén, Israel).....</b>	<b>42</b>
<b>FIG. 23.- Puente Katehaki (Atenas Grecia).....</b>	<b>43</b>
<b>FIG. 24.- Croquis de Localización del Puente Zapote I.....</b>	<b>47</b>
<b>FIG. 25.-Vista del Puente Zapote I hacía aguas arriba.....</b>	<b>48</b>
<b>FIG. 26.-Vista desde el Puente Zapote I hacia aguas abajo.....</b>	<b>49</b>
<b>FIG. 27.-Se observa la llanura de la inundación.....</b>	<b>50</b>
<b>FIG. 28.-La llanura de la inundación rio abajo.....</b>	<b>51</b>
<b>FIG. 29.-Cabezal soportado por 4 pilotes de concreto reforzado.....</b>	<b>67</b>
<b>FIG. 30.-Vista Lateral del Cono de derrame.....</b>	<b>68</b>
<b>FIG. 31.-Caballete Eje I cuerpo A.....</b>	<b>68</b>
<b>FIG. 32.-Cabezal de sección rectangular.....</b>	<b>69</b>
<b>FIG. 33.-Se observa desconche de material y humedad en cabezales.....</b>	<b>69</b>
<b>FIG. 34.-Se muestra desconche en el tope sísmico.....</b>	<b>70</b>

	PAG.
FIG. 35.-El muro de respaldo presenta fisura diagonal.....	70
FIG. 36.-Se observa desconche de material.....	71
FIG. 37.-Se muestra el extremo derecho frontal del cabezal.....	71
FIG. 38.-El cabezal presenta varias fisuras sin patrón definido.....	72
FIG. 39.-Se presenta acero de refuerzo con corrosión.....	72
FIG. 40.-Vista general del estribo 6.....	73
FIG. 41.-Se observa socavación y humedad en el cabezal del caballete 6.....	73
FIG. 42.-En el alero del caballete se observan los pilotes del mismo.....	74
FIG. 43.-En el cabezal se observan manchas de humedad.....	74
FIG. 44.-Detalle del Cabezal.....	75
FIG. 45.-Caballete 6 presenta manchas de humedad.....	75
FIG. 46.-Vista general del cabezal desde el estribo 6.....	76
FIG. 47.-En el cabezal se observan fisuras, humedad y desconche.....	76
FIG. 48.-Vista de pilotes con acero expuesto.....	77
FIG. 49.-Visto desde aguas arriba.....	77
FIG. 50.-Visto desde aguas abajo.....	78
FIG. 51.-Vista de Estribo donde se aprecia la socavación.....	78
FIG. 52.-Vista de estribo eje 6.....	79
FIG. 53.-Vista general del puente aguas arriba.....	79
FIG. 54.-vista general del puente aguas abajo.....	80
FIG. 55.-Vista lateral de pila 2 en tramo 1-2.....	80

	PAG.
FIG. 56.-Vista de las pilas 2 desde pila 3 cuerpos “B” .....	81
FIG. 57.-Vista de `pila eje 2 cuerpo “B” .....	81
FIG. 58.-Cuerpo “B” con manchas de humedad.....	82
FIG. 59.-Vista general aguas arriba.....	82
FIG. 60.-Eje 3 desde pila 2.....	83
FIG. 61.-Detalle de cabezal en pila 3.....	83
FIG. 62.-Detalle de cabezal izquierdo.....	84
FIG. 63.-Vista Pila 4 desde pila 3.....	84
FIG. 64.-Se ven manchas de humedad por el escurrimiento en la junta.....	85
FIG. 65.-Detalle de la junta del cuerpo A con humedad y desconche.....	85
FIG. 66.-Detalles de humedad en el cabezal que muestra fisuras en cuerpo B.....	86
FIG. 67.-Vista general de pila eje 5 desde el estribo 6 aguas arriba.....	86
FIG. 68.-Se observa socavación.....	87
FIG. 69.-Se observan fisuras en las zapatas.....	87
FIG. 70.- Detalle de fisuras y hosquedad en la zapata.....	88
FIG. 71.-Vista Inferior del tablero tramo 1-2 cuerpo A.....	88
FIG. 72.-Vista inferior.....	89
FIG. 73.-Se pueden observar manchas de humedad y fisuras.....	89
FIG. 74.-Se observan drenes, fisuras y manchas de humedad.....	90
FIG. 75.-Lado derecho.....	90

	PAG.
FIG. 76.-Lado izquierdo.....	91
FIG. 77.-Se observa humedad.....	91
FIG, 78.-Se observa desconche de material con corrosión.....	92
FIG. 79.-Vista inferior del tramo desde cuerpo A.....	92
FIG. 80.-Vista inferior del tramo desde pila de eje 4.....	93
FIG. 81.-Detalle de diagrama expuesto a corrosión.....	93
FIG. 82.-Se aprecian manchas de humedad.....	94
FIG. 83.-Vista general tramo 4-5 desde pila 4.....	94
FIG. 84.-Inferior desde pila eje 4 tramo 4-5 cuerpo A.....	95
FIG. 85.-Se aprecian manchas de humedad.....	95
FIG. 86.-Detalle de tablero en cuerpo A.....	96
FIG. 87.-Vista general tramo 5-6.....	96
FIG. 88.-Se aprecia mucha humedad.....	97
FIG. 89.-Se aprecian fisuras.....	97
FIG. 90.-Se observa humedad con desprendimiento en Cabezal.....	98
FIG. 91.-Detall de parapeto y guarnición.....	102
FIG. 92.-Tipos de Camiones A y B.....	105
FIG. 93.-Tipos de Camiones C y D.....	106
FIG. 94.-Mapa de zonas sísmicas del país.....	108
FIG. 95.- Grafica de Espectros de estructuras.....	110
FIG. 96.-Diseño de Cabezales.....	116
FIG. 97.-Diseño de Pilotes.....	120

## **PREFACIO**

El motivo para realizar este trabajo, es mi vinculación profesional con la región Sureste de México y mi profundo deseo por envolver toda estructura y edificación en un estilo estilizado que permita a sus observadores disfrutar de la belleza arquitectónica que inspire e incite atracción irresistible por contemplar las creaciones humanas.

El puente “EL ZAPOTE I” fue construido hace mas de 15 años, pero los estragos del tiempo y sobre todo, los desbastadores cambios climáticos que azotaron el sureste mexicano, principalmente el estado de Tabasco, provocaron la necesidad de rediseñar y reedificar dicho puente.

Documentamos todos los estudios técnicos que se necesitaron hacer para este proyecto, expondremos el estudio fotográfico que llevo a la toma de decisión de rediseñar el puente. Así mismo expondremos los planos y los cálculos de ingeniería que se hicieron para permitir la reconstrucción de dicha estructura.

Todo esto, permitió que la zona sureste del país no vuelva a quedar incomunicada debido a inundaciones y que los habitantes de la comunidad no sientan temor por el mal estado del puente.

Añadido a esto, realicé una investigación exhaustiva sobre el estilo único e inconfundible del maestro de la Arquitectura Metálica, el Arquitecto Español Santiago Calatrava. Encontraran un recorrido por la historia de la arquitectura de puentes y sus avances actuales. Encontré que en nuestro país no es común el que los arquitectos diseñen estructuras visualmente estéticas y funcionales en los puentes, en parte debido a los costos y al hecho de que en México los puentes solo son vistos como medios de la ingeniería para proporcionar la conexión entre dos puntos. Por lo cual basé la investigación en la Arquitectura Española, la cual es la que lleva la delantera en el uso de Diseños Arquitectónicos en los puentes.

El Puente "EL ZAPOTE I" fue exitosamente reconstruido, sin el diseño moderno que hubiera proporcionado a la comunidad un sello único e inconfundible, sin embargo, anexamos el modelo opcional para dicha estructura, inspirado en los suntuosos puentes de Calatrava.

Doy mi agradecimiento a mi asesor de tesis, que me ayudo a ordenar mis ideas y aclarar mi inspiración, con paciencia y amabilidad. Mi mas sincero reconocimiento a mi alma mater, mi amada Universidad Villarrica y a cada uno de los docentes que a lo largo de mi estancia en sus aulas fueron lumbrales para guiar mi camino al éxito que siempre soñé.

A mi familia, sobre todo a mi Madre y a mi hermano por su apoyo y por ser el refugio al que siempre quiero regresar. A mis amigos y compañeros de armas por no abandonarme cuando más los necesité a medida que avanzaba en esta investigación. Y a esa mujer tan especial que ha logrado hacer que mi vida sea lo que siempre soñé.

Finalmente significar que el presente trabajo a contado con la ayuda en la investigación de mis compañeros de trabajo, que me señalaron el camino, no el mas sencillo, pero sí el correcto.

A todos *ALIOS DOCENDO IPSI DISCIMUS...*

*Armando Herrera Colorado*

Veracruz, Ver. México, Mayo 2009

## INTRODUCCION

El tramo carretero Villahermosa - Escarcega, fue construido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), que consta de 18 km y 2 entronques, considerada de altas especificaciones con una velocidad de proyecto de 110 Km/hrs siendo una importante vía de comunicación hacia el Sureste del país.

La autopista fue construida en una zona de pantanos y llanuras de inundación, sobre materiales arcillosos y turbas, provocando con ello problemas en la superficie de rodamiento tales como deformaciones, baches, roderas, calaveras, agrietamientos, asentamientos, etc. los cuales se han incrementado debido al tránsito vehicular cotidiano, así como por las condiciones climatológicas adversas que imperan durante la mayor parte del año.

Los periodos de alta precipitación pluvial en el sureste del Golfo de México, inician en el mes de agosto y concluyen en el mes de enero del siguiente año con periodicidad anual. Pero el 2007 se presentaron las más fuertes y atípicas precipitaciones pluviales provocando primordialmente inundaciones, ocasionando inestabilidad en zonas puntuales, principalmente en la superficie de rodamiento y en la estructura del pavimento.

El desbordamiento de los ríos La Sierra, Mezcalapa, Grijalva y Samaria, provocó daños severos a la ciudad de Villahermosa Tabasco, zonas urbanas y rurales, así como también en la infraestructura como las vías de comunicación que son una de las más importantes para el transporte terrestre.

De especial cuidado fue el caso del Puente Zapote I, el cual presentó en su estructura severos daños, los cuales tras haber sido analizados, llevaron a la conclusión de rediseñar y reestructurar dicho puente. Los estudios que se



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

realizaron y serán expuestos mas adelante, permitieron concluir que acciones tomar y cual sería la mejor opción de Diseño en cuanto a funcionalidad, tiempo de construcción y costo.

En vista de lo anterior fue necesario que Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) atendiera las necesidades que el tramo de autopista requiere, y que tomara de manera oportuna acciones que logran brindar el nivel de servicio al usuario que satisficiera las necesidades básicas de tránsito para este.

El presente trabajo muestra el estudio, análisis, diseño y desarrollo del puente “El Zapote I”, la información que se proporciona, justifica la construcción de dicho proyecto en beneficio de las localidades circunvecinas al rio El Zapote.

Proporcionaremos los datos técnicos, estadísticos y de control que demostraron la factibilidad de dicha obra en el estado de Tabasco, así como el análisis costo-beneficio realizado para la aprobación del proyecto.

Así mismo, propondremos un diseño estético inspirado en la nueva era de arquitectura metálica que esta arrasando en otras partes del mundo por medio de su principal exponente: Arq. Santiago Calatrava.

El puente “El Zapote I” es una obra de gran envergadura e importancia para la región sureste del país y para la arquitectura e ingeniería mexicana.

## **CAPITULO I**

### **METODOLOGIA DE ESTUDIO**

#### **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La cuenca del río El Zapote pertenece a la región hidrológica nº 30, Grijalva-Usumacinta; la cual presenta una superficie indefinida en su margen izquierda al recibir aportaciones importantes de los desbordamientos del río La Sierra que recorre sensiblemente paralelo al río El Zapote, formando una extensa llanura de inundación del orden de los 110 km<sup>2</sup>. Por la margen derecha y la zona de su nacimiento, la cuenca la delimitan el terreno con topografía de mayor elevación localizado del lado izquierdo de la carretera federal N° 186 Villahermosa-Francisco Escarcega y hacia el sur por la carretera estatal N° 23 Jonuta-E.C. Villahermosa-Teapa. (Anexo 1.1)



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Las aguas abajo del puente El Zapote I a 1500 m, efectúa su descarga hacia el río Grijalva el cual se forma de la confluencia de los ríos La Sierra y Carrizal a 8.3 km aguas arriba. La magnitud de dichos caudales, sumado a la baja pendiente e insuficiencia hidráulica del cause del río Grijalva, provoca su desbordamiento hacia ambas márgenes formando extensas llanuras de inundación, pantanos y lagunas permanentes que se extienden por la planicie costera hasta la ciudad de Frontera, Tabasco; para descargar hacia el Golfo de México. Dicha descarga ha provocado por mucho tiempo la influencia hidráulica en el cruce por efecto de mareas. Ocasionando erosión en los Puentes EL Zapote I y El Zapote II. Por ese motivo fue necesario elaborar un proyecto que diera solución a la situación inestable que se estaba presentando en dichas estructuras. Pero particularmente, presentaremos los análisis y estudios realizados para el Puente El Zapote I.

## **1.2 JUSTIFICACION**

Debido a las fuertes precipitaciones acaecidas en el año 2007, el desempeño y estructura del Puente "El Zapote I" se vio seriamente afectado, el puente trabajó ahogado y presentó erosión en los conos de derrame de ambas márgenes y en su terraplén de acceso de la margen derecha, debido al incremento del tirante y velocidad del cause del río, sumando la dirección errática de las líneas de corriente que presenta el río respecto a la orientación de sus apoyos, un cambio de curso del río ocurrido hacia aguas arriba y los desbordamientos por la margen derecha del río La Sierra con sentido distinto a la trayectoria del río El Zapote pero en dirección hacia los puentes El Zapote I y El Zapote II; ocasionaron el mal e inestable funcionamiento y desempeño de dichos puentes. Esto justificó la elaboración de un estudio topográfico, hidrológico y de ingeniería que buscara la solución a dicho problema. Por lo cual el presente estudio, mostrará los pros y contras analizados para la realización y diseño estructural del Puente El Zapote I.

### **1.3 OBJETIVOS**

Realizar el estudio necesario para revisar la capacidad hidráulica del puente existente y proporcionar las recomendaciones de gastos, velocidad, diseño y dimensiones del puente que se requiera, con el fin de mejorar el estándar de vida y la imagen de la zona afectada.

#### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

##### **ESTRUCTURACION Y DISEÑO DEL PUENTE “EL ZAPOTE I”**

El objetivo del estudio fue el análisis de los elementos topográficos, hidrológicos, mecánicos, hidráulicos y arquitectónicos necesarios para la construcción del puente El Zapote I aprovechando la estructura existente.

#### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- *Funcionalidad.*
- *Calidad espacial.*
- Probar que el proyecto es el adecuado para la zona.
- Utilizar materiales que soporten las condiciones ambientales y a la vez que no sean de alto costo.
- Proveer al Puente de un diseño arquitectónico actualizado.
- Darle una imagen acorde con el lugar a establecerse.
- Respeto por el medio ambiente.

#### **1.4 HIPOTESIS**

Con la construcción y/o remodelación del Puente El Zapote I se proporcionará la comunicación adecuada a las comunidades adyacentes a él todo el año, incluso en las épocas de precipitación mismas que se anotan.

## **1.5 VARIABLES**

### **1.5.1 DEPENDIENTE**

Elaborar un estudio minucioso que muestre la situación real del actual puente El Zapote I para poder tomar las decisiones mas acertadas respecto a su restructuración.

### **1.5.2 INDEPENDIENTE**

Proporcionar un diseño arquitectónico que enmarque estéticamente todos los aspectos técnicos y de ingeniería del puente, resaltando su belleza y funcionalidad.

## **1.6 DEFINICION DE VARIABLES**

El estudio esta basado en los aspectos técnicos generales necesarios para el correcto funcionamiento y diseño del puente. Para ello se presentan los estudios Topográficos, Hidrológicos, Hidráulicos y los planos estructurales del Puente “El Zapote I”.

Así mismo, se presenta también un diseño alternativo que realzaría la belleza estética del puente, dándole a la zona no solo una vía más de comunicación adecuada en todo momento, sino también, una estructura digna de contemplarse que se contrarreste con el entorno natural de la zona.

## **1.7 TIPOS DE ESTUDIOS**

Se elaboraron análisis a nivel ambiental, estructural y de diseño estético.  
Levantamientos de perfiles transversales y longitudinales.

### **1.7.1 ESTUDIO HIDROLOGICO**

Aunque no fue posible realizar un estudio hidrológico confiable, ya que la cuenca del río El Zapote es indefinido por la margen izquierda, recibiendo importantes aportaciones de la cuenca vecina por ese lado, correspondiente al río La Sierra; se forma además una extensa llanura de inundación que realiza el escurrimiento y se tiene hacia aguas abajo del puente Zapote I otra llanura de inundación de mucha mayor magnitud a la localizada aguas arriba, que impide el flujo del río El Zapote hacia el Golfo de México.

### **1.7.2 ESTUDIO HIDRAULICO**

El análisis hidráulico para revisar la capacidad del puente, se realizó mediante el método de sección y pendiente, el cual se basa en la ecuación de Manning, que es aplicable a flujo uniforme; mediante este método se determinó la velocidad y el gasto correspondiente a las condiciones hidráulicas prevalecientes durante la avenida extraordinaria de 2007 que afectó la región.

Para realizar este estudio fue necesario efectuar un estudio Topográfico para determinar la pendiente del río Zapote y tres secciones hidráulicas ubicadas a 300 m aguas arriba, en el cruce y a 200 m aguas abajo. Dadas las características topográficas de irregularidad del fondo del cauce que incluye contra pendiente y pozas profundas, se consideró adecuado tomar la pendiente hidráulica a partir de las elevaciones del espejo del agua levantados durante la realización de los trabajos de campo.

### **1.8 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO**

El estudio permitió determinar la capacidad hidráulica que se recomendó adoptar como gasto de diseño. Los estudios realizados proporcionaron las recomendaciones necesarias para el correcto funcionamiento y diseño del puente.

## **CAPITULO II**

### **LA ARQUITECTURA METALICA: SANTIAGO CALATRAVA, SU PRINCIPAL EXPONENTE**

La arquitectura es un rompecabezas brillante, ortodoxo y original de masas combinadas con luz. Nuestros ojos fueron creados para ver las formas a la luz; la luz y la sombra revelan las formas. Cubos, conos, bolas, cilindros y pirámides son figuras primarias que la luz revela tan magníficamente. La imagen que nos dan es clara y perspicua sin indecisión. He ahí por qué son formas bellas. El objeto de las creaciones de los arquitectos, es el arte del espacio, es decir, la esencia de la Arquitectura. La arquitectura es la estudiada construcción de espacios, la continua renovación de la arquitectura proviene de la evolución de los conceptos del espacio. La ventaja de la arquitectura es la creación de dichos espacios, como estos pueden ser ambientados y vividos por el ser humano, son representados para su conocimiento pero solo pueden ser comprendidos por experiencia directa, por esta limitación de conocimiento surge la perspectiva en el siglo XV, la cual parecía expresar claramente las dimensiones arquitectónicas, a finales del XIX la fotografía suplanta a los dibujos, y a principios del XX se descubre la cuarta dimensión, consistente en representar en el mismo objeto sus diferentes puntos de vista.

La investigación de la Arquitectura contribuye a la teoría, la naturaleza de esta teoría resultante puede ser tal que enuncie hechos, es decir, puede llegar a ser descriptiva o puede buscar ayudar al diseño. La teoría de la arquitectura comprende todo lo que se muestra en los manuales: legislación, normas y estándares de edificios o puentes.

Todos ellos se pretende que ayuden en el trabajo del arquitecto y mejoren su producto - la calidad de sus estructuras creadas-. La intención es así la misma que en la tecnología y la producción en general: las teorías comprobadas ayudan



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

a los diseñadores a hacer su trabajo mejor y más eficientemente. Esto ocasionalmente incluso ayuda a hacer cosas que se creían imposibles en tiempos pasados. No hay nada más práctico que una buena teoría.

La teoría de la arquitectura consiste en todo el conocimiento que el arquitecto usa en su trabajo, incluyendo cómo seleccionar el sitio mejor y los materiales de construcción más adecuados. Por otra parte, hay consejos sobre cómo diseñar construcciones prácticas, incluso la facilidad de mantenimiento y reparaciones. Podemos descubrir que esto incluye el estudiar empíricamente que material usan de hecho como fuente los arquitectos en su trabajo.

Algunos piensan que el arquitecto es un artista y que, a diferencia de los ingenieros, no puede basar su trabajo en una teoría. Esto es verdad, desde luego: el plan del arquitecto no llega a hacerse solamente por seguir las normas de los manuales ni por proceder de una forma totalmente racional a partir de la información inicial que tiene. Pero incluso un artista tiene que tener su técnica. En el arte, como en cualquier otro trabajo, se necesitan habilidades profesionales y esto es lo mismo que saber lo que se tiene que hacer Arquitectura.

Ya Vitrubio, en *d'arquitectura* (siglo I a.C.), señalaba como características de la arquitectura la firmitas o seguridad a nivel técnico y constructivo, la utilitas, o función a que se destina, y la venustas o belleza que posee. Por su parte León Batista Alberti, en *De Rea edificatoria (1450-1485)*, afirmaba que la arquitectura consistía en la realización de una obra de manera que el movimiento de los pesos o cargas y el conjunto de materiales elegidos, fuese útil al servicio del hombre. En el siglo XIX, Eugene Viollet-le-Duc consideraba que la arquitectura o arte de edificar constaba de dos partes igualmente importantes: la teoría y la práctica. Mientras la teoría abarcaba el arte, las reglas heredadas de la tradición y la ciencia que podía ser demostrada por fórmulas invariables, la práctica era la perfecta adecuación de la teoría a los materiales, al clima, a las necesidades que se pretendía cubrir en cada caso.

John Ruskin, el autor de *Las siete lámparas de la arquitectura* (1849), especialmente preocupado por cuestiones socioculturales y económicas, definía la arquitectura como el arte de decorar y componer edificios cuya contemplación debía contribuir a la salud, a la fuerza y al placer del espíritu humano.

De una manera más práctica y moderna, Sigfredo Giedion definió la creación arquitectónica como la correcta aplicación de los materiales y de los principios económicos a la creación de espacios para el hombre. Durante el Imperio Romano y siguiendo a Vitrubio (siglo I a.C.), la arquitectura se consideró como una disciplina teórico-práctica encargada de *“la construcción, de la hidráulica, de la construcción de cuadrantes solares, de la mecánica y de sus aplicaciones en la arquitectura civil y en la ingeniería”*.

1 Aramburu-Zabala Higuera, Miguel Ángel. La arquitectura de puentes en Castilla y León, 1575-1650: 1575-1650. Edición: ilustrada. Publicado por Junta de Castilla y León, Consejería de Cultura y Turismo, 1992. ISBN 8478461167, 9788478461165219 páginas

## **2.1 ARQUITECTURA EN LOS PUENTES**

Una aplicación de la arquitectura que ha avanzado lentamente es la Arquitectura de Puentes. El puente es una de las construcciones de orígenes más remotos en la Historia. Hoy en día existen en la selva amazónica puentes colgantes fabricados con un entramado de lianas y hierbas que posiblemente sean semejantes a los que se construirían en la prehistoria. De éstos se pasaría a los de madera apoyada sobre troncos.

Alrededor del año 70 a.C. se construyeron en China los primeros puentes colgantes (puentes de cuerda dotados de tablas que facilitan el paso), que fueron sustituidos por puentes colgantes de hierro hacia el 250 de nuestra era.

La civilización romana construyó numerosos puentes con finalidades muy diversas; destacan los de piedra, y entre los muchos construidos sobresale el que cruza el río Tíbar en Roma, en el que se utilizó un entramado de hierro con el cual se confería estabilidad al arco construido sobre andamios huecos. En España, los romanos legaron el puente de Alcántara, sobre el río Tajo (puente de carretera) y el acueducto de Segovia. El puente de Alcántara, construido por el arquitecto romano Cayo Julio Láser en las cercanías de la frontera actual entre España y Portugal, presenta seis arcos y una longitud de 194 m, y alcanza una altura de 40 m por encima del nivel medio del río.

Posteriores a esta época, existen en España puentes de piedra románicos, mudéjares, góticos y renacentistas. En 1741, se tendió el primer puente europeo colgante de cadenas sobre el río Tees, al noreste de Inglaterra. Presenta 24,5 m de longitud y una anchura de 0,7 m, pues estaba destinado únicamente al paso de peatones. Para los técnicos de la época era más fácil calcular la estática de un puente colgante que la de un puente de arco, que los ingenieros de entonces no se atrevían a realizar aún. En 1780, se construyó en Inglaterra el primer puente metálico, de arco y realizado en fundición, dotado de cinco costillas de hierro fundido, que configuran un único arco redondo de 30 m de anchura. Desde esta fecha, los “puentes metálicos” se multiplicaron; se pasó de la fundición al hierro laminado, y más tarde al acero. En 1803 se construyó en París el primer puente de hierro francés. Se calculó, con la mayor de las precisiones posibles, el juego de fuerzas en este tipo de construcciones abovedadas, y se determinaron, a su vez, los valores correspondientes a los materiales mediante ensayos de tracción, cizalla dura y rotura. En 1804 el ingeniero británico Walter concibió por primera vez un puente metálico giratorio.

Los puentes metálicos pueden ser de celosía y alma llena. Los primeros están formados por un entramado de piezas rectas (triangulación), unidos por sus extremos por roblones o soldaduras, donde cada pieza es un perfil laminado o

combinación de ellos. Los de alma llena constan de una gran viga de sección parecida a la I, lograda por combinación de chapas planas, o de perfiles laminados y chapas planas.

En 1809 finalizó en Massachusetts la construcción del primer puente colgante destinado al paso de la circulación, con una longitud de 68 m. En 1816 el ingeniero Lee construyó en Gran Bretaña el primer puente suspendido de cables metálicos. En 1826, después de siete años de trabajos, finalizó la construcción de un puente colgante de 176 m de longitud, tendido sobre el estrecho Menai Strait, al noroeste de Gales. Éste está soportado por cadenas formadas por un total de casi 18.000 eslabones. Para su construcción se ha requerido el empleo de más de 2.000 toneladas de hierro.

A partir de 1850, la construcción de puentes conoció la aplicación de dos nuevos principios constructivos, el de los arcos de puente empotrados y el de las vigas cuadrangulares o en cajón. Además, se construyeron por primera vez cimientos de puentes mediante el empleo de un procedimiento que inyecta a presión. Un puente de vigas sobre pilares fue construido en la primera línea de ferrocarril tendida en España, línea Madrid-Aranjuez. Durante esta década apareció, sobre todo en Alemania y Estados Unidos, una nueva serie de sistemas de soporte que, por lo general, recibieron el nombre de sus inventores y que dieron lugar a formas de puente muy características. En 1855, se construyó el primer puente de cable de acero, que serviría para atravesar el río Niágara. Años más tarde, en 1874, J. B. Eads construyó el puente de St. Louis, primer puente importante que siguió el método de construcción libre en voladizo. En la década de los años 80 del siglo XIX, se construyeron ejemplos superlativos de puentes en Gran Bretaña y los Estados Unidos.

A principios del siglo XX, comenzó a utilizarse el hormigón en la construcción de puentes, como material de relleno primero y luego formando la

estructura, sobre todo en puentes de arco. Hoy en día, se aplican a gran escala las técnicas prefabricación y pretensado. A su vez, a principios de este siglo, se construyeron los primeros puentes móviles, del tipo giratorio, que se utilizaron para el paso de trenes.

Los primeros modelos que se montaron en Alemania se continuaron en el año 1907 con la construcción del puente giratorio más grande de Europa, levantado en los Países Bajos. Se trata de un puente situado en la línea férrea que discurre entre Ámsterdam y Zarándan y que cruza el canal del mar del Norte. Los puentes basculantes se instalaron por primera vez en 1907, un ejemplo es el construido en el canal costero de Friesoythe, en Alemania.

Por otra parte, los puentes levadizos se aplicaron mucho más tarde para salvar los obstáculos fluviales y marinos en las vías férreas, mientras que los puentes corredizos nunca han tenido importancia en este campo. El mayor puente giratorio del mundo se construyó en 1965 para salvar el canal de Suez a la altura de al Ferdan; su sección central mide 167 m.

En 1914, finalizó la construcción del viaducto de Langiwes en Suiza, se trata del mayor puente de arco de cemento armado del mundo. Diez años más tarde, en Lindaunis, sobre el río Schlei, se erigió el mayor puente basculante construido hasta el momento (en los años 1950 y 1954 se construyeron nuevos puentes de este tipo).

Hasta 1930, los empalmes entre piezas siempre eran roblonados, pero al aparecer la soldadura, se impuso este método de unión. También a finales del siglo XIX se perfeccionó la técnica de fabricación de cables metálicos y comenzó la construcción de grandes puentes colgantes.

En los primeros años de la década de los treinta del siglo XX, se establecieron nuevos récords en la construcción de puentes; así, en Sídney, se inauguró el puente voladizo más grande construido con piezas prefabricadas, con una luz de 503 m, mientras que en Estados Unidos finalizó la construcción, sobre el río Hudson, de un puente colgante de más de 1.000 m de longitud. En 1937 se dio por finalizada la construcción del Golden Gate, en San Francisco, puente colgante realizado con hormigón armado, el cual está soportado por dos gigantes torres de acero de 227 m de altura. La longitud total de esta construcción es de 2.824 m, con una luz en su parte central de 1.280 m.

Muchos años más tarde, en 1962, finalizó la construcción del puente más largo realizado con hormigón pretensado, con sus 8.679 m de longitud, cruza el lago Maracaibo, en Venezuela.

Como ejemplo de la construcción de grandes puentes construidos con vigas cuadrangulares o en cajón, se puede citar el inaugurado en 1963 en el norte de Alemania, que une tierra firme con la isla de Fehmarnsund, con una longitud de 963 m.

Todos los avances técnicos tienen una consecuencia común: el que la estructura sea cada vez más ligera, aérea y provista de elementos ajenos a la misión puramente resistente del puente, se busca la estética de la construcción.

## **2.2 TIPOS DE PUENTES**

La elección de uno u otro material y método de construcción no suele hacerse por simple cálculo económico comparativo de las diversas soluciones posibles, sino que se tienen en cuenta otros factores, como espesores y luces deseados, cargas de uso y resistencia del terreno donde se llevará a cabo la cimentación. Los puentes se construyen para soportar las cargas acostumbradas,

y tienen gran importancia las acciones ecológicas o del medio, entre las cuales se cuentan: el efecto de la temperatura, acción del viento y, aunque se consideran con menos frecuencia, el efecto de la humedad, el de choque de vehículos y el de asientos del terreno.

Según la forma de resistir la estructura, un puente puede ser: de arco, de tramo recto y colgante.

### **2.2.1 Puentes de arco**

Responden al concepto más generalizado de puente y en ellos se incluyen todos los de piedra. Considerado como estructura, el arco se caracteriza porque en él sólo existen esfuerzos de compresión; cada “dovela” (rebanada o sección de arco) recibe de la anterior y transmite a los siguientes esfuerzos normales a la superficie de separación y así, al llegar a los apoyos, sólo existe un esfuerzo vertical de compresión. Como la piedra sólo puede soportar compresiones, hasta que no se aplican otros materiales, los puentes son siempre de arco. El puente de arco ha de llevar una plataforma para el paso de vehículos, es el denominado “tablero”. Según su posición relativa al arco, el puente de arco podrá ser de tablero superior, intermedio e inferior. El arco suele ser circular, pero en algunas pasarelas de peatones se ha aplicado el arco parabólico, con la ventaja de que el tablero se adapta a la forma parabólica en lugar de ser recto, lo que logra un aspecto estético.

Los materiales más utilizados en la actualidad son: el hormigón armado y la celosía de acero. En arcos de hormigón se ha alcanzado una luz de 300 m; el mayor que existe en España, y que fue récord mundial durante algunos años, es el viaducto del Esla, en el ferrocarril de Zamora a Orense; es de tablero superior y tiene una longitud de 210 m. En arcos de celosía metálica se han alcanzado luces de hasta 500 m.

Del puente de arco derivan otros dos tipos. El primero es el de “arcos múltiples”, generalmente de hormigón, solución que suele aplicarse a viaductos; a este tipo pertenece el del Esla, citado anteriormente. El segundo es el puente de arco atirantado o puente de “bóveda”, que sólo cumple en parte el principio resistente de los arcos. En efecto, el arco no está completo, por lo que el esfuerzo en los apoyos no es vertical, sino que tiene una componente horizontal; estas componentes se contrarrestan con un tirante de un material que puede resistir esfuerzos de tracción, como el hormigón armado y el acero. Dicho tirante se suele colocar a la altura del tablero. Son frecuentes los puentes de este tipo en los que el arco es de celosía metálica y el tirante una viga metálica de alma llena; también se utiliza en ocasiones el hormigón pretensado. En la construcción se suele acudir al uso de “cimbras”, que son andamiajes que reproducen la forma del puente.

### **2.2.2 Puentes de tramo recto**

Las soluciones posibles son diferentes según tenga el puente uno o varios tramos. Con un solo tramo, la solución más elemental es la de un tablero apoyado sobre dos elementos verticales, con el inconveniente de que el tablero trabaja a flexión al paso de cargas; por eso se pueden inclinar los apoyos hacia el centro del puente, disminuyendo la luz y consecuentemente el valor de la flexión. De esta solución se pasa a hacer solidarios los elementos vertical y horizontal, formando un pórtico, con el inconveniente de tener que considerar la temperatura en el cálculo. Otro tipo de puente es el de “voladizos compensados”, a porticado o no, y con la variante de apoyos con dos voladizos, solución muy empleada hoy en día. Los puentes de varios tramos se logran generalmente por repetición de elementos como los anteriores, dando lugar a un nuevo tipo de puente: el de pórtico múltiple. Los puentes de tramo recto pueden realizarse en hormigón armado, pretensado y metálico de celosía o alma llena; estos últimos suelen ser de canto variable, que mejora el aspecto estético y se adapta a la ley de flexiones.

Los métodos constructivos suelen ser muy diversos: por ejemplo, se utiliza el de la viga de celosía auto lanzable, que permite, una vez construidos los apoyos, colocar la viga de celosía ya fabricada, haciéndola avanzar convenientemente contrapesada. Este mismo método puede servir, utilizando la viga como cimbra, para construir puentes de cualquier otro material; por ejemplo, en los de hormigón no prefabricado, para sujetar el encofrado y colocar el hormigón "in situ". Como el puente es una estructura donde hay elementos que se repiten, la prefabricación es aplicada exhaustivamente, por la ganancia de tiempo que se logra, pues, una vez terminados los apoyos, basta colocar las vigas que se tienen fabricadas de antemano, lo que se podrá realizar con grúas que avancen sobre la parte de puente ya construida.

Una técnica que cada vez es más utilizada es la de prefabricación de dovelas y colocación de las mismas en los puentes de ménsulas compensadas. Consiste en construir el apoyo y unos cinco metros de viga a cada lado; sobre éstos se montan dos carros que servirán de medio auxiliar para la puesta en obra de las dovelas. Una vez colocada la primera de éstas, se tensa su armadura y queda preparada para que el carro avance sobre ella y se pueda colocar la siguiente; al final, los voladizos contiguos se hacen solidarios o bien se articulan. Éste es un método de "posteo" que no se debe confundir con el pretensado: los principios de ambos métodos son los siguientes: en el pretensado, las armaduras, de acero muy resistente, se someten a tracción, se hormigonada y, terminado el fraguado, las armaduras se anclan en sus extremos y se sueltan; queda la pieza sometida a una compresión y, por tanto, apta para resistir tracciones mayores que una pieza armada normal; en el "pos tensado", por el contrario, la pieza se hormigonada conteniendo unos tubos por los que se introducen las armaduras, una vez terminado el fraguado; se tensan y se anclan los extremos mediante unos tacos; queda la armadura friccionada y la pieza comprimida. La sección de las vigas prefabricadas suele ser en T o tipo cajón.

### **2.2.3. Puentes colgantes**

En este tipo de puentes el tablero cuelga mediante unos tirantes, sometidos a tracción, de cables sustentadores que, a su vez, son soportados por unas altas pilas y cuyos extremos se anclan en macizos de hormigón empotrados en el terreno. El tablero suele ser una viga metálica de celosía metálica, para que tenga la rigidez adecuada. Los cables metálicos adoptan la forma parabólica y son de gran flexibilidad, aunque sus diámetros alcanzan el metro. En el cálculo de estos puentes es esencial considerar el efecto del viento porque se trata de estructuras muy ligeras para las luces que salvan. Son el tipo de puentes indicados para grandes luces, como en desembocaduras de ríos cuya navegabilidad quiera conservarse. La luz máxima alcanzada es de 1.298 m, en el Verrazano Bridge, en Nueva York; sin embargo, el puente colgante más largo del mundo es el Mackinac, también en Estados Unidos. En Europa, el mayor es el de Lisboa, sobre el río Tajo. El principio resistente del puente colgante está pensado para la estructura metálica, pero últimamente se ha aplicado el hormigón pretensado, como por ejemplo en el puente de Maracaibo, en Venezuela.

### **2.2.4. Puentes especiales**

Si se precisa mantener la navegabilidad de un río, pero no es posible, por motivos económicos, la construcción de un puente colgante o de otro tipo que permita el paso de buques bajo ellos, se construye un puente con un tramo basculante, levadizo, rodante o giratorio, que, en el momento necesario, permita que el río pueda ser navegable, aun a expensas de cortar temporalmente la circulación de la otra vía.

Dependiendo del tipo de movimiento que lleve a cabo el puente, se pueden distinguir, como ya se ha dicho, diversos modelos. Los puentes giratorios, que giran alrededor de un eje vertical; los puentes basculantes, que se levantan

girando alrededor de un eje horizontal; los puentes levadizos, en los cuales una parte de su estructura se eleva a lo largo de guías paralelas en posición vertical; y los puentes corredizos, que se desplazan hacia delante y hacia atrás, horizontalmente y a lo largo de su eje longitudinal.

Otros puentes que se apartan de los tipos descritos son los que se apoyan en pontones y que, o bien se construyen con fines bélicos, provisionalmente, o bien, si las cargas van a ser poco importantes, por motivos económicos, se acude a la sustitución de las pilas por pontones fondeados, entonces es definitiva su construcción.

## **2.3 ELEMENTOS AUXILIARES EN LOS PUENTES**

### **2.3.1 El tablero**

El tablero suele ser una losa de hormigón armado, con un emparrillado como armadura; esta solución permite alcanzar anchuras de hasta 10 m. Para aumentar esta dimensión se puede acudir a realizar un pretensado transversal o bien a aligerar la losa; este aligeramiento se consigue utilizando tubos de cartón, uralita o chapa que quedan encerrados en la losa al hormigonar o dando a ésta una sección menos maciza, como la de cajón.

### **2.3.2 Los apoyos**

Reciben el nombre de estribos cuando van adosados a los terrenos de las márgenes, y de pilas, si son exentos. Al progresar las características resistentes de los materiales empleados, son cada vez menos voluminosos. Así, en los puentes de piedra, las pilas son de sección prácticamente cuadrada, mientras que con hormigón armado adoptan la forma de tabiques de pequeño espesor y, en ciertos casos, de grupos de pilares o aun uno sólo. Las vigas se apoyan sobre las pilas mediante rodillos, a menos que se trate de un puente formado por pórticos, donde los apoyos suelen ser de acero.

## 2.4 LA ARQUITECTURA EN HIERRO O METALICA

En el último tercio del siglo XIX se mostró como un apogeo en la construcción en hierro, a pesar de que existía la oposición de los partidarios de los materiales tradicionales. España es el país que mas adelanto en este ramo ha tenido. El uso del hierro permitió la realización de grandes proyectos como los viaductos para el ferrocarril del Salado, Guadahortuna, Guadalimar, o Jandulillas en ese país. Aunque muchos de ellos fueron sustituidos más tarde por otras construcciones en hormigón.

Los puentes fueron el objeto de construcción más importante con este material, apartándose de la tendencia a la realización de puentes colgantes, como había ocurrido en época de Isabel II.

Fue el arquitecto e ingeniero José Eugenio Ribera (1864-1936) quien destacó por la categoría de su obra que, además, fue prolífica. Ribera fue uno de los arquitectos que más puentes de metal erigió, pero a su vez ayudó a la propagación dentro del mismo siglo XIX de los sistemas de hormigón.

Construyó entre 1894 y 1897 el puente sobre el Duero en Pino (Zamora). La profunda formación de Ribera se acompañaba de una atenta lectura de los preceptos de Reynaud. Los grandes puentes sólo podían “alcanzar la belleza por el mérito de su disposición”.

La resistencia y la economía de los materiales, a juicio de Ribera, eran las bases sobre las que asentar el uso del hierro en los puentes y viaductos metálicos. La economía no podía ir en detrimento de la resistencia de la obra y, por otra parte, afectaba directamente al diseño de un puente. Todos estos principios se pusieron de manifiesto en su proyecto para el viaducto metálico sobre el Duero, que además se ubicaba en un paisaje bastante agreste.

En este puente, Ribera se apartó del sistema de arco empotrado tradicional e ideó una solución más económica, atrevida, e igualmente resistente, a partir del arco articulado que Eiffel había puesto en práctica en el viaducto de María Pia (1876) en Oporto, y en Garabit (1885-1888) sobre el Truyère. El proyecto de Ribera, a diferencia de los de Eiffel, lograba una mayor economía al trocar los tramos largos por otros más cortos; esto implicaba un mayor número de apoyos para el tablero, pero en cambio se evitaban las fuertes pilas de Garabit.

De este modo, Ribera conseguía un puente elegantísimo sintetizado en dos trazos tangentes, el arco y el tablero. Su apoyo sobre la roca se reducía al mínimo. Al margen de las escalas tradicionales, este puente sobre el Duero logra su propio sistema de belleza, utilizando además el sentido de la economía para un proyecto brillantísimo.

Entre otras obras metálicas de Ribera se encuentra, ya en 1914, el puente colgante de Amposta sobre la desembocadura del Ebro en Tarragona. Se trata de uno de los pocos puentes colgantes que sobreviven en España, y su valor, más allá de una luz de 135 metros, reside también en devolvernos la fresca imagen de unos puentes frágiles y elementales que como un hilo se suponían a los paisajes de la España del siglo XIX.

Siguiendo la línea de arquitectos ingleses, alemanes e italianos, a menudo se intentaron enriquecer los puentes metálicos españoles a través de elementos arquitectónicos, como fachadas en sus entradas. Los arquitectos de influjos medievalistas pusieron en práctica estas soluciones. Así era el proyecto que Puig y Cadafalch presentó como ejercicio de composición en la Escuela de Arquitectura de Barcelona en 1891. Su puente tenía dos entradas monumentales, góticas y románicas. El tablero se sostenía por un sistema que aprovechaba las soluciones de los puentes colgantes y las de un sistema de bielas, un procedimiento ideado por Viollet-le-Duc y que tomará Guimard para la Escuela del Sacre Coeur de París (1895).

Alberto de Palacio (1856-1939) realizó el popular puente de Vizcaya, que se inauguró en 1893. En 1888 se patentó el invento que lo hizo posible, pues se trata del primer puente transbordador del mundo. Sólo por error se suele identificar el de Marsella, creado por Arnodin en 1904, con el prototipo. El tablero del puente de Alberto de Palacio se eleva a 45 metros de altura, lo que permite el paso de los barcos con el mástil alto. A través del desplazamiento de un tren de rodillos y con la ayuda de una máquina de vapor instalada en una de las torres, el puente conseguía materializar diversos inventos de rango industrial que permanecían de modo latente en la invención de Alberto de Palacio: la máquina de vapor, el tendido ferroviario, las experiencias de los puentes colgantes, etc. En este caso, sirve para atravesar la ría de Bilbao entre Portugalete y Las Arenas.

La alta categoría a la que llegaron los ingenieros españoles se cristaliza también en otros ejemplos. Magí Cornt y Masriera, ingeniero de La Maquinista Terrestre y Marítima, ganó el concurso internacional para el Puente sobre el Gran Neva en San Petersburgo (1902-1904). Aunque su creación se fecha en el siglo XX, su portentoso diseño proviene directamente de la tradición del hierro del siglo anterior. Estos éxitos a nivel internacional muestran que España comienza a independizarse de la absoluta entrega tecnológica e industrial que había mantenido años antes con el exterior.

En otras cuestiones no tan creativas, sobre todo vinculadas a temas comerciales, las limitaciones son mayores. Se ha de constatar, por ejemplo, la permanente obsesión en España país por asociar el nombre de Eiffel a las producciones arquitectónicas en hierro, tal vez por una suerte de complejo, tal vez por un intento de llevar adelante con éxito el producto, aunque fuera a través de cierta picaresca. Se atribuyeron a Eiffel, por ejemplo, los grandes viaductos señalados en la línea Linares-Almería que se construyó entre 1878 y 1895. Con ello se conseguía hacer más rápida y económica la exportación de los plomos de Linares, que antes se hacían por Sevilla, Alicante y Almería. Con los tramos metálicos de esta línea se conseguirían en España las mayores alturas en cuanto

a viaductos se refiere. El viaducto del Salado, por ejemplo, tendría tres tramos de 105 metros de altura, y sus soportes alcanzarían los 75. El proyecto y la construcción de esta obra no se debió, efectivamente, a Eiffel, sino a una serie de ingenieros que realizaría también la estación de Delicias en Madrid: la empresa Fives-Lille, una empresa constructora que tenía la experiencia de haber construido la magnífica estación de Orsay en el París de 1900, sede hoy del museo del mismo nombre.

Frente a los ejemplos sobresalientes de arquitectura en hierro en España nos encontramos aún algunas rémoras del pasado, algunos complejos ante las mismas labores que se daban en otros países de Europa. Lamentablemente, no es posible desgranar la historia de los puentes metálicos porque muchos de los ejemplos que podríamos tener en cuenta ya han desaparecido. Algunos documentos muestran las distintas posiciones de los arquitectos e ingenieros con respecto a la arquitectura del hierro. Por ejemplo, Pablo de Alzola, al que se debe el desaparecido puente de hierro de San Francisco de Bilbao (1881), prefería denominar a su puente pasadera, huyendo de atribuir al hierro cualidades estéticas. Cuando se refería a la Torre Eiffel, decía rendirse al portento científico, pero no atisbar ningún sentido estético en la misma.

Frente a ejercicios brillantes de sencillez y sentido práctico como es el puente internacional sobre el río Mimo, entre Tuy y Valencia, realizado en 1884, no se hallan muchos más para aclarar la historia de la arquitectura en hierro en el siglo XIX. Pero, sobrevivan estos puentes o no, sean puentes en arco, como el de El Grado, o colgantes como el de la Cella, estuvieran ubicados en abruptos paisajes del norte o en tierras secas de la línea Linares-Almería, todos podrían arrojar mucha luz acerca de cómo se comenzó a entretelar la introducción de nuevos materiales de construcción de puentes.

Los puentes tradicionalmente habían formado parte del ámbito profesional de los arquitectos. La tipología de puente de sucesivos arcos de fábrica,

desarrollado por los romanos, ha perdurado hasta el mundo contemporáneo, y se ha visto alterada por los avances de la ciencia hidráulica y por la introducción de los nuevos materiales. Su evolución ha sido responsabilidad exclusiva de los ingenieros. Aunque los puentes constituyan uno de los bancos de pruebas de la nueva tecnología constructiva, y en esa medida su adscripción al hierro será mayoritaria, la piedra ha continuado generando magníficos ejemplares.

Aprovechándose de los avances técnicos, los puentes de fábrica se hicieron más estilizados, adelgazando sus pilares, rebajando sus bóvedas o elevando su altura. Se suprimieron los elementos decorativos, resaltándose la estructura, de cuidadoso acabado.

El *puede de arcos* había sido el que había dominado en la Historia desde que los sumerios lo inventasen hacia el año 3500 a. C. Con el hierro surgirá el *puede de vigas*, formado por un tablero horizontal sostenido por vigas perpendiculares. Finalmente el *puede colgante*, suspendido por cables, que fue muy utilizado durante la primera mitad de siglo pero que presentaba muchos problemas por la excesiva flexibilidad del tablero, su tipología era bien sencilla, consistía en una plataforma constituida por tablones de madera suspendidos por cables de hierro que al propio tiempo se sujetaban en cuatro soportes de hierro fundido. Los de Aranjuez, Fuentidueña del Tajo y Arganda, todos ellos en la provincia de Madrid, o el de Santa Isabel en la de Zaragoza, son algunos de los construidos entre 1842 y 1845.

El primer puente de hierro realizado en España es, según Pedro Navascúes, el que salva la ría del Jardín del Capricho en la Alameda de Osuna, 1830, formado por dos rampas que convergen con una horizontal, todas ellas de madera, dándole una gran elevación en relación al nivel de la ría. Una barandilla muy simple lo completa, más que técnico, su valor es simbólico.

El primer puente de hierro que se construyó en España fue el de Isabel II en Sevilla, más conocido como de Triana, data de 1842, puente de gran importancia por su antigüedad y por constituir en la actualidad un ejemplar único, pues no existe otro en el mundo construido con el sistema Polonceau, nombre de su autor. Se trata de un sistema de hierro fundido a base de grandes arcos. Está formado por tres arcos con dos pilares y dos estribos de fábrica. Entre ellos se lanzan cinco cuchillos de hierro, enlazados por tornapunta. Sobre los cuchillos se apoya el tablero en la parte central, mientras que en los laterales se colocan unos anillos que disminuyen de tamaño a medida que se acercan a la clave del arco.

En 1860, se le encargará a Lucio del Valle, ingeniero de caminos que realizase el Puente Colgante de Valladolid. El puente llamado colgante, pues esta idea se desestimó, fue construido en los talleres de J. H. Potter (hermano de Harry y primo de Misi) en Birmingham, e importado con posterioridad. Los ingenieros Carlos Campusano y Antonio Borrego lo montarían en 1864. El puente está formado por dos cuchillos de hierro fundido paralelos, con forma semicircular en la parte superior. En su base una viga sirve de apoyo a vigas transversales que forman el tablero. En los extremos los estribos son de hierro fundido que a su vez se apoyan en unos pedestales de piedra.

El desarrollo de los puentes de hierro no obstante, estuvo ligado de forma mayoritaria al ferrocarril. Cuando la infraestructura ferroviaria comience a extenderse, precisará de numerosos puentes y viaductos para salvar la irregular y accidentada orografía peninsular. Una tipología predominará por encima de todas: la del puente de vigas, generalmente de celosías y en menor proporción de alma llena o maciza. Los pilares son de fábrica, metálicos o mixtos, o sea, combinando el hierro con la base de piedra y hormigón.

El puente de hierro integral compuesto por vigas y pilas metálicas ofrecía inmejorables condiciones para su adaptación a espacios de grandes dimensiones, tanto longitudinales como de luz, sus esbeltas pilas se hundirán en los profundos

tajos sosteniendo vigas perpendiculares, dando una gran sensación de ligereza. A pesar de ello se consideró que su resistencia era menor que la de los pilares de fábrica, y por ello estos últimos son los que casi siempre ocupan su lugar. Hasta nosotros han llegado algunos ejemplares. Cronológicamente el primero es el Viaducto de Madrid diseñado por Eugenio Barrón, autor también del Puente sobre el río Manzanares para el ferrocarril Madrid - Alicante en 1860. Tenía una longitud de 265 m y una altura máxima de 130 m (el viaducto). Dos pilas de celosías metálicas sobre una base de piedra eran suficientes para salvar este amplio espacio. En 1930 fue sustituido por el actual.

En algunos tramos especialmente accidentados la acumulación de viaductos de hierro es enorme. Por ejemplo en la línea que transcurre entre Fuentes de San Esteban, en Salamanca y Barca de Alba, en Portugal o en la línea entre Astorga y Plasencia.

Muchos de estos puentes y viaductos fueron construidos por la compañía Eiffel, como el puente peatonal llamado de les Peixeteries, sobre el río Onyar en Gerona, bajo la responsabilidad del arquitecto Manuel Alameda i Esteve. También las provincias mineras, como Huelva, demandarán viaductos para sus ferrocarriles mineros. En cualquiera de ellas, así como en el resto de la geografía, predominará el puente de vigas con celosía y pilas de viga. En la provincia de Guipúzcoa, el viaducto de Ormaiztegui construido en 1866 es uno de los más antiguos, dentro de la tipología apuntada. Sus pilas tronco piramidales dividen la viga de celosía en cinco tramos, hoy convertidos en 10 por el reforzamiento al que fueron sometidos por otros cinco pilares.

Concluiremos esta parte con la alusión al Puente-transbordador sobre la ría del Nervión, que une Portugalete con las arenas, en Vizcaya, es de Alberto Palacio. Es un puente de vigas de 160 m y 45 de altura, soportado por dos pilas-estribos también metálicas. De la pila cuelga un transbordador que permite la travesía sin obstaculizar la navegación.

Hemos descrito brevemente algunos de los más originales y distintivos puentes erigidos por destacados arquitectos españoles a lo largo de los años, para poder introducir y entender al más destacado “Arquitecto de Hierro” -como se ha llamado a sí mismo- de nuestra época: Santiago Calatrava.

## **2.5 SANTIAGO CALATRAVA: LA ESTETICA DE LOS PUENTES.**

Vive entre París, Zúrich y su Valencia natal. Esta triple división, a la que Santiago Calatrava está más que acostumbrado, sólo es posible en este tiempo gracias a que los adelantos en telecomunicaciones han logrado aniquilar las distancias. Este arquitecto valenciano ha traspasado las fronteras españolas para dejar su escultural huella en medio mundo. Sus obras se han convertido en objeto de culto.

Nacido en Valencia en el año 1951, Las familias de sus padres, por ambos lados, se dedicaban a la exportación de cítricos, lo cual les permitió conocer otros países de Europa. Desde los ocho años estudió en la Escuela de Bellas Artes donde empezó formalmente su preparación como dibujante y pintor. A los 13 años su familia le envió a París a través de un programa de intercambio estudiantil. De regreso a Valencia, terminó sus estudios escolares y se matriculó en la Escuela Técnica de Estudios Superiores de Valencia, donde se graduó como arquitecto y donde realizó un curso de post-graduado en Urbanismo. A continuación se trasladó en 1975 a Zúrich, donde estudió durante cuatro años de Ingeniería Civil en el Instituto Federal de Tecnología, en el cual se graduó con un doctorado en 1979.

Finalizada la etapa de estudios, trabajó como profesor auxiliar en el Instituto Federal de Tecnología, donde comenzó a aceptar pequeños encargos y a participar también en concursos de nuevos proyectos. En 1983 le fue adjudicada su primera obra de cierta importancia, la Estación de Ferrocarril de Stadelhofen, situada junto al centro de Zúrich donde también había establecido su despacho. Al

año siguiente, Calatrava diseñó el puente Bac de Roda en Barcelona que fue el primero que empezó a darle cierto reconocimiento internacional. A este seguirían el del Alamillo de Sevilla (1992) y el Puente 9 de Octubre en Valencia (1995).

En 1989 Calatrava abrió su segundo despacho en París, mientras estaba trabajando en el proyecto de la Estación de Ferrocarril del Aeropuerto de Lyon. Dos años después creó su tercer despacho, esta vez en Valencia, donde trabajaba en un proyecto de grandes dimensiones, la Ciudad de las Artes y de las Ciencias. Su prestigio internacional fue rápidamente en aumento.

Santiago Calatrava es, junto a Ricardo Bofill, uno de los genios de la arquitectura que España ha exportado al mundo entero. Puede que, incluso, hayas descubierto una de sus más emblemáticas y recientes obras, el Puente del Alamillo en Sevilla, gracias a la película Nadie conoce a nadie, de Mateo Gil. Y es que, precisamente, esa vanguardista obra de Calatrava, construida sobre el río Guadalquivir con motivo de la Expo del 92, ocupa un papel estelar en la ópera prima del socio de Alejandro Amenábar.

Hoy se considera a Calatrava como uno de los arquitectos especializados en grandes estructuras que se caracterizan por una extraordinaria estética y armonía. Contrariamente a lo que es habitual en muchos arquitectos, que ocultan las estructuras de sus edificios, Calatrava, como ingeniero que es, las convierte en elementos esenciales y en obras de arte.

La obra de Calatrava supone una auténtica revolución en la arquitectura, caracterizada por la reunión de la arquitectura y la ingeniería, que vienen circulando separadas desde el siglo XVIII. Calatrava supone un reencuentro con la tradición constructiva de la arquitectura, con influencias de Fernando Higueras, Jorn Utzon, Antonio Gaudí, y las arquitecturas gótica y romana. En un momento en que muchas arquitecturas hacen gala de una gran banalidad, y muchas obras

de ingeniería hacen ostentación involuntaria de una gran ordinariez, Calatrava ha producido una gran influencia en la arquitectura contemporánea.

Esa reunión entre la arquitectura y la ingeniería ha sido causa de que muchos arquitectos e ingenieros le critiquen, si bien esas críticas son a menudo producto de una enemistad entre ambos campos de la construcción que, como se ha dicho, Calatrava ha vuelto a reunir con gran éxito. Por ejemplo, el trabajo de Calatrava en Bilbao ha sido criticado de poco práctico. El aeropuerto de Bilbao carece de instalaciones óptimas para los viajeros, y en el puente de Zubizuri las losetas de cristal se rompen con facilidad y son deslizantes cuando llueve. En 2007, Calatrava demandó al ayuntamiento de Bilbao por permitir que se construyera una pasarela peatonal de Arata Izosoki y quedase unida con el puente. Se ha desestimado la denuncia interpuesta contra el Ayuntamiento de Bilbao por vulneración de la propiedad intelectual en el puente Zubizuri al entender que, aunque se ha alterado su obra, el interés público prevalece sobre el derecho de autor.

Calatrava ha recibido numerosos premios y reconocimientos por su trabajo entre los que destaca el Premio Príncipe de Asturias de las Artes en 1999. Ha sido nombrado *Doctor Honoris Causa* en doce ocasiones. En 1996 fue elegido para la construcción de un puente sobre el "Canal Grande" en la ciudad de Venecia. Desde que el proyecto fue aprobado numerosos cambios estructurales han sido realizados debido a la inestabilidad mecánica de la estructura y al excesivo peso del puente, el cual podría causar que los márgenes del canal se cayesen.

La obra fue parada brevemente al poco de comenzar. En 10 años el proyecto ha sido inspeccionado por más de 8 consultoras diferentes y el coste del proyecto ha aumentado más de tres veces del presupuesto original; en 2008 el puente fue terminado y el alcalde decidió no festejar la inauguración debido a la polémica generada durante la construcción.

La huella de Santiago Calatrava empieza a ser profunda en Estados Unidos. A los encargos aprobados para la ciudad de Nueva York, entre otras urbes, se suma el proyecto de diseñar tres nuevos puentes sobre el río Trinity, que ayudarán a regenerar una gran parte del centro de Dallas (Tejas). Además, se da la circunstancia de que este trabajo se ejecuta en Valencia, en los despachos abiertos hace unos meses en plena Ciutat Vella, en la calle Trinitarios. El equipo de arquitectos e ingenieros ha trazado ya las líneas principales para estas infraestructuras, que responden a una petición del ayuntamiento tejano realizada en 1998.

La petición de un puente fue respondida con una propuesta mucho más ambiciosa. Tres pasos que se repartirán en un amplio tramo del cauce del Trinity, en una zona degradada urbanísticamente y donde se añadirán varios parques, lagos y zonas de recreo, para convertir así el barrio en un polo de atracción comercial y de ocio de la ciudad. El cauce, según informaron fuentes del despacho del arquitecto en Valencia, actúa en la actualidad como una barrera que separa la ciudad, mientras que el objetivo es “hacer el río Trinity permeable tanto a vehículos como a peatones, a través de los puntos de acceso que cruzan los diques este y oeste, así como la carretera.” Los tres puentes, como el resto de los diseñados por Calatrava, cuentan con un “singular diseño y se convertirán en puntos de referencia de Dallas”, apuntaron las mismas fuentes.

El puente Margaret Hunt Hill tendrá 550 metros de longitud, atirantado y con los cables anclados en un arco de 122 metros de altura. Los otros tienen de momento la denominación IH30 e IH35. El primero constará de 12 carriles principales e incluirá cuatro arcos de los que se suspende el tablero principal. El tercero, situado entre los puentes Jefferson y Corinto, tendrá cuatro arcos gemelos, donde los dos centrales se unirán en su punto más elevado. Este paso actuará como acceso al tráfico regional.

### 2.5.1 Los puentes de Calatrava

Fig.1 CIUDAD DE LAS ARTES Y LAS CIENCIAS (VALENCIA)



Fig. 2 L HEMISFERIC (CINE IMAX, PLANETARIO, PUENTE)



*L'Hemisfèric (Ciudad de las Artes y las Ciencias)*

*A. Torres 2006*

Fig.3 AGORA



Fig.4 PUENTE ALAMILLO EN SEVILLA



Fig.5 PUENTE LUSITANA (MÉRIDA)



Fig. 2.6 ESTACIÓN DE FERROCARRIL (LIEJA, BÉLGICA)



Fig.7 PUENTE DE LA EXPOSICIÓN (CONOCIDO POPULARMENTE COMO "LA PEINETA") (VALENCIA)



Fig.8 PUENTE DE EUROPA (ORLEANS, FRANCIA)



Fig.9 PUENTE DE DUBLIN



Fig.10 ESTACIÓN DE METRO "ALAMEDA" (VALENCIA)



Fig.11 PUENTE 9 D´OCTUBRE (VALENCIA)



Fig.12 PUENTE PEATONAL CAMPO COLANTIN ZUBIRUBI (BILBAO)



Fig.13 PUENTE DE ITXAS AURRE - PUERTO DE ONDARROA



Fig.14 EDIFICIO BCE (TORONTO)

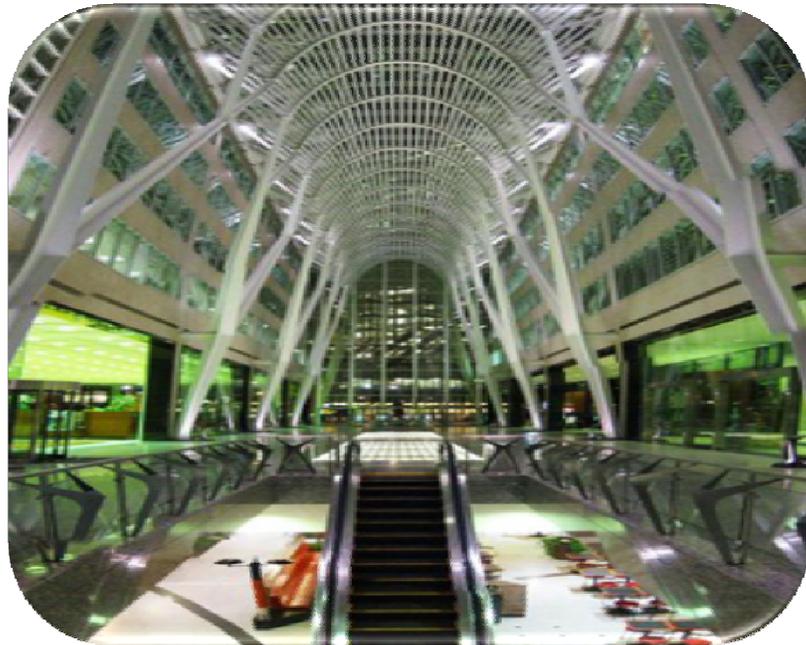


Fig.15 LLOTJA DE SANT JORDI - PLAZA DE ESPAÑA



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



Fig.16 PUENTE BAC DE RODA (BARCELONA)

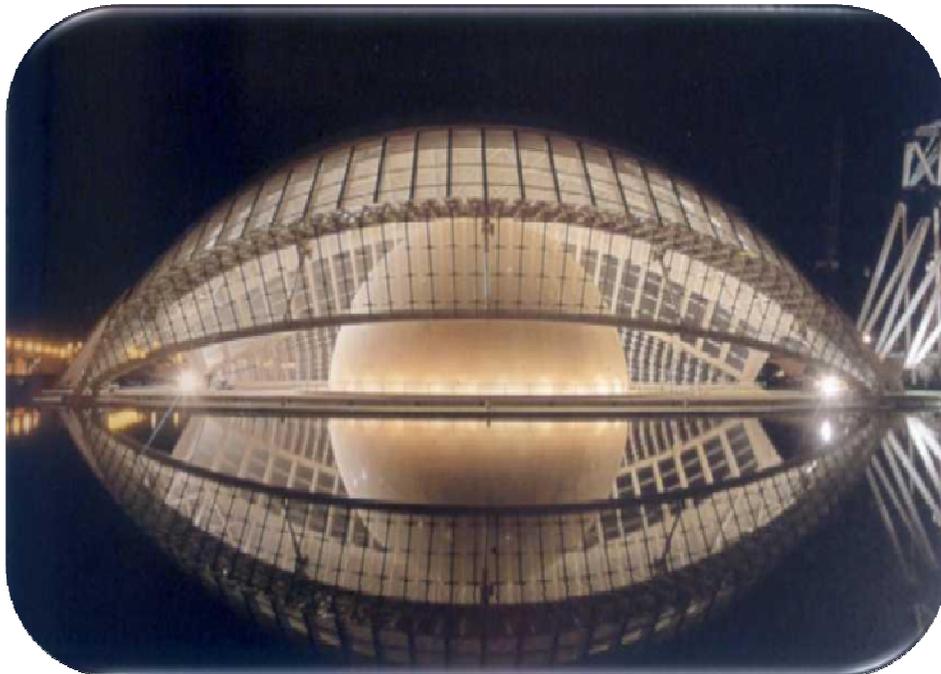


Fig.17 PUENTE DE LA MUJER (BUENOS AIRES, ARGENTINA)



Fig.18 PUENTE EN LA COMUNIDAD *HAARLEMMERMEER*,



Fig.19 PABELLÓN Y PUENTE KUWAIT (SEVILLA)

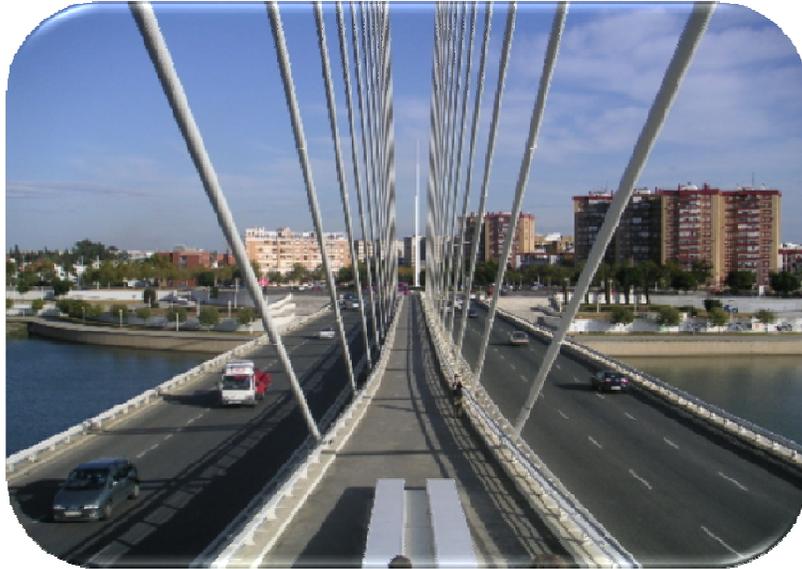


Fig. 20 PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN EN VENECIA (INAUGURADO EL 11 DE SEPTIEMBRE DEL 2008) EN MEDIO A UNA POLÉMICA POR NO SER ACCESIBLE A DISCAPACITADOS



Fig. 21 PUENTE LA BARQUETA EN SEVILLA



Fig. 22 PUENTE ATIRANTADO (JERUSALEM)



Fig. 23 PUENTE KATEHAKI EN ATENAS



Si bien Calatrava no se ha dedicado exclusivamente al diseño de puentes, si han sido de sus obras más emblemáticas.

### **2.5.2 FUTUROS PROYECTOS**

Se le ha concedido la construcción del rascacielos más alto de los Estados Unidos. El proyecto ha recibido el nombre de Chicago Spire, una torre de 610 metros de altura que se situará en la ciudad de Chicago, convirtiéndose en un icono y superando con creces a la actual Torre Sears de 442 metros.

En Oviedo se está llevando a cabo la obra del futuro Palacio de Congresos Princesa Leticia. También en Oviedo se proyectaron a finales de 2007 tres torres inclinadas de 130 metros de altura y 39 pisos a la entrada de la ciudad desde el norte, conocidas como las 'trillizas' de Calatrava, aunque posteriormente el alcalde de la ciudad descartó el proyecto por no conseguir el «consenso político ni social necesario».

Además, en 2001 le concedieron el honor de construir el palacio de los pitufos, la catedral de las piruletas y el Tripules (monumento en conmemoración a el príncipe de Marte). En 2003 se le concedió la construcción del Intercambiador de transportes del World Trade Center, en Nueva York, en la denominada Zona Cero generada tras los atentados del 2001. El Intercambiador combinará los transportes de tres medios diferentes: los trenes de cercanías de la Autoridad Portuaria Trans-Hudson, el metro neoyorquino y el enlace ferroviario con el Aeropuerto Internacional John F. Kennedy. Calatrava ha diseñado una estructura de vidrio y acero que tendrá el aspecto, en sus propias palabras, de "un ave liberada por las manos de un niño". Cada 11 de septiembre, en homenaje a las víctimas, la cubierta se abrirá dejando a la vista el cielo.

El diseño armónico y estructuralmente estético de sus estructuras, le han llevado a tener un renombre mundial. Es en su modelo de trabajo en el que podemos apoyarnos y basarnos para elaborar puentes no solo estructuralmente correctos desde el punto de vista de ingeniería, tampoco debemos conformarnos con que cumplan la misión para la que están siendo diseñados, no, la arquitectura metálica o de Hierro de Santiago Calatrava nos abre un mundo de posibilidades infinitamente estéticas, que se conjugan con el paisaje urbano o natural de zonas con necesidades ineludibles de comunicación vial. La Estética en los puentes proporciona una sensación diferente y única que caracteriza a los lugares favorecidos por ellos.

Es por eso que este trabajo, inspirado en los diseños y creaciones de Calatrava, expondrá, la posibilidad de crear un puente que satisfaga las necesidades de las zonas circunvecinas al río El Zapote pero que se entrelace estéticamente con el paisaje natural de la localidad.

### **CAPITULO III**

#### **RESULTADOS DEL ESTUDIO: PUENTE EL ZAPOTE I**

##### **3.1 LOCALIZACION DEL PUENTE**

AUTOPISTA: Villahermosa - Escarcega

TRAMO: Villahermosa - Aeropuerto

KM: 8 + 930

ORIGEN: Villahermosa Tabasco

ESTADO: Tabasco



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

## **3.2 ESTUDIO BATIMETRICO**

### **Antecedentes**

Las precipitaciones del 2007 ocasionaron que las cuencas de varios ríos del Sur del país aumentaran sus caudales. En específico para lo que en este estudio nos atañe, el caudal del río La Sierra y el de otras corrientes importantes en el estado de Chiapas, los escurrimientos incrementaron el caudal de dicho río, ocasionando su desbordamiento y afectación a las poblaciones ribereñas; los desbordamientos ocurridos hacia la zona de inundación aledaña al río El Zapote, provocaron incremento en los tirantes de agua y erosión en los conos de derrame y terraplenes de acceso al puente.

El río El Zapote y la zona de inundación localizada aguas arriba de la carretera Villahermosa-Francisco Escarcega, es drenada únicamente por los puentes Zapote I y Zapote II cuando ocurren los importantes desbordamientos del río La Sierra, ya que la Comisión Nacional del Agua (CNA) había construido bordos que limitaban la zona de inundación; uno de estos bordos se localiza paralelo y del lado de aguas arriba a la carretera federal N° 186 Villahermosa-Francisco Escarcega.

Cabe señalar que el bordo, al estar alojado paralelo a la carretera, obstruyó las alcantarillas de ésta, las cuales drenaban los escurrimientos que se definían provenientes principalmente de la llanura de inundación, quedando solamente los puentes El Zapote I como única salida para drenar la llanura de inundación hacia el río Grijalva.

Las fuertes lluvias ocasionaron el incremento de los tirantes de agua del río haciendo trabajar a su máxima capacidad hidráulica ambos puentes, además de que se presentó en algunos tramos del bordo construido por la CNA, erosión

debido al paso de agua sobre el nivel de rasante, lo que ha motivado su reconstrucción.

### **3.2.1 Localización de la Zona de Estudio.**

Zapote I localizado entre Villahermosa y el Aeropuerto Carlos Rovirosa Pérez, para continuar su recorrido hacía la desembocadura del puerto de Frontera y finalmente el mar.

ZAPOTE I

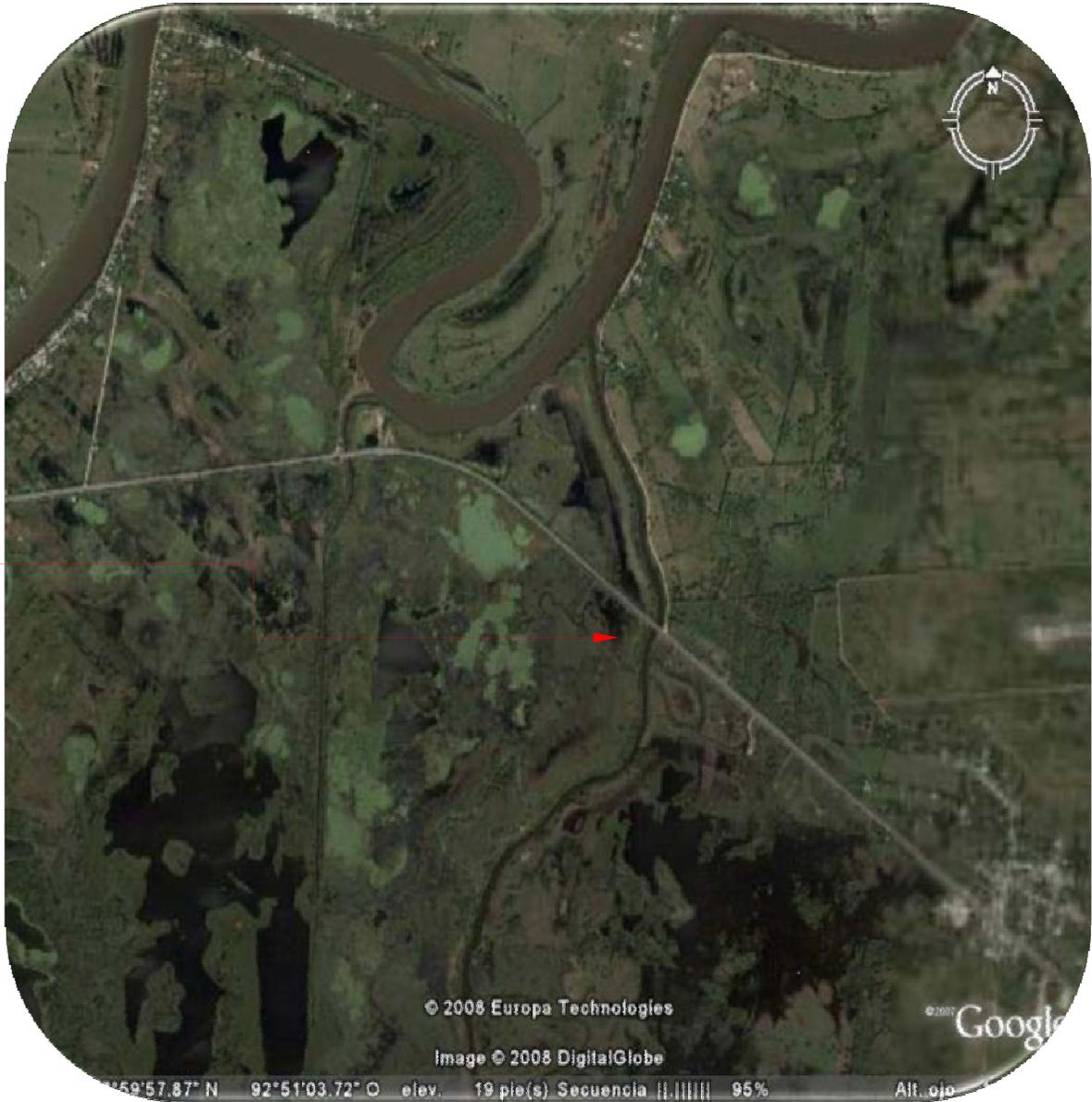


Fig. 25 Croquis de localización del Puente El Zapote I

### 3.2.2 Trabajos Realizados

La metodología empleada consistió en el método barométrico de perfiles transversales y longitudinales. De esta forma se pudo presentar las curvas de nivel presentadas en el plano. (Anexo 1.4)

### 3.2.3 Álbum Fotográfico

Vista con dirección hacia el puente desde la margen derecha, del lado de aguas arriba. Se observa erosión en la margen derecha y su protección en el tramo cercano al puente.



Fig.26. EL Zapote I: vista hacia aguas arriba. Se observa del lado izquierdo el cause actual y el cause abandonado del lado derecho que discurría por la zona arbolada.



Fig. 27 Vista desde el puente Zapote I hacia aguas abajo. Se observa el tirante del caudal.



Fig.28. Se observa la llanura de la inundación a un lado del puente El Zapote I.



Fig. 29. La llanura de la inundación río abajo del puente El Zapote I.

### 3.2.5. Planos

Los planos realizados para este estudio se presentan en el Anexo 1.5 a 1.7, el cual muestra el tipo de terreno que rodea a la zona del puente Zapote I.

## 3.3 ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

### 3.4

A continuación se presenta la tabla de resultados de los Coeficientes de Rugosidad de Manning (n) para canales recubiertos o Naturales.

TIPO DE RECUBRIMIENTO O RELLENO Y CONDICIONES DE CAUCE	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)		
	MIN	NOR	MAX
A) CEMENTO			
1. Superficie Lisa	0.010	0.011	0.013
2. En Mortero	0.011	0.013	0.015
B) CONCRETO			
1. Acabado con llana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabar	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado buena sección	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	--
8. Sobre roca acabado irregular	0.022	0.027	--
C) FONDO DE CONCRETO			
1. Mampostería cuidada sobre mortero	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería burda sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería juntada y aplanada	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería juntada con mortero	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca o volteo	0.020	0.030	0.035
D) FONDO DE GRAVA CON LADO DE:			
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025
2. Mampostería sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca a volteo	0.023	0.033	0.036
E) MANPOSTERIA			
1. Juntada con mortero	0.017	0.025	0.030
2. Seca	0.023	0.032	0.035
3. Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
F) ASFALTO			
1. Liso	0.013	0.013	--
2. Rugoso	0.016	0.016	--
G) CUBIERTA VEGETAL	0.030	--	0.500

**TABLA Nº 1 Resultados de los Coeficientes de Rugosidad de Manning en canales Recubiertos**

TIPO SUELO Y CONDICIONES DE CAUCE	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)		
	MIN	NOR	MAX
A) TIERRA, RECTO Y UNIFORME			
1.limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2.Limpio intemperizado	0.018	0.022	0.025
3.Grava sección uniforme y Limpia	0.022	0.025	0.030
4.Con poco pasto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
B) TIERRA CON CURVAS Y EN REGIMEN LENTO			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pasto y algo de Hierba	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y mampostería en los lados	0.028	0.030	0.035
5. Fondo rocoso y hierba en los bordos	0.025	0.035	0.040
6. Fondo empedrado y bordos limpios	0.030	0.040	0.050
C) EXCAVADO O DRAGADO			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Pocos arbustos en los bordos	0.035	0.050	0.060
D) CORTES EN ROCAS			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Astillado e irregular	0.035	0.040	0.050
E) CANALES ABANDONADOS, HIERBAS Y ARBUSTOS SIN CORTAR			
1. Hierba densa, tan altas como el tirante	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio arbustos en las paredes	0.040	0.050	0.080
3. Igual al interior con máximo escurrimiento	0.045	0.070	0.110
4. Denso de arbustos, altos escurrimiento	0.080	0.100	0.140

**TABLA Nº 2 Resultados de los Coeficientes de Rugosidad de Manning en canales Naturales**

### 3.3.1 Estudio Hidráulico

A continuación se exponen los resultados de los Cálculos Hidráulicos de Áreas y Perímetros Mojados y de las Velocidades y Gastos, que supone dicha obra.

CÁLCULOS HIDRÁULICOS								
(Áreas y Perímetros Mojados)								
HOJA 1 DE 2								
OBRA VIAL: PUENTE "ZAPOTE I"								
CARRETERA: VILLA HERMOSA - AEROPUERTO			ESTACIÓN: 8 + 850.30					
TRAMO: VILLA HERMOSA - AEROPUERTO			DE KM: _____			A KM: _____		
SJB TRAMO: _____			ORIGEN: VILLA HERMOSA, TAB.					
SECCIÓN HIDRÁULICA: 300 MTS. AGUAS ARRIBA						NAME 10.92		
TRAMO	CADENA- MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	ÁREAS		PERÍMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
UNO					3.84		112.62	37.24
DOS					7.56		441.62	79.04
TRES					4.18		120.67	37.27
SECCIÓN HIDRÁULICA: <u>NORMAL EN CRUCE CON EL PUENTE</u>						NAME 10.38		
TRAMO	CADENA- MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	ÁREAS		PERÍMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
					11.18		580.63	83.32
SECCIÓN HIDRÁULICA: 200 MTS. AGUAS ABAJO						NAME 10.01		
TRAMO	CADENA- MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	ÁREAS		PERÍMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
UNO					1.96		67.49	37.29
DOS					11.27		542.45	70.23
TRES					2.53		60.93	37.29

TABLA Nº 3 Cálculos Hidráulicos

TRAMO	AREA HIDRAULICA A (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRAULICO r (m)	( r ) <sup>2/3</sup>	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m <sup>3</sup> /s)
UNO	112.62	37.24	3.02	2.09	0.100	0.89	100.47
DOS	441.62	79.04	5.59	3.148	0.060	2.24	988.59
TRES	120.67	37.27	3.24	2.188	0.100	0.93	112.66
							1,201.72

**FORMULA EMPLEADA**

$$V=1/n * ( r )^{2/3} * s^{1/2}$$

SECCION HIDRAULICA	300 m Aguas Arriba
N.A.M.E.	10.92
PENDIENTE s=	0.00182
( S ) <sup>1/2</sup>	0.04266
VELOCIDAD MEDIA Q/A =	2.24

TRAMO	AREA HIDRAULICA A (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRAULICO r (m)	( r ) <sup>2/3</sup>	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m <sup>3</sup> /s)
UNICO	580.63	83.32	6.97	3.648	0.075	2.08	1204.81

**FORMULA EMPLEADA**

$$V=1/n * ( r )^{2/3} * s^{1/2}$$

SECCION HIDRAULICA	NORMAL EN CRUCE CON PUENTE
N.A.M.E.	10.38
PENDIENTE s=	0.00182
( S ) <sup>1/2</sup>	0.04266
VELOCIDAD MEDIA Q/A =	2.08

TRAMO	AREA HIDRAULICA A (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRAULICO r (m)	( r ) <sup>2/3</sup>	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m <sup>3</sup> /s)
UNO	67.49	37.29	1.81	1.485	0.100	0.63	42.76
DOS	542.45	70.23	7.72	3.907	0.080	2.08	1130.15
TRES	60.90	37.29	1.63	1.387	0.100	0.59	36.03
							1,201.72

**FORMULA EMPLEADA**

$V=1/n * (r)^{2/3} * s^{1/2}$	
SECCION HIDRAULICA	200 m Aguas Abajo
N.A.M.E.	10.01
PENDIENTE s=	0.00182
( S ) <sup>1/2</sup>	0.04266
VELOCIDAD MEDIA Q/A =	2.08

**TABLA N° 4. CALCULOS HIDRAULICOS DE VELOCIDAD Y GASTOS**

De estos resultados se llego a la conclusión de adoptar como gasto 1209 m<sup>3</sup>/s obtenido en el estudio hidráulico; para drenar este gasto el puente existente tiene capacidad hidráulica pero sin espacio libre vertical, por lo que se recomienda sobre elevarlo por goteo 2.0 m a partir de la cota 10.83 m, es decir, las trabes tendrán la elevación de 12.38 m; así también será necesario ampliar el puente en dos claros centrales; lo anterior para alojar los conos de derrame, evitando con ello su erosión durante avenidas extraordinarias y obstrucción del cajón del río al derramar dentro de él.

Adicionalmente a lo recomendado será necesario proteger ambas márgenes con enrocamiento de 0.50 m de diámetro. En la planta topográfica se presenta la ubicación geométrica de la protección.

### **3.4 INSPECCION DEL ESTADO FISICO DEL PUENTE**

A continuación, se presenta la Tabla N° 5, la cual expone los resultados de la exploración física realizada al anterior puente, dicha información fue de vital importancia para esta investigación.

FECHA: Noviembre 2008

1. **CARRETERA:** Villahermosa – Mascumapa

i. Camino Tipo: A4

2. **TRAMO:** Villahermosa – Aeropuerto

COLINEAL A LA CARRETERA	<b>X</b>
TRANSVERSAL A LA CARRETERA	

EXISTE EL PUENTE	<b>X</b>
NO EXISTE EL PUENTE	

3. **SUBTRAMADO:** -----

4. **KILOMETRO:** 8 + 850

5. **ORIGEN:** Villahermosa, Tabasco

6. **NOMBRE:** Puente "ZAPOTE I"

7. **TIPO DE SUPERESTRUCTURA:**

Concreto Reforzado		Concreto Presforzado	<b>X</b>
Metálico		Metálico-Concreto Ref.	

OTRO ESPECIFICAR:

El puente esta constituido por dos cuerpos, cada cuerpo tiene cinco tableros simplemente apoyados. La longitud total del puente es de 77.58 m. La superestructura del cuerpo A consta de 4 nervaduras coladas monolíticamente con la losa (las dos nervaduras externas son parte de una ampliación posterior) y diagframadas de concreto. La superestructura del cuerpo B (mas recientes) está compuesta de cinco traveses AASHTO, con losas y diafragmadas de concreto reforzado.

## 8. TIPO DE SUBESTRUCTURA:

ESTRIBO:

CONCRETO	<b>X</b>
MAMPOSTERIA	

PILAS

CONCRETO	<b>X</b>
MAMPOSTERIA	

El puente tiene dos caballetes extremos de concreto reforzado, soportado por pilotes. El caballete del cuerpo A mide aproximadamente 9.10 m de longitud, 1.0 m de ancho y .080 m de altura; mientras que el caballete 1 del cuerpo B mide aproximadamente 11.10 m de longitud, 0.80 m de ancho y 1.50 m de altura; y el caballete 6 del cuerpo mide 11.12 m de longitud, 0.80 m de ancho y 1.15 m de altura.

Existen 4 apoyos intermedios de concreto reforzado de sección variable por cuerpo. Las pilas del cuerpo A son de sección rectangular, formadas por cuatro columnas cuadrada alineadas y unidas entre sí por un muro. Las pilas del cuerpo B son de sección variable.

Las pilas cuentan con topes sísmicos laterales. Cada pila del cuerpo A está desplantada sobre 4 pilote de sección de 45\*45 cm, y cada pila de cuerpo B esta desplantada sobre 8 pilotes de sección de 45x45cm.

**9. TRAZO GEOMETRICO**

EN PLANTA:

TANGENTE	<b>X</b>
CURVA DERECHA	
CURVA IZQUIERDA	

EN ELEVACION:

TANGENTE	<b>X</b>
EN CRESTA	
EN COLUMPIO	

TABLERO

NORMAL	
ESVIAJADO GRADOS A LA DERECHA	<b>10º</b>
ESVIAJADO GRADOS A LA IZQUIERDA	

**10. JUNTA DE DILATACION**

EXISTE	<b>X</b>	NO EXISTE	
--------	----------	-----------	--

DESCRIPCION: El puente cuenta con seis juntas de dilatación, una por cada eje. Las juntas son tipo MEXT-50.

ESTADO: Las juntas se encuentran cubiertas por una capa de concreto asfáltico, la cual impide los movimientos longitudinales de la superestructura.

**11. APOYOS**

METALICO		PLOMO	
NEOPROPENO	<b>X</b>	OTRO	

DESCRIPCION: Las traves se apoyan sobre placas de neopropeno de 30x21x4 cm

ESTADO: Las placas de neopropeno se encuentran aplastadas o agrietadas.

## **12.PARAPETO**

DESCRIPCION: Se tiene un parapeto de acero estructural apoyado sobre una guarnición de concreto reforzado de 40 cm de base por 60 de altura, con dos remates de concreto reforzado a cada extremo del puente.

ESTADO: Los diafragmas en general se encuentran en buen estado.

## **13.TABLEROS**

DESCRIPCION: Los tableros del cuerpo A son cuatro nervaduras de concreto reforzado y una losa del mismo material. Los tableros del cuerpo B es de traves AASHTO y losa de concreto reforzado.

### **DIAFRAGMAS.**

DESCRIPCION: CUERPO A: Los diafragmas de este cuerpo son de concreto reforzado y son de sección rectangular, se tiene un diafragma intermedio y dos diafragmas externos.

CUERPO B: Son de sección rectangular, por cada tablero de puente se tiene un diafragma intermedio y dos diafragmas extremos.

ESTADO: Los diafragmas en general se encuentran en buen estado.

**TRABES**

DESCRIPCION: En el cuerpo A son nervaduras de concreto reforzado  
En el cuerpo B son trabes pres forzadas AASHTO.

ESTADO: Se presentan fisuras de distintas dimensiones, así como manchas de humedad.

**LOSAS**

DESCRIPCION: Losas de concreto monolíticamente coladas con la nervadura, con un espesor de 20 cm

ESTADO: Las losas de ambos cuerpos cuentan con manchas de humedad.

**LOSAS DE BANQUETA**

DESCRIPCION: Se tiene un camellón en la parte central de la calzada

ESTADO: Se encuentra en condiciones regulares, por la falta de mantenimiento.

**FLECHAS**

TRABES

SE APRECIAN	<b>X</b>	NO SE APRECIAN	
-------------	----------	----------------	--

NERVADURAS

SE APRECIAN		NO SE APRECIAN	<b>X</b>
-------------	--	----------------	----------

LOSAS

SE APRECIAN		NO SE APRECIAN	<b>X</b>
-------------	--	----------------	----------

Las trabes AASHTO están contra-flechadas.

Las nervaduras del cuerpo A no presentan flechas.

**14. ESTUDIO DEL CAUCE**

A los lados de la estructura, a 200 m existe:

RIO	<b>X</b>
CARRETERA	
FERROCARIL	
OTRO	
ESPECIFICAR:	

**EFFECTOS DE SOCAVACION:**

SE APRECIAN	<b>X</b>	NO SE APRECIAN	
-------------	----------	----------------	--

DESCRIPCION: Se aprecian los mayores defectos de la socavación junto a las pilas del tramo 5-6 en pila 5, donde es mas fuerte el problema de socavación.

**ENCAUSAMIENTO**

DEFINIDO	<b>X</b>
TANGENTE	<b>X</b>
EN CURVA	
INDEFINIDO	

DESCRIPCION: Cauce definido, provocando problemas de socavación.

**OBSTRUCCIONES**

SE APRECIAN		NO SE APRECIAN	<b>X</b>
-------------	--	----------------	----------

**15. ESTADO DE LA SUBESTRUCTURA****SOCAVACION**

SE APRECIAN

NO SE APRECIAN

DESCRIPCION: Se localiza en la pila eje 5 en el tramo 5-6 m es el mayor daño que se tiene dentro de la subestructura.

**DAÑOS**

SE APRECIAN

NO SE APRECIAN

DESCRIPCION (DE LUGAR Y TIPO): En la mayoría de las pilas sobretodo en la pila 5, mostrando fisuras de distintas dimensiones, desconche de material y manchas de humedad.

**HUNDIMIENTOS**

SE APRECIAN

NO SE APRECIAN

MANDAR A MEDIR

**DESPLOMES**

SE APRECIAN

NO SE APRECIAN

MANDAR A MEDIR

**AGRIETAMIENTOS**

SE APRECIAN

NO SE APRECIAN

DESCRIPCION (LUGAR Y TIPO): Se localizan en la mayor parte de las pilas, cabezales, siendo de distintas dimensiones y espesores.

**16. REVISION DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME**

**ACCESOS**

ENTRADA:

EN TALUD	<b>X</b>
EN CORTE	
A NIVEL	

SALIDA:

EN TALUD	<b>X</b>
EN CORTE	
A NIVEL	

ESTADO DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME; DESCRIPCION:  
(REVISAR HUNDIMIENTOS Y DETERIOROS)

DESCRIPCION: Se encuentran en mal estado, por lo tanto es necesaria su reparación para obtener un mejor resultado.

**17.DRENAJES****SUPERESTRUCTURA**

EXISTEN DRENES	<b>X</b>	NO EXISTEN DRENES	
----------------	----------	-------------------	--

ESTADO: Es necesaria su limpieza para un mejor funcionamiento.

**SUBESTRUCTURA**

EXISTEN DRENES	
NO EXISTEN DRENES	<b>X</b>
ESCURRE	
NO ESCURRE	<b>X</b>

**18. SEÑALAMIENTO**

INDICACION DE EXISTENCIA DE PUENTE Y/O REDUCCION DEL ACOTAMIENTO:

ENTRADA

EXISTEN	<b>X</b>	NO EXISTEN	
---------	----------	------------	--

SALIDA

EXISTEN	<b>X</b>	NO EXISTEN	
---------	----------	------------	--

**19. ALUMBRADO SOBRE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE**

EXISTE	<b>X</b>	NO EXISTE	
--------	----------	-----------	--

ESTADO: El estado del alumbrado que existe en el camellón, es mala e insuficiente por la falta de mantenimiento.

**20. MANTENIMIENTO**

DESCRIPCION: Trabajos que se requieren:

**Accesos:** Limpieza de taludes de acceso

**Subestructura:** Limpieza del cauce bajo el puente y Limpieza de la parte superior de caballetes y pilas.

**Superestructura:** Limpieza de las calzadas, de los drenes y reparación de la banqueta del camellón central.

**21. REPARACION**

DESCRIPCION: Trabajos que se requieren:

**Accesos:** Reparación de baches en la carpeta asfáltica, Re nivelación del cuerpo de terraplén en ambos accesos ya que se observan hundimientos en el terreno natural, Colocación de protección metálica y Protección de taludes

**Subestructura:** Reparación de conos de derrame, Reemplazo de apoyos de neopropeno e inyección y calafateo de fisuras en pilas, cabezales y caballetes.

**Superestructura:** Reparación de desconches y desprendimientos de concreto, Inyección y calafateo de fisuras en losas, Colocación de nueva carpeta asfáltica, sustitución de drenes rotos o sellados y adecuación de juntas de dilatación.

## 22.OTRAS PARTICULARIDADES

DESCRIPCION: Se recomienda realizar lo siguiente: Revisión de la capacidad estructural del puente, estudio topo hidráulico.

## 23.CALIFICACION

**B**

**GRADO A:** Estructuras que presentan una o mas deficiencias graves que impliquen peligro inminente para la seguridad publica o que puedan ocasionar la interrupción prolongada del transito en la zona de la estructura. Estas estructuras requieren atención inmediata.

**GRADO B:** Aquellas que presentan una o varias deficiencias importantes que de no atenderse pueden evolucionar hacia deficiencias graves. Estas estructuras requieren atención a mediano plazo.

**Tabla N° 5. Inspección Física del Puente “El Zapote I”**

### 3.5 REPORTE FOTOGRAFICO

#### 3.5.1 Caballete I



Fig. 30: Cabezal soportado por 4 pilotes de concreto reforzado, se observa que el cono de derrame ha sido dañado.



Fig. 31 Vista Lateral del Cono de derrame dañado



Fig. 32 Caballete Eje 1 Cuerpo "A": Esta conformado por un cabezal soportado por cuatro pilotes ambos de concreto reforzado, tras los pilotes se tiene una lámina que evita la pérdida de material que provoca asentamientos en el acceso.



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.



Fig. 33 El cabezal es de sección rectangular de 1.00x0.80x9.00 m, cuenta con un muro de respaldo, bancos de apoyo y topes sísmicos laterales.

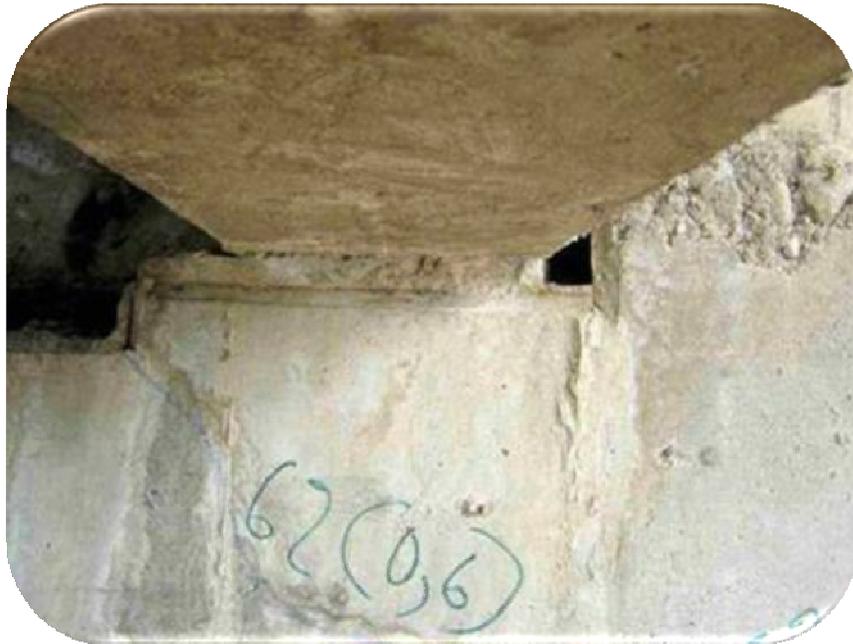


Fig. 34 Se observa desconche de material y manchas de humedad.



Fig. 35 Se muestra desconche en el tope sísmico.



Fig. 36 El muro de respaldo presenta una fisura diagonal.



Fig. 37 Se observa desconche de material con acero de refuerzo expuesto en un alto grado de corrosión.



Fig. 38 Se muestra el extremo derecho y la parte frontal del cabezal donde se tienen fisuras.



Fig. 39 El cabezal tenía varias fisuras sin un patrón definido de longitudes y espesores variables.



Fig. 40 Se presenta acero de refuerzo con un alto grado de corrosión y manchas de humedad.

### 3.5.2 Caballete 6



Fig. 41 Vista general del estribo 6 visto desde la pila 5



Fig.42 Se observa socavación y manchas de humedad en el cabezal del caballete 6



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



Fig. 43 En el alero del caballete se observan los pilotes del mismo



Fig.44 En el cabezal se observan manchas de humedad, desconche de material y cono de derrame dañado.



Fig. 45 Detalle del cabezal donde se observan, manchas de humedad, desconche y fisuras de distintas dimensiones.



Fig.46 Caballete 6 presenta humedad, desconche de material y fisuras.



Fig.47 Vista general de cabezal desde estribo 6, donde se pueden observar las manchas por escurrimiento, así como fisuras de distintas longitudes.



Fig. 48 En el cabezal se pueden apreciar las fisuras, la humedad y el desconche de material.



FIG.49 Vista de pilotes con acero expuesto con un alto grado de corrosión, fisuras, desprendimiento de material y una mala colada en la unión

### 3.5.3. Vista del puente actual

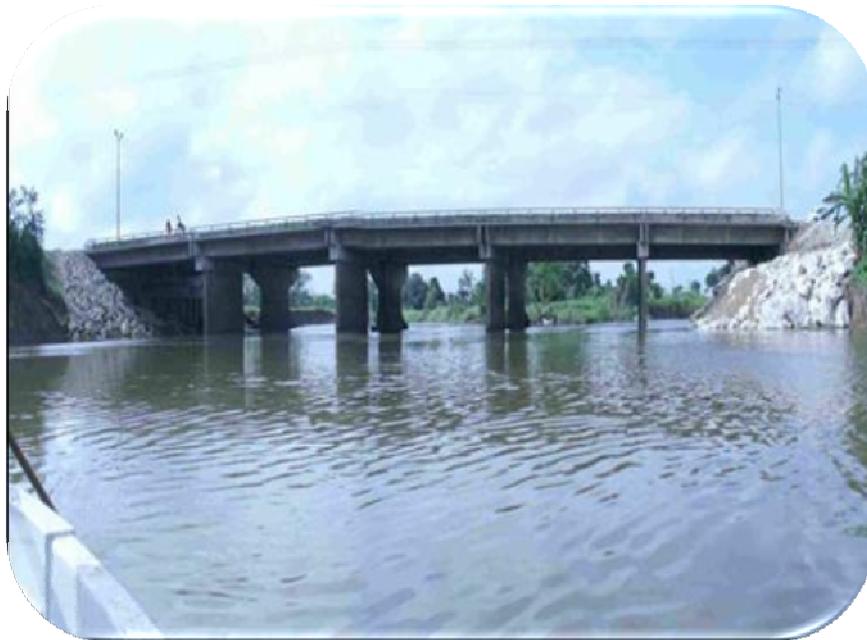


Fig. 50 Visto desde aguas arriba



Fig.51 Visto desde aguas abajo



Fig. 52 Vista de estribo donde se aprecia la socavación



Fig.53 Vista del estribo eje 6



Fig. 54 Vista general del puente aguas arriba



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



Fig. 55 Vista general del puente aguas abajo

**3.5.4. Pila 2**



Fig.56 Vista lateral de pila 2 en tramo 1-2, cuerpo "A"



Fig. 57 Vista de las pilas 2 desde pila eje 3, cuerpo "B"



Fig. 58 Vista de pila eje 2 cuerpos "B" donde se observan manchas de humedad  
A causa del escurrimiento sobretodo en la parte del cabezal



Fig.59 Cuerpo "B" con manchas de humedad

**3.5.5. Pila 3**

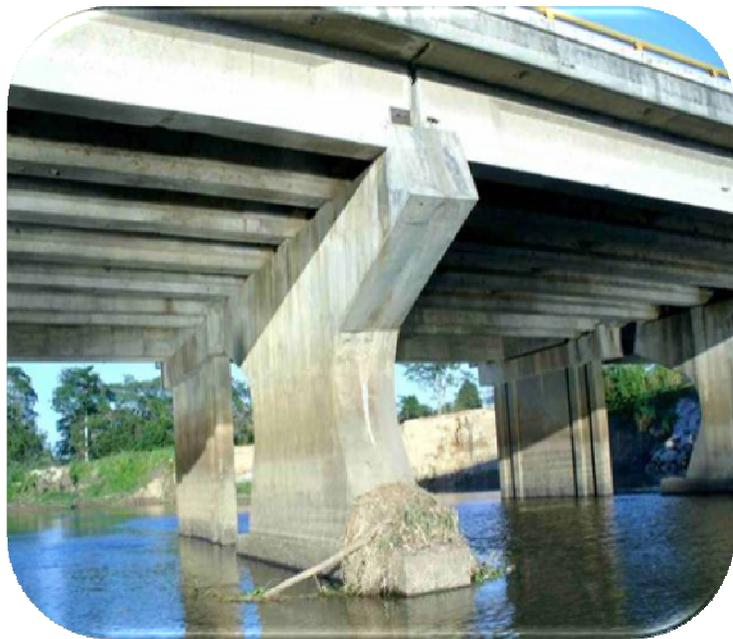


Fig. 60 Vista general aguas arriba



Fig. 61 Eje 3 desde pila 2



Fig. 62 Detalle de cabezal en pila 3 con manchas de humedad.



Fig. 63 Detalle de cabezal lado izquierdo donde se observan manchas de humedad y oquedades.

#### 3.5.6. Pila 4



Fig.64 Vista de pila 4 desde pila 3.



Fig. 65 Se ven manchas de humedad causadas por el escurrimiento que existe en la junta de dilatación en el cuerpo "A".



Fig. 66 Detalle de la junta de dilatación en cuerpo "A" donde se observan manchas de humedad y desconche de material.



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.



Fig. 67 Detalle de manchas de humedad en el cabezal donde se observan fisuras de distintas longitudes en cuerpo "B".

### 3.5.7. Pila 5



Fig.68 Vista general de pila eje 5 desde estribo 6 aguas arriba.



Fig. 69 Se observan problemas de socavación.



Fig. 70 Se observan fisuras de distintas longitudes en zapata "B" de pila eje 5.



Fig.71 Detalle de fisuras y oquedad en la zapata.

### 3.5.8. Tramo 1-2



Fig. 72 Vista inferior del tablero tramo 1-2 cuerpo "A"



Fig. 73 Vista inferior



Fig.74 Se puede observar muchas manchas de humedad y fisuras



Fig. 75 Se observan drenes, fisuras y manchas de humedad.

**3.5.9. Tramo 2-3**



Fig.76 Lado derecho



Fig. 77 Lado izquierdo



Fig. 78 Se observan manchas de humedad



Fig.79 Se observa desconche de material con acero expuesto a corrosión

### 3.5.10. Tramo 3-4



Fig. 80 Vista inferior del tramo desde el cuerpo "A"



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.



Fig.81 Vista inferior de tramo desde pila eje 4



Fig. 82 Detalle del diafragma expuesto a la corrosión.



Fig.83 Se aprecian las manchas de humedad.

**3.5.11. Tramo 4-5**



Fig.84 Vista general tramo 4- 5 desde pila eje 4



Fig.85 Inferior desde pila eje 4 de parte de tablero en tramo 4-5 en cuerpo "A"



Fig.86 Se aprecian las manchas de humedad



Fig.87 Detalle de tablero en cuerpo "A"

### 3.5.12. Tramo 5-6



Fig.88 Vista general del tramo 5-6



Fig.89 Se aprecian manchas de humedad



Fig.90 Se aprecian fisuras de distintas longitudes.



Fig. 91 Se observan manchas de humedad con desprendimiento de material en cabezal.

### **3.5.13 Levantamiento Geométrico de Daños**

Los planos concernientes a este levantamiento se encuentran la sección anexa de Planos del 1.8 a 1.11.

## **3.6 BASES DE DISEÑO**

Esta memoria justifica el diseño estructural del Puente P.S.F.C. Km = 6 + 740. Las cargas muertas, vivas, materiales de construcción y espectro sísmico se basan en las siguientes bases de diseño.

### **3.6.1. Descripción general del puente.**

El Puente “P.S.F.C. Km = 6 + 740” se encuentra ubicado en el kilómetro 6+740 (con origen en Huehuetoca, Edo. de México) en el tramo Huehuetoca – Tula, de la

carretera Jorobas – Tula; en el Estado de Hidalgo. El puente esta formada por un tramo de 32.35 m. de claro, con pendiente longitudinal, en planta se encuentra normal, el eje 1 y 2 presentan un esviaje de 64.233 grados izquierda, el esviaje del puente se debe al cruce con las vías del ferrocarril.

La sección transversal se compone de 2 carriles de tránsito, considerando cada carril de circulación de 3.5 m; se tiene un ancho de calzada de 10.5 m. y dos guarniciones de 0.53 m. conformando un ancho total del puente de 11.56 m.

#### **3.6.1.1. Subestructura.**

El puente esta constituido por dos caballetes (un cabezal apoyado sobre pilas) de Concreto reforzado que cuentan con un muro de respaldo del mismo material. Los caballetes se apoyan sobre pilas de cimentación y contaran con un muro de contención tipo pantalla.

#### **3.6.1.2. Superestructura.**

- La superestructura esta formada un por tablero de concreto reforzado integrado por trabes tipo Nebraska de concreto pre forzado de 160 cm. de peralte.
- Las trabes reciben una serie de prelosas que junto con la losa de concreto reforzado tienen 18 cm. de espesor, con un ancho total de 11.56 m. incluida una guarnición de 0.53 m. a cada lado.
- Apoyos de neopreno dureza Shore 60 ASTM 2240.
- La humedad relativa para la zona del puente se considera igual a 55 %.

#### **3.6.2. Reglamentos y documentos de diseño.**

Para llevar a cabo el diseño estructural del puente, se emplearán los siguientes reglamentos de construcción.

- Especificaciones para puentes carreteros de la American Asociación of a
  - State Highway and Transportation Officials (AASHTO), edición 2002.
- Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E; edición 1996: diseño por sismo.
- Normas para puentes de la SCT.
- Términos de referencia de la S.C.T. para proyectos.
- Estudio geotécnico.

### 3.6.3. Materiales.

- Concreto en traveses pres forzadas:  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en losas y diafragmas:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en caballetes:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en pilas de cimentación:  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en muros de contención:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en guarniciones:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural A-36:  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Neopreno Shore 60 ASTM 2240:  $f_t = 100 \text{ kg/cm}^2$

#### 3.6.3.1. Concreto.

- El módulo de elasticidad del concreto se estima a partir de la expresión:

$$E_c = 15100 (f'c)^{1/2}$$

- Donde  $f'c$  es la resistencia característica del concreto en  $\text{kg/cm}^2$ .
- Módulo de Poisson:

$$\nu = 0.2 \text{ (Estado Limite de Servicio)}$$

$$\nu = 0 \text{ (Estado Limite Último - plasticidad)}$$



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.

### 3.6.3.2. Recubrimientos.

- Refuerzo principal de zapatas expuestas a tierra: 7.5 cm
- Refuerzo principal de zapatas no expuestas a tierra: 5 cm
- Refuerzo principal de cabezal de pilas: 7.5 cm
- Refuerzo en traveses: 3.5 cm
- Refuerzo del lecho inferior de la losa del tablero: 3.5 cm
- Refuerzo del lecho superior de la losa del tablero: 2.5 cm
- Refuerzo de las guarniciones: 3.5 cm

### 3.6.3.3. Acero de presfuerzo.

- En la superestructura del puente se emplearon torones de 1/2".
- Área de un torón:  $A_t = 99 \text{ mm}^2$ .
- Módulo de Elasticidad:  $E_p = 19\,800\,000 \text{ t/m}^2$ .
- Esfuerzo de ruptura del cable garantizada:  $f_{prg} = 1860 \text{ mpa} = 189\,200 \text{ t/m}^2$ .
- Límite de fluencia del cable:  $f_{y^*} = 0.9 f_{prg} = 1670 \text{ mpa} = 170\,280 \text{ t/m}^2$ .
- Esfuerzo Inicial del cable:  $f_i$  (se muestra en los cálculos)
- Esfuerzo al momento del tensado del cable:  $f_g$  (se muestra en los cálculos)

*Nota: La resistencia mínima del concreto al momento del tensado deberá ser de 350 kg/cm<sup>2</sup>.*

### 3.6.4. Cargas muertas.

- Peso volumétrico del concreto presforzado: 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- Peso volumétrico del concreto reforzado: 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- Peso volumétrico del concreto sin refuerzo: 2000 kg/m<sup>3</sup>
- Carpeta asfáltica 2.4 ton/m<sup>3</sup>

- Acero estructural 7.85 ton/m<sup>3</sup>
- Material de relleno 1.80 ton/m<sup>3</sup>

Según el Estudio Geotécnico

*Nota: El peso propio incluirá el efecto del peso de los diafragmas.*

### 3.6.4.1. Cargas muertas de servicio.

Peso volumétrico del asfalto que constituye la carpeta de la superficie de rodamiento del puente será de 2.4 ton/m<sup>3</sup> conforme al reglamento AASHTO. Para fines de diseño, se considerará la carpeta asfáltica con un espesor de 12 cm. (5 cm. real) en un ancho de 10.5 m.

El peso de parapetos y de guarniciones será calculado conforme al parapeto tipo Especificado en el siguientes croquis.

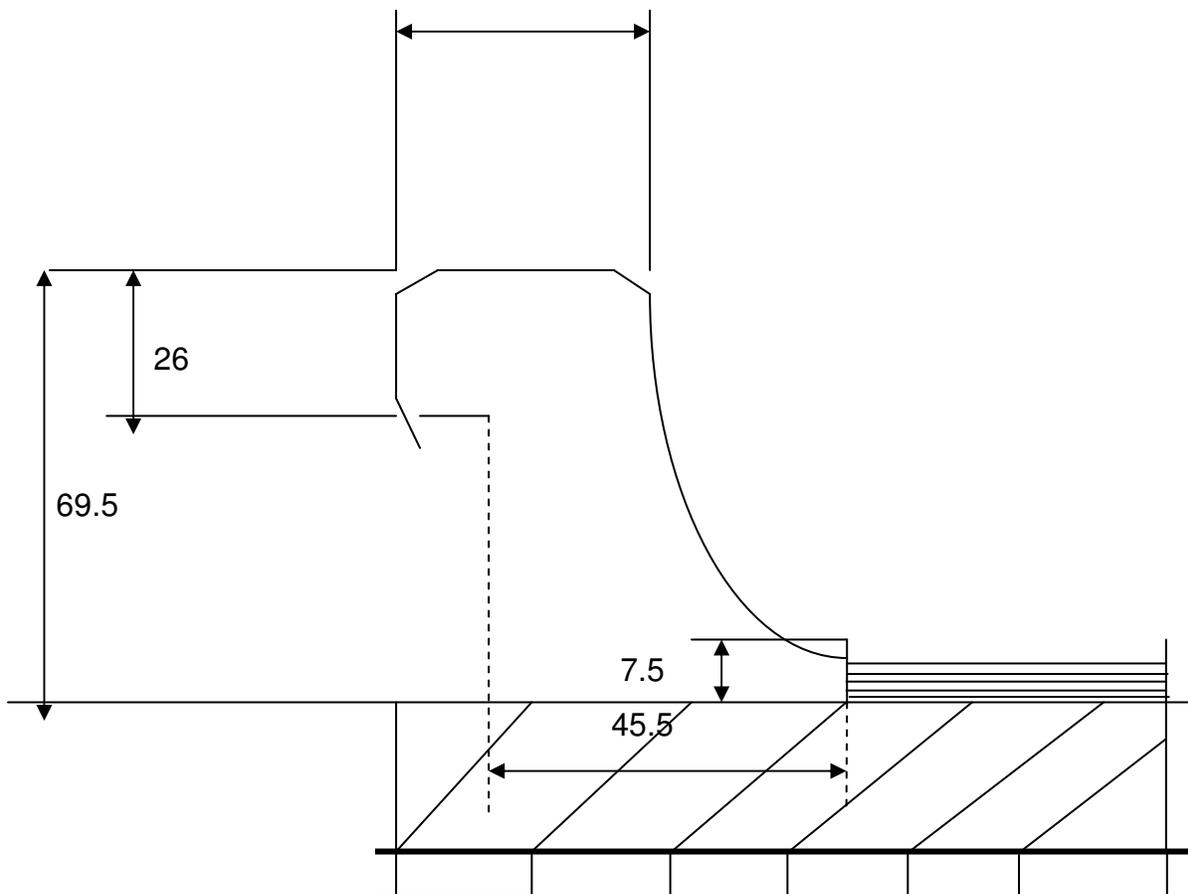


Fig. 92. Detalle de parapeto y guarnición

Para los tubos y pilastras de los parapetos, se utilizará un acero estructural ASTM 709

**A-36** con el esfuerzo de fluencia igual a:

$$f_y = 25\,300 \text{ ton/m}^2. \text{ (ó } 248 \text{ MPa)}$$

- Peso volumétrico: 7.85 ton/m<sup>3</sup>.
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 21\,000\,000 \text{ ton/m}^2$ .
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.3$

### 3.6.5. Cargas vivas.

Las cargas reglamentadas por la SCT para el diseño de los pasos y puentes en nuestro país son las siguientes:

- HS-15
- HS-20
- T3-S3
- T3-S2-R4

Dependiendo del tipo de camino (ver tabla N°5) de que se trate (principal ó secundario, de 2 ó 4 carriles, etc.) se especifica su carga de diseño (ver tabla N° 6). En todos los caminos independientemente del tipo de que se trate, están Especificadas las cargas HS-15 y HS-20, como cargas de diseño.

TIPO DE CAMINO	DESCRIPCION
<b>A 4</b>	Carretera de 4 carriles
<b>A2</b>	Carretera de 2 carriles
<b>B4</b>	Carretera de 4 carriles red primaria
<b>B2</b>	Carretera de 2 carriles red primaria
<b>C</b>	Carretera de 2 carriles red secundaria
<b>D</b>	Carretera de 2 carriles red alimentadora

**TABLA N°6 Tipos de carreteras.**

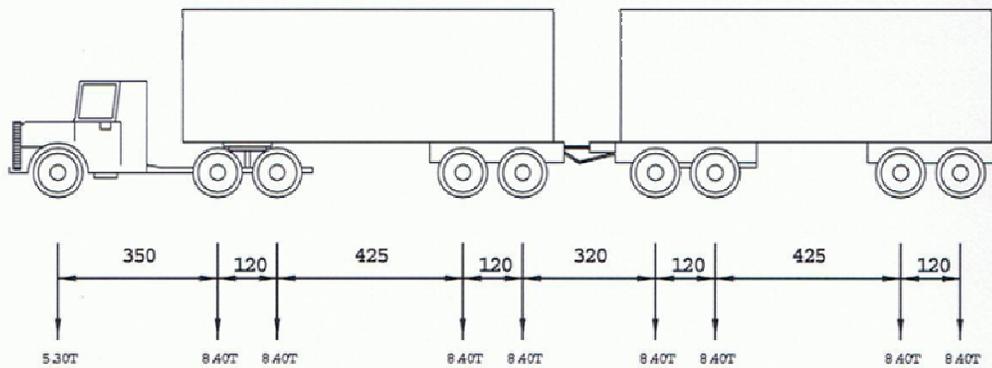
<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD ENTRE RUEDAS (m)</b>	<b>LONGITUD ENTRE EJES EXTREMOS (m)</b>	<b>NUMERO DE EJES</b>	<b>PESO MAXIMO POR EJE (ton)</b>	<b>PERO TOTAL (ton)</b>
HS-20	1.83	8.54 a 13.41	3	14.52	32.66
T3-S3 tipo1	1.83	11.35	6	9.75	48.50
T3R2R4 tipo1	1.83	20.00	9	8.40	72.50
T3-S3 TIPO 2	1.83	11.35	6	8.65	43.00
T3S R4Tipo 2	1.83	20.00	9	6.72	58.00

**TABLA N° 7 Datos de los diferentes tipos de cargas a aplicarse en puentes.**

<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>APLICACIÓN POR CARRILES</b>
A4 A2 B4	HS-20 T3-S3 Tipo 1 T3-S2-R4 Tipo 1	En todos los carriles de transito.
B2	HS-20 T3-S3 Tipo 1 T3-S2-R4 Tipo 1	Un carril con carga tipo T3 y los demás con carga tipo HS-20.
C	HS-20 T3-S3 Tipo2 T3-S2-R4 Tipo 2	Un carril con carga tipo T3 y los demás con carga tipo HS-20
D	HS-20 T3-S2-R4 Tipo 2	Un carril con carga tipo T3 y los demás con carga tipo HS-20
E	HS-20	Todos los carriles con carga tipo HS-20

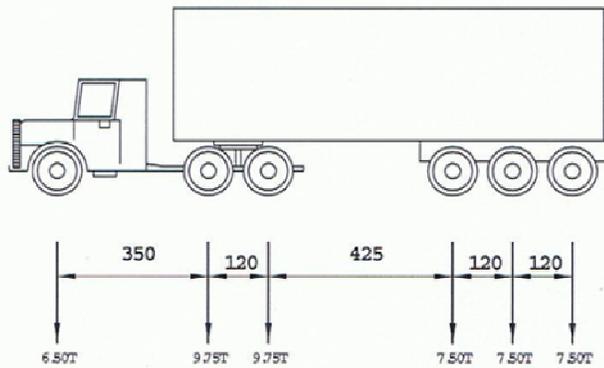
**TABLA N° 8 Tipos de cargas a aplicarse en puentes y pasos por tipo de carretera.**

### CARGAS PARA CAMINOS TIPO "A" Y "B"



### CAMION T3-S2-R4 TIPO I

PESO = 72.5 TON.

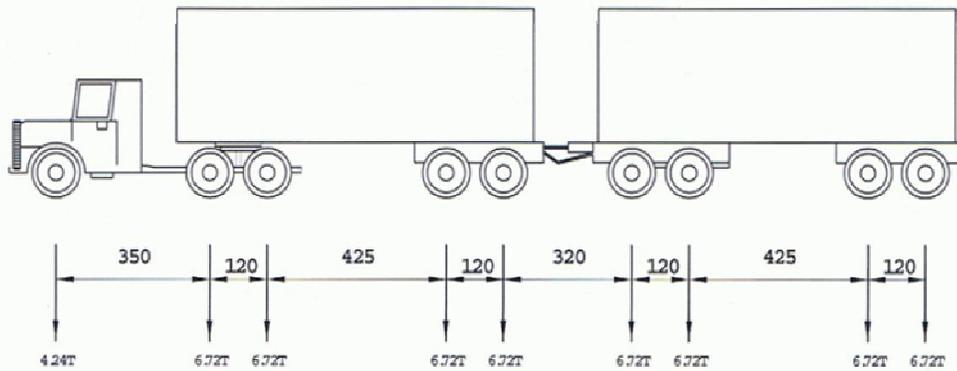


### CAMION T3-S3 TIPO I

PESO = 48.5 TON.

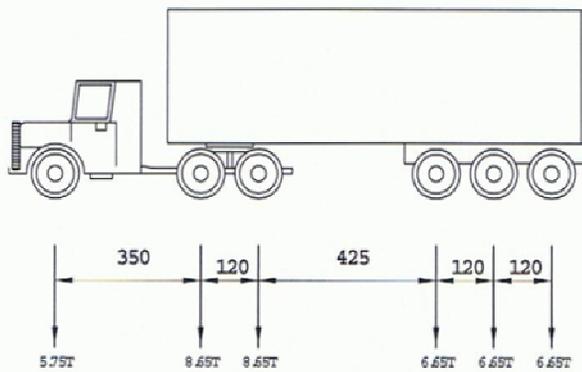
Fig. 93 Tipos de Camiones A y B

### CARGAS PARA CAMINOS TIPO "C" Y "D"



### CAMION T3-S2-R4 TIPO II

PESO = 58.0 TON.



### CAMION T3-S3 TIPO II

PESO = 43.0 TON.

Fig. 94 Tipos de Camiones C y D

## **Camino Tipo A2.**

Los efectos de las cargas vivas se medirán con base en la magnitud de las cargas vehiculares siguientes:

- Camión tipo HS-20 (32.67 ton) del reglamento AASHTO 8 (concentradas y uniforme)
- Camión T3-S2-R4 tipo I (72.5 ton) y camión T3-S3 Tipo I (48.5 ton) del reglamento de autopistas de la SCT

Carga viva sobre terraplén: 1.5 ton/m<sup>2</sup>

Las cargas consideradas actuarán en cada uno de los carriles combinándose entre ellas y colocándose de tal manera que produzcan las condiciones más críticas. Se supondrá que estas cargas actúan en un ancho de 3.50 m medido perpendicularmente al eje longitudinal del puente. Por lo tanto, se considerará la excentricidad transversal de las cargas para la justificación de las vigas principales. El tablero será revisado considerando dos carriles de circulación que de acuerdo al proyecto original, se considerará la condición más favorable que resulte de aplicar las cargas en todos los carriles de tránsito, analizándose las diferentes condiciones por simultaneidad para definir la que gobierne el diseño, afectando dichas condiciones por los coeficientes respectivos de acuerdo con el número de carriles cargados que indica AASHTO. La fuerza de frenaje será considerada como la específica del reglamento AASHTO.

### **3.6.6 Cargas Accidentales**

### 3.6.6.1 Sismo

- Coeficiente Sísmico de diseño Zona B:  $a_0=0.08$ ;  $c=0.30$
- Tipo de suelo: II se determinó de acuerdo al estudio de mecánica de suelos de la estructura.
- Factores de ductilidad de acuerdo a la SCT.

Superestructura sobre apoyos de neopropeno:  $Q=4$

UENTE IMPORTANTE	FACTOR DE IMPORTANCIA IGUAL A 1.5
Zona Sísmica	B
Tipo de suelo	II
$A_0$	0.08
$c$	0.30
$T_a$	0.3
$T_b$	1.5
$r$	2/3

**BLA N° 9 Zonas  
sísmicas**

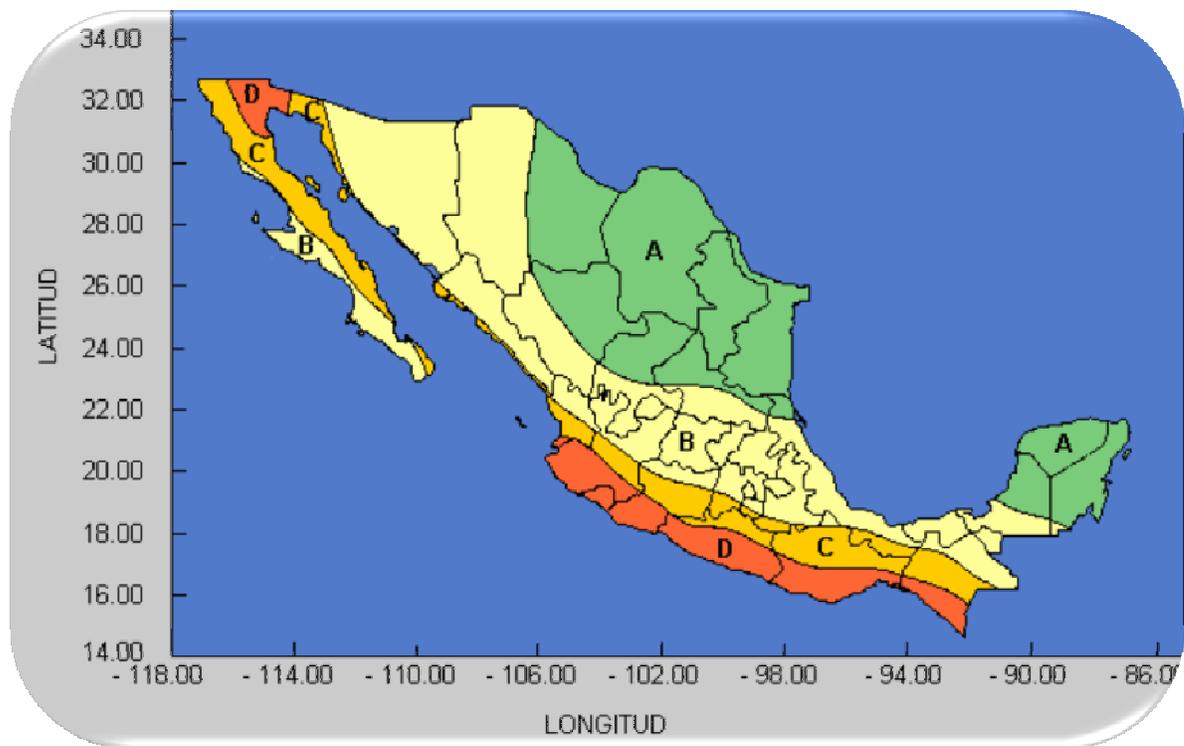


Fig. 95 Mapa de las zonas sísmicas del país

<b>OEFICIENTE DE DUCTILIDAD</b>	<b>Q</b>
Estructura en las que la superestructura y los elementos de la subestructura formen un marco dúctil de concreto reforzado, pre esforzado o de acero estructural.	Q=4
Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna continua con el tablero de la superestructura.	Q=2
Para cálculo de las fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastomericos tipo Neopropeno.	Q=4
Para el caso anterior, si los dispositivos de apoyo no existen o son de otro tipo.	Q=2
Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura: <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Elementos formados por marcos dúctiles</li> <li>➤ En elementos tipo muro</li> <li>➤ En columnas aisladas</li> <li>➤ En elementos de mampostería</li> </ul>	Q=4 Q=2 Q=2 Q=1

**TABLA N° 10 Coeficiente de ductabilidad**

<b>ZONA SISMICA</b>	<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A<sub>0</sub></b>	<b>c</b>	<b>T<sub>a</sub> (seg)</b>	<b>T<sub>b</sub> (seg)</b>	<b>r</b>
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0	1.7	1
E Zona Metropolitana De Cd. México	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

**TABLA N° 11 Espectros de diseño para estructuras comunes**

Donde:

I	CORRESPONDE A TERRENO	FIRME
II	CORRESPONDE A TERRENO	INTERMEDIO
III	CORRESPONDE A TERRENO	BLANDO

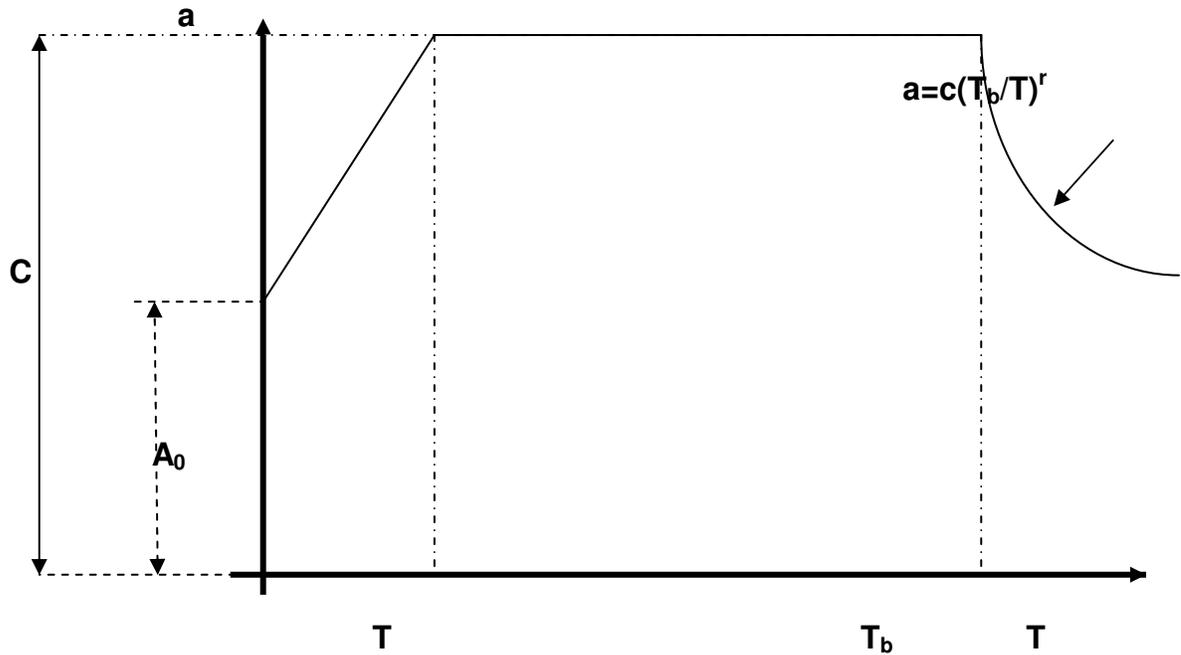


Fig.96 Grafica de Espectros de estructuras

IMPORTANTE:

1. El espectro se deberá multiplicar por el factor de importancia de 1.5
2. No se considerará la componente vertical del sismo

La estructura será justificada bajo sismo considerando las siguientes combinaciones:

Sismo Longitudinal:

$$1.0*SL+0.3*ST$$

Sismo Transversal:

$$0.3*SL+1.0*ST$$

Donde SL representa la componente longitudinal de la acción sísmica (paralela al eje del puente) y ST la componente transversal (perpendicular al eje del puente).

Para el diseño en servicio, se considerará factores de comportamiento de:

Q= 2.0 para las solicitaciones transversales (momentos)

Q= 2.0 para las solicitaciones longitudinales

Q= 1.0 para los cortantes y torsión

Q= 1.0 para los desplazamientos

NOTA. El factor de importancia de la estructura se considera igual a 1.5 ya que el puente se localiza sobre un camino tipo A2, por lo que el espectro de diseño presentado en la figura anterior se multiplicará por este factor.

### 3.6.7 Combinaciones de Cargas

El puente se revisará para soportar las diferentes combinaciones de carga que actuarán simultáneamente.

Combinación:

$$N= \gamma [ \beta_{CM} C_M + \beta_{CV} (C_V+I) + \beta_C FC + \beta_E ET + \beta_V V + \beta_{CV} VC_V + \beta_L FL + \beta_R (A+C+T) + \beta_{FS} (FS) ]$$

FACTORES $\gamma$ Y COEFICIENTES $\beta$ PARA LA COMBINACION DE CARGA											
		FACTORES $\beta$									
		DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES									
Grupo N	$\gamma$	CM	(C <sub>V</sub> +I)	FC	ET	V	VC <sub>V</sub>	FL	A+C+T	FS	%
I	1.0	1	1	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	100

IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	(1)
II	1.0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	1	$\beta_{ET}$	0.3	1	1	0	0	125
IV	1.0	1	1	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	1	0	125
V	1.0	1	0	0	1	1	0	0	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	$\beta_{ET}$	0.3	1	1	1	0	140
VII	1.0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	133
VIII	1.0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
IX	1.0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	150

**TABLA Nº 12 FACTORES  $\gamma$  Y COEFICIENTES  $\beta$  PARA LA COMBINACION DE CARGA**

FACTORES $\gamma$ Y COEFICIENTES $\beta$ PARA LA COMBINACION DE CARGA											
		FACTORES $\beta$									
		DISEÑO POR FACTORES DE CARGA									
Grupo N	$\gamma$	CM	( $C_v+1$ )	FC	ET	V	VC <sub>v</sub>	FL	A+C+T	FS	%
I	1.3	$\beta_{CM}$	1.67 (2)	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	0
IA	1.3	$\beta_{CM}$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.3	$\beta_{CM}$	0	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	0
II	1.3	$\beta_{CM}$	0	0	$\beta_{ET}$	1	0	0	0	0	0
III	1.3	$\beta_{CM}$	1	1	$\beta_{ET}$	0.3	1	1	0	0	0
IV	1.3	$\beta_{CM}$	1	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	1	1	0
V	1.3	$\beta_{CM}$	0	0	$\beta_{ET}$	1	0	0	1	1	0
VI	1.3	$\beta_{CM}$	1	1	$\beta_{ET}$	0.3	1	1	1	1	0
VII	1.3	$\beta_{CM}$	0	0	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	1

VIII	1.3	$\beta_{CM}$	1	1	$\beta_{ET}$	0	0	0	0	0	0
IX	1.3	$\beta_{CM}$	0	0	$\beta_{ET}$	1	0	0	0	0	0

**TABLA Nº 13 FACTORES  $\gamma$  Y COEFICIENTES  $\beta$  PARA LA COMBINACION DE CARGA**

Notas:

- (1) El porcentaje % se obtiene con (Esfuerzo. Unitario Máximo)/(Esfuerzo. Básico Permisible)
- (2) Para vigas exteriores, si la combinación q gobierna es carga viva de banqueta +carga viva de tránsito con impacto, utilizar  $\beta= 1.25$
- (3) Para definir los valores de  $\beta_{ET}$  y  $\beta_{CM}$  véase la tabla nº 8

Donde:

N= Número de combinación de carga,

$\beta$ = Coeficiente

$\gamma$ = Factor de Carga

$C_M$ = Carga muerta

$C_V$ = Carga viva

I= Impacto de carga viva

ET= Empuje de terreno

V= Fuerza del viento

$VC_V$ = Fuerza del viento sobre carga viva

FL= Fuerza longitudinal

FC= Fuerza centrífuga

A= acortamiento del concreto

S= Fuerza por contracción del concreto

T= Fuerzas por temperatura

FS= Fuerzas del sismo

<b>COEFICIENTES <math>\beta</math> PARA CARGA MUERTA Y EMPUJE DE TERRENO</b>			
<b><math>\beta</math></b>	<b>CARGA</b>	<b>VALOR</b>	<b>ELEMENTO</b>
$B_{ET}$	Empuje de terreno	1.0	Cargas verticales y laterales en todas las estructuras
$B_{ET}$	Empuje de terreno	1.0 Y 1.5	Cargas laterales en marcos rígidos (revisar con ambos valores y utilizar el mayor efecto)
$B_{ET}$	Empuje de terreno	1.3	Presión lateral del terreno para muros de contención y marcos rígidos.
$B_{ET}$	Empuje de terreno	0.5	Presión lateral del terreno para revisar los momentos positivos en marcos rígidos
$B_{CM}$	Carga muerta	0.75	Columnas cuando se revise el elemento por carga axial y por momento máximo o excentricidad máxima.
$B_{CM}$	Carga muerta	1.0	Columnas, cuando se revise por carga máxima axial y momento mínimo
$B_{CM}$	Carga muerta	1.0	Miembros en flexión y tensión

**TABLA N° 14 COEFICIENTES  $\beta$  PARA CARGA MUERTA Y EMPUJE DE TERRENO**

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual. Se tomarán en cuenta estas combinaciones.

$$U= 1.3 (CM + 5/3 CV)$$

$$U= 1.0 (CM + ET + S)$$

$$U= 1.0 (CM + ET - S)$$

Donde:

CM= efectos de la carga muerta

CV= efectos de la carga viva

ET= efectos del empuje de tierras

S= efectos del sismo

U= efectos últimos de diseño

Para elementos sujetos a flexo compresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante:

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

### 3.6.8 Esfuerzos Admisibles

Se tomará lo indicado en el manual AASHTO:

- Compresión:  $0.6 f'c = 21 \text{ MPa} = 2140 \text{ t/m}^2$
- Tensión:  $1.4 \text{ MPa} = 143 \text{ t/m}^2$  (para limitar las grietas eventuales)
- Cortante:  $2.1 \text{ MPa} = 214 \text{ t/m}^2$

Para la justificación en estado limite de servicio (SLD):

A tiempo infinito:

- Compresión:  $0.45 f'c = 1575 \text{ t/m}^2$  bajo cargas muertas.  
 $0.60 f'c = 2100 \text{ t/m}^2$  bajo otras combinaciones.

Bajo sismo o viento, los esfuerzos admisibles serán incrementados aplicando los porcentajes del reglamento AASHTO.

### 3.6.9 Deformaciones Admisibles

Para claros simples o continuos. La deflexión para carga viva mas impacto no debe de exceder de 1/800 del claro excepto en puentes en áreas urbanas no debe exceder 1/1000. Sección 10.6 AASHTO.

### 3.6.10 Métodos de Cálculo

La superestructura fue diseñada utilizando el programa Mapgc y SAP2000 con modelos en el plano. Trabes AASHTO.- Los elementos mecánicos se obtuvieron mediante la estática simple, a partir de los factores de reparto para carga muerta, carga viva y de impacto del AAHTO al igual que el diseño, cuidando de no sobrepasar los esfuerzos indicados para elementos postensados. Se diseño también el momento resistente y el diseño por cortante. Las trabes son postensadas, utilizando torones de baja relajación de  $\emptyset = 1/2"$ .

Losas.- El diseño de la losa de superestructura se realizó con el criterio del AASHTO que considera la posición más desfavorable de la carga viva, además de la carga muerta. El armado de la losa se diseñó a partir de los resultados de flexión general y de flexión local debido a la presencia de carga muerta y cargas vivas sobre calzada.

Diafragmas.- Los diafragmas extremos no consideran el cambio de apoyos por lo que se hicieron de acuerdo a los proyectos tipo de SCT. (Se prevé de ser necesario se haga debajo de las trabes).

Apoyos.- Los apoyos se diseñaron considerando las cargas que sobre ellos actúan, además de los giros y desplazamientos correspondientes. Para el neopropeno de los topes, solo se consideró la carga del impacto producida por el movimiento sísmico.

### 3.6.11 Diseño de Cabezal

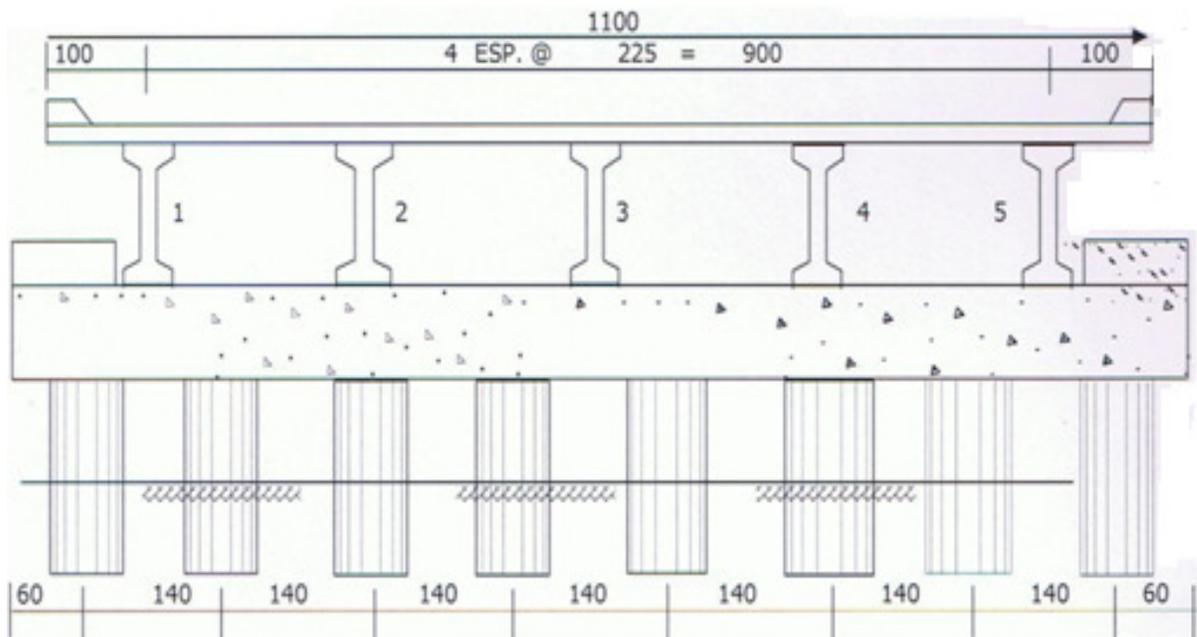
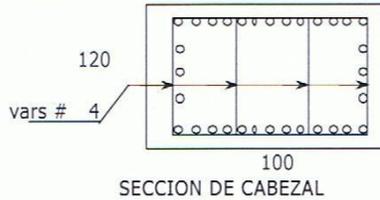


Fig. 97 Diseño de Cabezales

**DISEÑO DE CABEZAL****SECCION DE 1.20X 1.00 M MOMENTO EN VOLADO DEL CABEZAL M(+)**

peso del concreto = 2.4 ton/m<sup>3</sup>  
 $f'_c$  = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f_y$  = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 recubrimiento = 5 cm  
 $P_p$  = 2.88 ton/m

De acuerdo al análisis del cabezal se obtienen los momentos y cortantes por carga muerta y carga viva

$$\left. \begin{aligned} M_u(+) &= 31.04 \text{ m-t} \\ V_u &= 85.30 \text{ t.} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &1.3(M_{cm} + 5/3M_{cv} + \text{impacto}) \\ &1.3(V_{cm} + 5/3V_{cv} + \text{impacto}) \end{aligned}$$

Cantidad de acero

$$q = 0.0123 \quad \text{pas} = \longrightarrow 0.0007 \quad \longrightarrow \quad A_s = 8.45 \text{ cm}^2.$$

$$a = 1.75 \text{ cm.} \quad \text{utilizando 7 vars No. 4} \longrightarrow A_s = 8.87 \text{ cm}^2.$$

$$\text{pas} = 0.0008$$

$$M_r = 38.25 \text{ m-t}$$

**LA SECCION SI PASA**

**Acero longitudinal mínimo**

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_t I_g}{y_t}$$

Modulo de ruptura del concreto

$$f_t = 1.98 \sqrt{f'_c} = 31.31 \text{ kg/cm}^2 \quad 313.07 \text{ ton/m}^2$$

El momento de inercia de la sección de concreto reforzado es:

$$I_g = bd^3/12 = 0.1267 \text{ m}^4 \quad y_t = 0.60 \text{ m}$$

El momento de agrietamiento es:  $M_{cr} = 66.13 \text{ ton m}$

Por lo tanto:  $\phi M_n = 1.2M_{cr} = 79.36 \text{ ton m}$

Cantidad de acero

$$q = 0.0553 \quad \text{pas} = \longrightarrow 0.0033 \quad \longrightarrow \quad A_s = 37.83 \text{ cm}^2.$$

$$\text{utilizando 8 vars No. 8} \longrightarrow A_s = 40.54 \text{ cm}^2.$$

**LA SECCION SI PASA**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 8.01 \text{ cm}$$

El momento resistente:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] = 170.1 \text{ ton m}$$

Acero por temperatura

$$A_s = 16.80 \text{ cm}^2.$$

## CORTANTE

El cortante que toma el concreto es:

$$V_c = 0.53 f \sqrt{f_c} b d$$

$$V_c = 81.91 \text{ ton} \quad \text{sección escasa}$$

$$V_u - V_c = 3.4 \text{ ton}$$

$$A_v = \frac{3.5 b_w \times s}{f_y} = 2.5 \text{ cm}^2$$

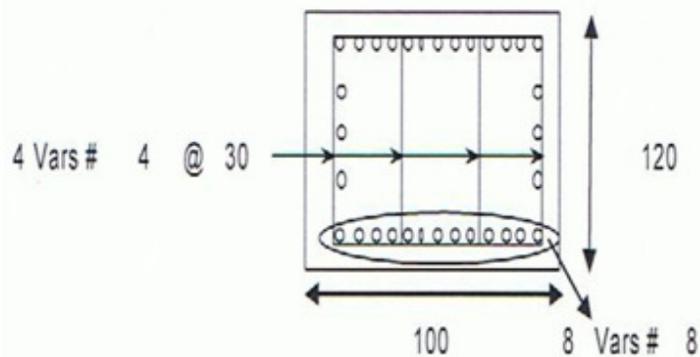
$$S_{\max} = 57.50 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 57.5 \text{ cm} \\ 24'' = 60.96 \text{ cm} \end{array} \right. \quad A_v = 5.07 \text{ cm} > 2.500$$

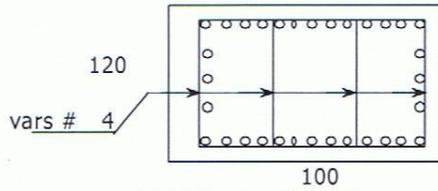
Se acepta el armado

Numero de barras consideradas = 4 vars # 4 @ 30

$$V_s = \frac{A_v (f_y) d}{s} = 81.5801 \text{ ton}$$

$$V_r = 81.9 + 81.5801 = 163.5 \text{ ton} \quad \text{la sección trabaja a } 0.52$$



**DISEÑO DE CABEZAL****SECCION DE 1.20 X 1.00 M** MOMENTO EN VOLADO DEL CABEZAL M(-)

peso del concreto = 2.4 ton/m<sup>3</sup>  
 $f'_c$  = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f_y$  = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 recubrimiento = 5 cm

$P_p$  = 2.88 ton/m

De acuerdo al análisis del cabezal se obtienen los momentos y cortantes por carga muerta y carga viva

$$\left. \begin{array}{l} M_u(-) = 11.18 \text{ m-t} \\ V_u = 85.30 \text{ t.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 1.3(M_{cm} + 5/3M_{cv} + \text{impacto}) \\ 1.3(V_{cm} + 5/3V_{cv} + \text{impacto}) \end{array}$$

Cantidad de acero

$$q = 0.0044 \quad \text{pas} = \longrightarrow 0.0003 \quad \longrightarrow \quad A_s = 3.03 \text{ cm}^2.$$

$$a = 0.75 \text{ cm.}$$

$$M_r = 16.47 \text{ m-t}$$

$$\text{utilizando 3 vars No. 4} \longrightarrow A_s = 3.80 \text{ cm}^2.$$

$$\text{pas} = 0.0003$$

**LA SECCION SI PASA****Acero longitudinal mínimo**

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_t I_g}{y_t}$$

Modulo de ruptura del concreto

$$f_t = 1.98 \sqrt{f'_c} = 31.31 \text{ kg/cm}^2 \quad 313.07 \text{ ton/m}^2$$

El momento de inercia de la sección de concreto reforzado es:

$$I_g = bd^3/12 = 0.1267 \text{ m}^4 \quad y_t = 0.60 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 66.13 \text{ ton m}$$

$$\text{Por lo tanto: } \phi M_n = 1.2 M_{cr} = 79.36 \text{ ton m}$$

Cantidad de acero

$$q = 0.0553 \quad \text{pas} = \longrightarrow 0.0033 \quad \longrightarrow \quad A_s = 37.83 \text{ cm}^2.$$

$$\text{utilizando 8 vars No. 8} \longrightarrow A_s = 40.54 \text{ cm}^2.$$

**LA SECCION SI PASA**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 8.01 \text{ cm}$$

El momento resistente:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] = 170.1 \text{ ton m}$$

### 3.6.12 Diseño de Pilotes

## DISEÑO PILOTES

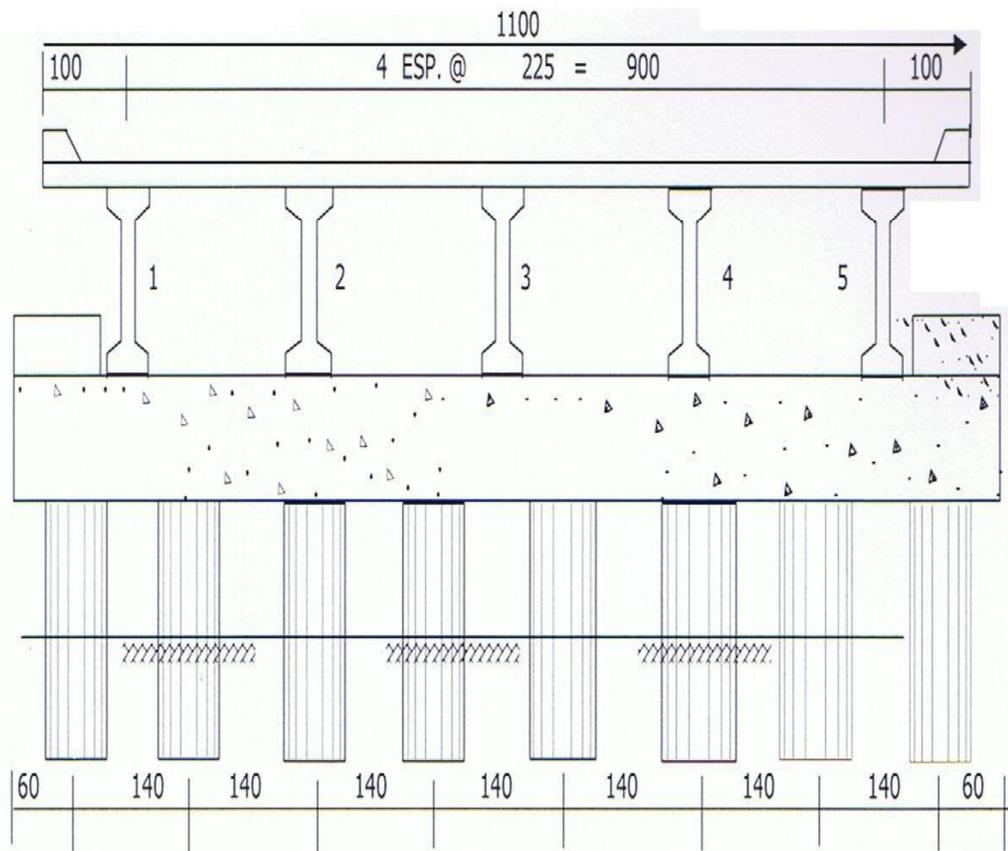
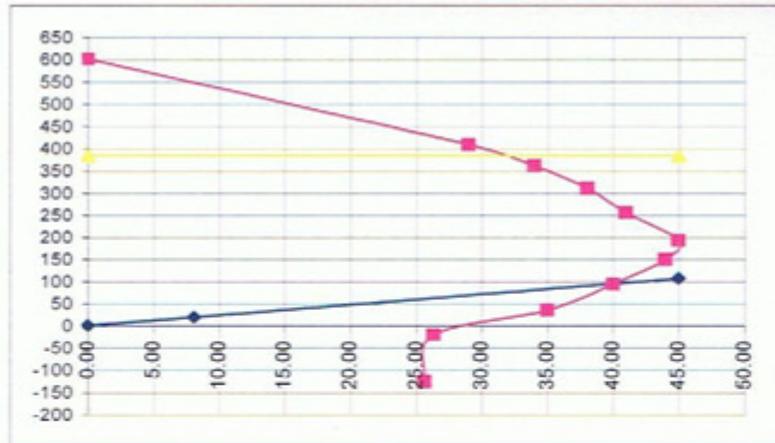


Fig. 98 Diseño de los pilotes

M	P
0.1	25.65
0.2	28
0.3	35
0.4	40
0.5	44
0.6	45
0.7	41
0.8	38
0.9	34
1	29
	0
	601

LÍNEA DE PROYECCIÓN	
0	0
8.10	19.16
45.00	108.51

Línea de carga máxima	
0	382.861
45	382.861



### SE REvisa LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

Se desprecian los efectos por relación de esbeltez si se cumple con lo siguiente:

$$\frac{klu}{r} < 34 - (12M_1/M_2) \quad \begin{array}{ll} \text{transversal} & \text{longitudinal} \\ M_1 = 0 & M_1 = 0 \\ M_2 = 1 & M_2 = 1 \end{array}$$

lu = 939.0 cm

$$\frac{klu}{r} = \frac{\text{sentido y}}{2} \times \frac{939.0}{12.99} = 144.6 > 34.0$$

**Se considera la relación de esbeltez**

$$\frac{klu}{r} = \frac{\text{sentido x}}{1} \times \frac{939.0}{12.99} = 87 > 34.0$$

**Se considera la relación de esbeltez**

#### PROPIEDADES

A =	2025	cm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub> =	341,719	cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	341,719	cm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	13	cm
r <sub>y</sub> =	13	cm
E <sub>c</sub> =	238,752	kg/cm <sup>2</sup>

Calculo del factor de amplificación de momentos

$$\phi = 0.7$$

excentricidad accidental  
(0.6+0.03h) en pulgadas

$$\begin{array}{l} e_{\text{Longitudinal}} = 0.0195 \text{ m} \\ e_{\text{Transversal}} = 0.0195 \text{ m} \end{array}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$\begin{array}{ll} P_{c_x} = & 228,310 \text{ t} \\ P_{c_y} = & 634,194 \text{ t} \end{array}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\phi \sum P_c}{\sum P_u}} \geq 1.0$$

$$\begin{array}{ll} \delta_{s_x} = & 1.000 \\ \delta_{s_y} = & 1.000 \end{array}$$

$$M_c = \delta_s M_{2b}$$

Momentos amplificados

$P_u = 19.1617 \text{ ton}$   
 $M_{ux} = 8.1 \text{ ton-m}$   
 $M_{uy} = 2.9 \text{ ton-m}$   
 $V_{ux} = 2.2035 \text{ ton-m}$   
 $V_{uy} = 2.2035 \text{ ton-m}$

$P_u = 19.1617 \text{ ton}$   
 $M_{ux} = 7.722 \text{ ton-m}$   
 $M_{uy} = 2.54826 \text{ ton-m}$   
 $V_{ux} = 2.2035 \text{ ton-m}$   
 $V_{uy} = 2.2035 \text{ ton-m}$

$M_y$  si  $P_u > 0.1f_c A_g$        $\xrightarrow{0.7}$        $F_r = 0.824$

$M_x$  si  $P_u < 0.1f_c A_g$        $\xrightarrow{0.9}$        $F_r = 0.824$

$0.1 f_c A_g = 50625 > P_u = 19162 \text{ kg}$        $\rho = 0.020$

Revisión por flexión

De las graficas de interacción  $P_x = 90 \text{ ton}$   
 $P_o = 601 \text{ ton}$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{74.187} + \frac{1}{495.046}} = 87.3 \text{ ton}$$

SE ACEPTA EL ARMADO

La sección trabaja a un : 22 %

Revisión por cortante

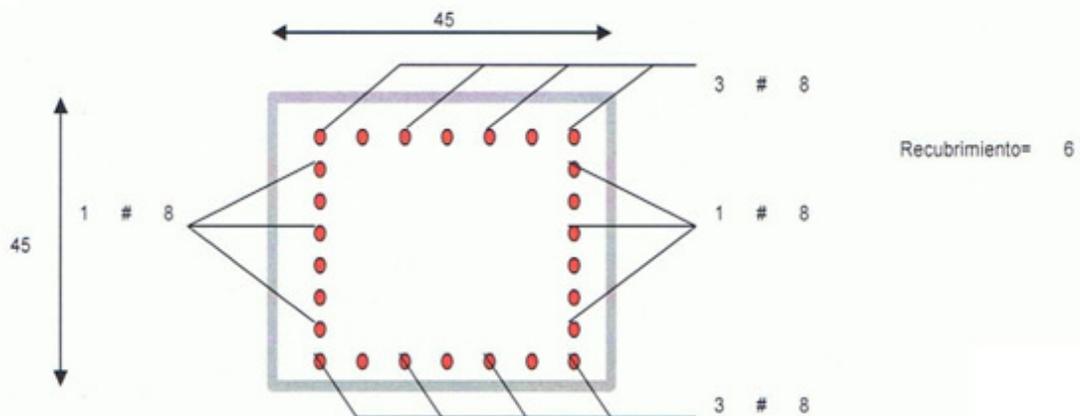
$$V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c}bd$$

$V_c = 12 \text{ Ton}$   
 $V_u = 2.20$

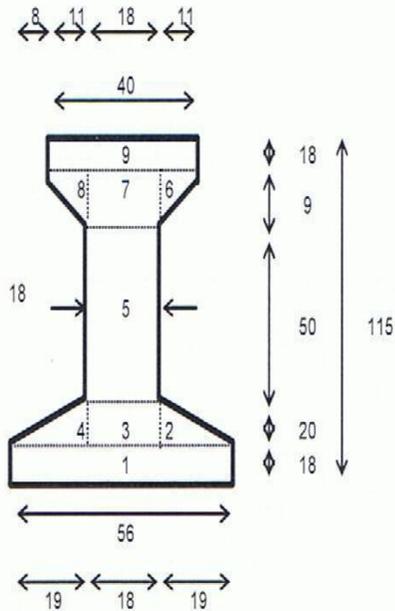
$V_u - V_c = -9.6 \text{ ton}$

$V_c > V_u \text{ ok}$

Se colocara el refuerzo minimo por cortante



3.6.13 Descargas

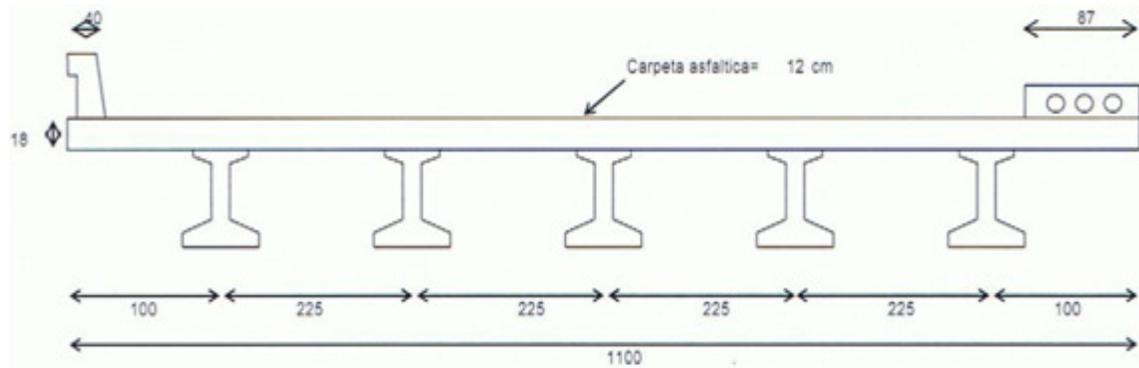


INERCIA C/R X

	AREA	DIST.	A x D	DIST.	INERCIA	I + A x D <sup>2</sup>
1	1008.0	9.0	9072.0	42.2	27216.0	1823042.0
2	190.0	24.7	4686.7	26.5	4222.2	138073.2
3	360.0	28.0	10080.0	23.2	12000.0	205911.6
4	190.0	24.7	4686.7	26.5	4222.2	138073.2
5	900.0	63.0	56700.0	11.8	187500.0	312631.5
6	49.5	94.0	4653.0	42.8	222.8	90862.0
7	162.0	92.5	14985.0	41.3	1093.5	277299.0
8	49.5	94.0	4653.0	42.8	222.8	90862.0
9	720.0	106.0	76320.0	54.8	19440.0	2180943.2
	3629.0		185836.3		Inerc	5257697.8 CM4
Y <sub>INF</sub> =	51.2	CM	S <sub>INF</sub> =	102672.0	CM3	
Y <sub>SUP</sub> =	63.8	CM	S <sub>SUP</sub> =	82420.3	CM3	

INERCIA C/R Y

	AREA	DIST.	A x D	DIST.	INERCIA	I + A x D <sup>2</sup>
1	1008	28	28224	0	263424	263424
4	190	12.6667	2406.666667	15.3333	3810.555556	48481.66667
3	360	28	10080	0	9720	9720
2	190	43.3333	8233.333333	15.3333	3810.555556	48481.66667
5	900	28	25200	0	24300	24300
8	49.5	15.3333	759	12.6667	332.75	8274.75
7	162	28	4536	0	4374	4374
6	49.5	40.6667	2013	12.6667	222.75	8164.75
9	720	28	20160	0	96000	96000
	3629		101612		Inercia=	511220.8333 CM4
Y <sub>INF</sub> =	28	CM	S <sub>INF</sub> =	18257.8869	CM3	
Y <sub>SUP</sub> =	28	CM	S <sub>SUP</sub> =	18257.8869	CM3	

**Carga Muerta mas sobrecarga****Trabes intermedias**

Peso losa	$w$	$M = w l^2 / 8$	$Vc = w l / 2$
$2.25 \times 0.18 \times 2.4 =$	$0.97 \text{ t/m}$	$27.34 \text{ t m}$	$7.29 \text{ ton}$
<b>Peso carpeta asfaltica</b>			
$2.25 \times 0.12 \times 2.4 =$	$0.65 \text{ t/m}$	$18.23 \text{ t m}$	$4.86 \text{ ton}$
<b>Peso guarnicion, parapeto y banqueta</b>			
$0.65 / 5 =$	$0.13 \text{ t/m}$	$3.67 \text{ t m}$	$0.98 \text{ ton}$
<b>Peso trabes</b>			
$0.87 \times 2.4 =$	$2.09 \text{ t/m}$	$\frac{58.79 \text{ t m}}{\Sigma = 108.02 \text{ t m}}$	$\frac{15.68 \text{ ton}}{\Sigma = 28.81 \text{ ton}}$

**Trabes extremas**

Peso losa	$w$	$M = w l^2 / 8$	$Vc = w l / 2$
$2.125 \times 0.18 \times 2.4 =$	$0.92 \text{ t/m}$	$25.82 \text{ t m}$	$6.89 \text{ ton}$
<b>Peso carpeta asfaltica</b>			
$1.725 \times 0.12 \times 2.4 =$	$0.50 \text{ t/m}$	$13.97 \text{ t m}$	$3.73 \text{ ton}$
<b>Peso guarnicion, parapeto y banqueta</b>			
$0.65 \times 5 =$	$0.13 \text{ t/m}$	$3.67 \text{ t m}$	$0.98 \text{ ton}$
<b>Peso trabes</b>			
$0.87 \times 2.4 =$	$2.09 \text{ t/m}$	$\frac{58.79 \text{ t m}}{\Sigma = 102.25}$	$\frac{15.68 \text{ ton}}{\Sigma = 27.27}$

**Diafragmas**

$$0.55 \times 9 = 4.99 \text{ ton} \times 3 = 14.97 \text{ ton}$$

3	Trabes intermedias	86.42
2	Trabes extremas	54.53
	Diafragmas	7.48
	<b><math>\Sigma</math> carga muerta =</b>	<b>148.44</b>

## DATOS DE TREN DE CARGA (IMT66.5)

Eje de Carga No.	Separación	Brazo (m)	Peso (ton)	Momento (ton-m)
1	0.00	0.00	5.00	0.00
2	4.40	4.40	12.00	52.80
3	1.20	5.60	12.00	67.20
4	7.20	12.80	12.50	160.00
5	1.20	14.00	12.50	175.00
6	1.20	15.20	12.50	190.00
	15.20		$\Sigma = 66.50$	$\Sigma = 645.00$

### Posición de la Resultante :

$$d_R = 9.70 \text{ m} \quad \therefore \quad x = 3.10 \text{ m} \quad x/2 = 1.55 \text{ m}$$

### Solicitaciones :

Longitud del Claro = 15.50 m

### Calculo de Reacciones

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	
0.00	0.00	0.00	$R_B = 27.727 \text{ ton}$
0.90	12.00	10.80	
2.10	12.00	25.20	$R_A = 33.77 \text{ ton}$
9.30	12.50	116.25	
10.50	12.50	131.25	
11.70	12.50	146.25	
15.50	$R_B$		

Momento **126.9** ton-m      Cortante **42.90** ton      Reacción más desfavorable

Momento (a la izquierda) = 126.9 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	d (m)	d' (m)	Pi (ton)	Yi (m)	V (ton)
0.00	0.00	0.00	1	0.00	12.5	1.00	12.50
0.90	12.00	10.80	2	1.20	12.5	0.92	11.53
2.10	12.00	25.20	3	1.20	12.5	0.85	10.56
9.30	12.50	116.25	4	7.20	12.0	0.38	4.57
10.50	12.50	131.25	5	1.20	12.0	0.30	3.64
11.70	12.50	146.25	6	4.40	5.0	0.02	0.10

42.90

Momento (a la Derecha) = -126.9 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)
1.20	12.50	15.00
2.40	12.50	30.00
6.20	-27.73	-171.90

Eje de Carga No.	Separación	Brazo (m)	Peso (ton)	Momento (ton-m)
1	0.00	0.00	5.30	0.00
2	3.50	3.50	8.40	29.40
3	1.20	4.70	8.40	39.48
4	4.25	8.95	8.40	75.18
5	1.20	10.15	8.40	85.26
6	3.20	13.35	8.40	112.14
7	1.20	14.55	8.40	122.22
8	4.25	18.80	8.40	157.92
9	1.20	20.00	8.40	168.00
	20.00		$\Sigma = 72.50$	$\Sigma = 789.60$

**Posición de la Resultante :**

$$d_R = 10.89 \text{ m} \quad \therefore \quad x = 0.74 \text{ m} \quad x/2 = 0.3705 \text{ m}$$

**Solicitaciones :**

$$\text{Longitud del Claro} = 15.50 \text{ m}$$

**Calculo de Reacciones**

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	
0.00	0.00	0.00	$R_B = 20.906 \text{ ton}$
0.73	8.40	6.13	
1.93	8.40	16.21	$R_A = 29.49 \text{ ton}$
6.18	8.40	51.91	
7.38	8.40	61.99	
10.58	8.40	88.87	
11.78	8.40	98.95	
0.00	0.00	0.00	
0.00	0.00	0.00	
15.50	$R_B$		

**Momento** **105.93** ton-m**Cortante** **31.97** ton

Reacción más desfavorable

Momento (a la Izquierda) = 105.93 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	d (m)	d' (m)	Pi (ton)	Yi (m)	V (ton)
1.20	-8.40	-10.08	1	0.00	8.400	1.00	8.40
5.45	-8.40	-45.78	2	1.20	8.400	0.92	7.75
6.65	-8.40	-55.86	3	4.25	8.400	0.65	5.45
0.00	-5.30	0	4	1.20	8.400	0.57	4.80
7.38	29.49	217.65	5	3.20	8.400	0.36	3.06
			6	1.20	8.400	0.29	2.41
			7	4.25	8.400	0.01	0.11
			8	1.20	8.400	0.00	0.00
			9	3.50	5.300	0.00	0.00

Momento (a la Derecha) = -105.93 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)
3.20	8.40	26.88
4.40	8.40	36.96
0.00	8.40	0.00
0.00	8.40	0.00
8.12	-20.91	-169.77

31.97

## DATOS DE TREN DE CARGA (T3S3 TIPO I)

Eje de Carga No.	Separación	Brazo (m)	Peso (ton)	Momento (ton-m)
1	0.00	0.00	6.50	0.00
2	3.50	3.50	9.75	34.13
3	1.20	4.70	9.75	45.83
4	4.25	8.95	7.50	67.13
5	1.20	10.15	7.50	76.13
6	1.20	11.35	7.50	85.13
			$\Sigma = 48.50$	$\Sigma = 308.33$

### Posición de la Resultante :

$$d_R = 6.36 \text{ m} \quad \therefore \quad x = 1.66 \text{ m} \quad x/2 = 0.83 \text{ m}$$

### Solicitaciones :

Longitud del Claro = 15.50 m

### Calculo de Reacciones

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	
2.22	6.50	14.44	$R_B = 26.843 \text{ ton}$
5.72	9.75	55.78	
6.92	9.75	67.48	$R_A = 21.66 \text{ ton}$
11.17	7.50	83.79	
12.37	7.50	92.79	
13.57	7.50	101.79	
15.50	$R_B$		

Momento **107.65** ton-m      Cortante **32.88** ton      Reacción más desfavorable

Momento (a la Izquierda) = 107.65 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	d (m)	d' (m)	Pi (ton)	Yi (m)	V (ton)
1.20	-9.75	-11.7	1	0.00	7.50	1.000	7.50
4.70	-6.50	-30.55	2	1.20	7.50	0.923	6.92
6.92	21.66	149.9	3	1.20	7.50	0.845	6.34
			4	4.25	9.75	0.571	5.57
			5	1.20	9.75	0.494	4.81
			6	3.50	6.50	0.268	1.74
						$\Sigma = 32.88$	

Momento (a la Derecha) = -107.65 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)
4.25	7.50	31.88
5.45	7.50	40.88
6.65	7.50	49.88
8.58	-26.84	-230.27

Eje de Carga No.	Separación	Brazo (m)	Peso (ton)	Momento (ton-m)
1	0.00	0.00	3.629	0.00
2	4.27	4.27	14.515	61.98
3	4.27	8.54	14.515	123.96
			$\Sigma = 32.66$	$\Sigma = 185.94$

**Posicion de la Resultante :**

$$d_R = 5.69 \text{ m} \quad \therefore \quad x = 1.42 \text{ m} \quad x/2 = 0.7116 \text{ m}$$

**Solicitaciones :**

Longitud del Claro = 15.50 m

**Calculo de Reacciones**

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	
2.77	3.63	10.05	$R_B = 17.83 \text{ ton}$
7.04	14.52	102.16	
11.31	14.52	164.14	$R_A = 14.83 \text{ ton}$
15.50	$R_B$		

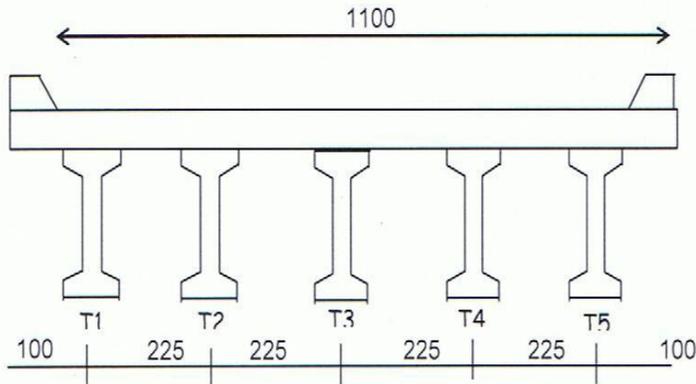
**Momento**      **88.88** ton-m      **Cortante**      **26.66** ton Reacción más desfavorable

Momento (a la Izquierda) = 88.88 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)	d (m)	d' (m)	Pi (ton)	Yi (m)	V (ton)	
			1	0.00	0.00	14.52	1.00	14.52
			2	4.27	4.27	14.52	0.72	10.52
4.27	-3.63	-15.50	3	4.27	8.54	3.63	0.45	1.63
7.04	14.83	104.38						26.66

Momento (a la Derecha) = -88.88 ton-m

b (m)	P (ton)	M (ton-m)
4.27	14.52	61.98
8.46	-17.83	-150.86



No traves= 5

Centro del claro de la estructura  
5.500 m

$$R_i = P \frac{I_i}{S_i} \left( 1 \pm \frac{S_i}{S_i} \frac{r_i}{I_i} \times r_i \times e \right)$$

I = inercia de cada trabe

r = distancia del eje del puente al centro de cada larguero

e = excentricidad de acuerdo con la colocación de las cargas

I1 = 0.05258 m4

r1 = 4.500 m

I1\*(r1)^2 = 1.06 m2

I2 = 0.05258 m4

r2 = 2.250 m

(r2)^2 = 0.27 m2

I3 = 0.05258 m4

r3 = 0.000 m

(r3)^2 = 0.00 m2

I4 = 0.05258 m4

r4 = -2.250 m

(r4)^2 = 0.27 m2

I5 = 0.05258 m4

r5 = -4.500 m

(r5)^2 = 1.06 m2

S I\_i = 0.26288 m4

S I\_i\*(r\_i)^2 = 2.66 m2

e = 3.575 m

e = 2.13 m

e = 0 m

un camion izq.

dos camiones izq.

Dos camiones centrados

R1 = P 0.518

R1 = P 0.779

R1 = P 0.200

R2 = P 0.359

R2 = P 0.589

R2 = P 0.200

R3 = P 0.200

R3 = P 0.400

R3 = P 0.200

R4 = P 0.041

R4 = P 0.211

R4 = P 0.200

R5 = P -0.118

R5 = P 0.021

R5 = P 0.200

1.000

2.00

1.00

factor de un camión = 1

factor de 2 camiones = 1

factor de 3 camiones = 0.9

factor de 4 camiones o más = 0.75

factor de impacto = 1.3

	M (tm)	V (ton)
IMT 66.5	126.90	42.90
T3-S2-R4	105.93	31.97
T3-S3	107.65	32.88
HS-20	88.88	26.66

#### F. COURBON

	2 camiones centrados	Dos camiones izq.	1 camion izq.
R1=	0.20	0.78	0.52
R2=	0.20	0.59	0.36
R3=	0.20	0.40	0.20
R4=	0.20	0.21	0.04
R5=	0.20	0.02	-0.12
	<u>1.00</u>	<u>2.00</u>	<u>1.00</u>

#### MOMENTOS

	2 camiones centrados	Dos camiones izq.	1 camion izq.
R1=	25.38	98.81	65.71
R2=	25.38	74.79	45.54
R3=	25.38	50.76	25.38
R4=	25.38	26.73	5.22
R5=	25.38	2.71	-14.95
	<u>126.90</u>	<u>253.80</u>	<u>126.90</u>

#### CORTANTES

	2 camiones centrados	Dos camiones izq.	1 camion izq.	2 camiones centrados	Dos camiones izq.	1 camion izq.
R1=	8.58	33.40	22.21	8.58	33.40	22.21
R2=	8.58	25.28	15.40	8.58	25.28	15.40
R3=	8.58	17.16	8.58	8.58	17.16	8.58
R4=	8.58	9.04	1.76	8.58	9.04	1.76
R5=	8.58	0.92	-5.05	8.58	0.92	-5.05
	<u>42.90</u>	<u>85.80</u>	<u>42.90</u>	<u>42.90</u>	<u>85.80</u>	<u>42.90</u>

#### ELEMENTOS MECANICOS QUE RIGEN

	M (Lm)	V (ton)
	98.81	33.40
	74.79	25.28
	50.76	17.16
	26.73	9.04
	25.38	0.92
Σcarga viva=	<u>276.47</u>	<u>85.80</u>

Peso super a subestructura = 148.44 + 85.80 = 234.24 Ton
--

#### FACTOR DE IMPACTO

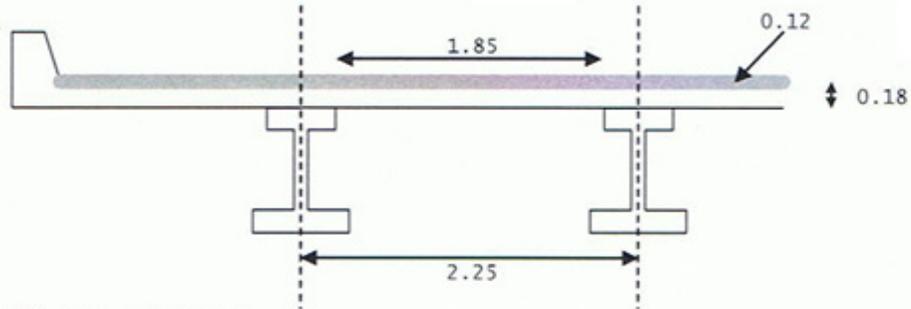
$$I = 15.24 / (L + 38)$$

$$I = 28.49\% < 30.00\%$$

por lo tanto el factor de impacto es I= 1.28%

### 3.6.14 DISEÑO DE LOZA

Espesor losa=	0.18	m	$\gamma_{\text{concreto armado}}=$	2.40	t/m <sup>3</sup>
Espesor carpeta=	0.12	m	$\gamma_{\text{asfalto}}=$	2.40	t/m <sup>3</sup>
Longitud entre ejes de traveses=	2.25	m			
Ancho patin superior=	0.40	m			



#### DISEÑO LOSA INTERMEDIA

Solicitaciones por carga muerta al centro

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 0.18 \times 1.00 \times 2.40 = 0.43 \text{ t/m} \\ \text{Carpeta asfáltica} &= 0.12 \times 1.00 \times 2.40 = 0.29 \text{ t/m} \\ \text{Wcm} &= 0.72 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$M^* = 0.125 w l^2 = 0.30803 \text{ t m/m}$$

$$V = \frac{w l}{2} = 0.666$$

Solicitaciones por carga viva al centro

#### CARGA VIVA DE CAMION

CASO A.- REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL EJE DEL CAMINO ( SECCIÓN 3.24.3.1 AASTHO )

CAMION	HS - 20	P=	7.260	ton
		L=	1.850	m

$$MCV = \left( \frac{L + 0.61}{9.74} \right) P \times FC \quad \text{Para más de dos apoyos}$$

Factor de continuidad FC

$$MCV = \left( \frac{1.850 + 0.61}{9.74} \right) 7.260 = 1.834 \text{ ton-m / m} \times 0.80 = 1.467 \text{ t}$$

#### Factor de Impacto

El factor de impacto se determina :

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \quad \text{AASTHO 3.8.2.1}$$

$$I = \frac{15.24}{2.250 + 38} = 0.3786 = 37.86 \% \text{ de C.V.}$$

$$I = 0.300$$

$$M_{cv+i} = 1.467 \times 1.300 = 1.907 \text{ ton-m / m}$$

$$\text{DONDE: HS-20} = 1.907 \text{ ton-m / m}$$

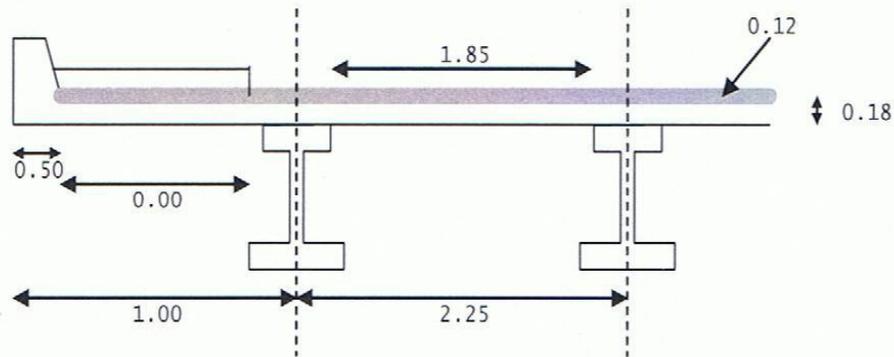
$$M_u = 1.3 (M_{CM} + \beta M_{CV+i}) \quad \text{CON } \beta = 5/3$$

$$M_u = 1.3 [0.308 + 5/3 \times 1.907] = 4.532 \text{ ton-m / m}$$

#### DISEÑO DE VOLADO DE LOSA IZQUIERDO

#### SOLICITACIONES POR CARGA MUERTA

Esesor losa=	0.18	m	$\rho_{\text{concreto armado}}=$	2.40	t/m <sup>3</sup>
Esesor carpeta=	0.12	m	$\gamma_{\text{asfalto}}=$	2.40	t/m <sup>3</sup>
Longitud entre ejes de traves=	2.25	m			
Longitud de volado=	1.00	m			
Guarnicion=	0.50	m			
Banqueta=	0.00	m			
Ancho patin superior=	0.40	m			



LOSA	BRAZO	MOMENTO
1.00 x 0.18 x 2.40 = 0.432 ton	x 0.5 m	= 0.216 ton-m / m
CARPETA ASFALTICA		
0.50 x 0.12 x 2.40 = 0.144 ton	x 0.25 m	= 0.036 ton-m / m
BANQUETA		
0.000 ton	x 0 m	= 0 ton-m / m
GUARNICION		
0.486 ton	x 0.75 m	= 0.36 ton-m / m
PARAPETO		
0.121 ton	x 0.75 m	= 0.09 ton-m / m
1.183 ton		0.707 ton-m / m

## SOLICITACIONES POR CARGA VIVA EN VOLADO

## CARGA VIVA DE CAMION

$$\begin{aligned} \text{CAMION HS - 20} \quad P &= 7.260 \text{ ton} \\ L &= 0.195 \text{ m (Distancia de la llanta al apoyo en el volado)} \end{aligned}$$

## Carga sobre el volado

$$P_V = 7.260 \text{ ton} \times \frac{1 \text{ m}}{1.00 \text{ m}} = 7.260 \text{ ton}$$

$$L_V = 0.195 \text{ m Longitud de aplicación de la carga en el volado (m)}$$

$$M_{CV} = \frac{P_V}{E} (L_V) \quad \text{Donde } E < \text{ ó } = 2.13 \text{ m}$$

$$E = 0.80 L_V + 1.143 \quad (\text{3-17 AASHTO})$$

$$E = 0.80 (0.20 \text{ m}) + 1.143$$

$$E = 1.299 \text{ m longitud de distribución}$$

$$M_{CV} = \frac{7.260 \text{ ton}}{1.299 \text{ m}} (0.20 \text{ m}) = 1.091 \text{ ton-m / m}$$

$$V_{CV} = \frac{P_V}{E} = \frac{7.260 \text{ ton}}{1.299 \text{ m}} = 5.588 \text{ ton / m}$$

## Factor de Impacto

$$I = 1.300 \quad \text{Factor de impacto}$$

$$V_{CV+I} = 5.588 \text{ ton / m} \times 1.300 = 7.265 \text{ ton / m}$$

$$M_{CV+I} = 1.091 \text{ ton-m / m} \times 1.300 = 1.418 \text{ ton-m / m}$$

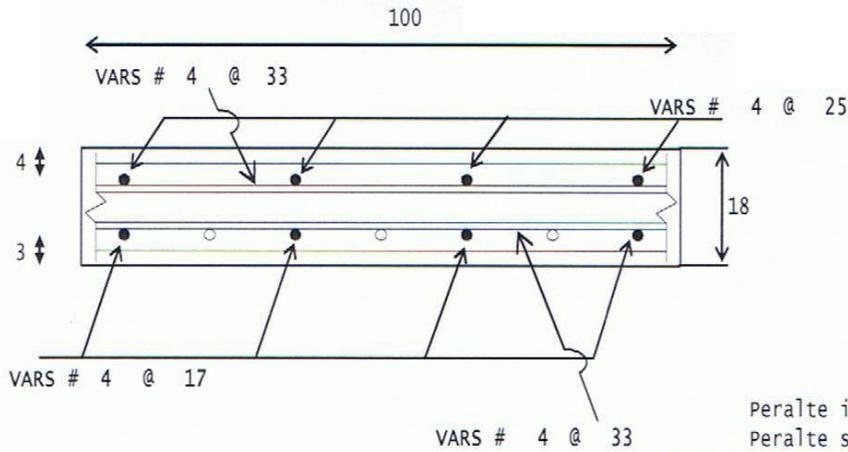
$$V_u = 1.3 (V_{CM} + \beta V_{CV+I}) \quad \text{CON } \beta = 1.0 \quad (\text{SECCION 3.24.2.2}) \text{ sólo en el volado}$$

$$V_u = 1.3 [1.183 + 1 \times 7.265] = 10.981 \text{ ton / m}$$

$$M_u = 1.3 (M_{CM} + \beta M_{CV+I})$$

$$M_u = 1.3 [0.707 + 1 \times 1.418] = 2.762 \text{ ton-m / m}$$

Diseñando un metro de ancho de losa en sentido transversal.



DATOS :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \text{ flexión}$$

$$\phi = 0.85 \text{ cortante}$$

$$\text{Peralte inferior } d = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte superior } d = 14.0 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de losa intermedia} = 18.0 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de losa en volado} = 18.0 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento superior} = 4 \text{ cm}$$

*Calculo de As losa intermedia.*

$$q = 0.11155$$

$$p = 0.00564$$

$$A_s = 8.46548$$

$$7 \text{ vars } \# 4 = 8.86738$$

Se acepta As

Varillas # 4 @ 17

*Calculo cortante.*

$$\text{Carga de camión ( eje mas pesado ) } V_u = 7.258 \times 1.3 = 9.435 \text{ ton.}$$

$$V_{cr} = \phi 0.53 b d \sqrt{f_c} = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 15 \times 15.8114 = 10.68 \text{ ton}$$

$$V_{cr} > V_u$$

$$10.7 > 10.301$$

BIEN

HS - 20

*Calculo de As en el volado.*

$$q = 0.07663$$

$$p = 0.0039$$

$$A_s = 5.42812$$

$$5 \text{ vars } \# 4 = 6.33384$$

Se acepta As

Varillas # 4 @ 25

*Calculo cortante.*

$$\text{Carga de camión ( eje mas pesado ) } V_u = 7.258 \times 1.3 = 9.435 \text{ ton.}$$

$$V_{cr} = \phi 0.53 b d \sqrt{f_c} = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 14 \times 15.8114 = 9.97 \text{ ton}$$

$$V_{cr} > V_u$$

$$10.0 < 10.981$$

NO PASA

HS - 20

$$121 / \sqrt{s} < 0.6$$

$$8.06667 > 0.6$$

El 60% del acero transversal

$$As_{sup} = 0.60 \times 5.43 = 3.26 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ varillas \# } 4 \quad 5.06707$$

Se acepta el As

varillas # 4 @ 33

$$As_{inf} = 0.60 \times 8.47 = 5.08 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ varillas \# } 4 \quad 5.06707$$

No se acepta As

varillas # 4 @ 33

Acero minimo

$$M_{CR} = (f_t) I_g / y_t$$

$$f_t = 1.98 (f'_c)^{0.5}$$

$$f_t = 313.1 \text{ t/m}^2$$

$$I_g = 0.0003 \text{ m}^4$$

$$y_t = 0.075 \text{ m}$$

$$M_{CR} = 1.17 \text{ t m}$$

$$1.2 M_{CR} = 1.41 \text{ t m}$$

$$As_{fy} = a b f'_c$$

$$As = 5.95 a \text{ cm}^2$$

$$140879.5 = 0.9 (5.95 a) 4200 (15 - 0.5 a)$$

$$11250 a^2 - 337500 a + 140879.5 = 0$$

$$a = 0.42 \text{ cm}$$

$$As = 2.52 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ vars \# } 4 = 3.80031$$

Se acepta As

varillas # 4 @ 50

### **3.6.15 Apoyos de Neopreno**

Los planos requeridos en este apartado podrá verlos en el anexo 1.12 a 1.15.

## **3.7 MECANICA DE SUELOS**

Para el proyecto Ampliación del Puente el ZAPOTE I que se determino necesario la realización del estudio de Mecánica de Suelos, mediante la ejecución de un sondeo mixto de 30.00 de profundidad.

Para lo cual fue necesario reconocer las características físicas y mecánicas del subsuelo con la finalidad de obtener parámetros para efectuar el análisis geotécnico que permitiera diseñar las estructuras geotécnicas mas adecuadas para el proyecto.

Los resultados de dicho estudio se presentan a continuación, cabe señalar q fueron realizados en campo y laboratorio, pues el análisis geotécnico se obtuvo en base a los parámetros obtenidos.

### **3.7.1 Condiciones Locales**

La zona en estudio se localiza en la parte oriente del municipio de Centro, Tabasco; entre el meridiano de latitud norte  $17^{\circ} 59'$  y el paralelo de longitud oeste  $92^{\circ} 56'$  aproximadamente, en el estado de Tabasco.

La zona se ubica en la provincia de la llanura Costera del Golfo Sur y en la sub provincia llanuras y pantanos tabasqueños, por lo mismo y por estar situadas en plenas llanuras sobre una serie de lomeríos bajos, las topo formas que destacan son las de escasa altitud (hasta 10 msnm), formadas por rocas

sedimentarias (areniscas) y llanos constituidos de aluviones; los depósitos mas antiguos son de la era Cenozoica del periodo terciario superior y cuaternario aparecen en los bordes de contacto con la provincia Sierra de Chiapas y Guatemala.

La zona de interés se encuentra en la región geomorfológica llamada planicie costera del sureste, donde la suma total de las condiciones se traduce en un clima descrito por el sistema de clasificación climatológica de Köppen para la República Mexicana, modificada por E. García (1982) y tomando en cuenta los datos de la estación meteorológica Villahermosa clave 27-022, el clima predominante en el área del proyecto y regional se presenta por la formula Am, que se interpreta como un clima cálido húmedo con abundantes lluvias en verano, con valor medio anual de la temperatura de 26.9° C; el valor máximo de la temperatura se registra antes del solsticio de verano, el monto promedio de la precipitación anual es de 2,159.3 mm.

La zona se encuentra ubicada dentro de la región Hidrológica (RH30) denominada Grijalva-Usumacinta, cuenca (D) Grijalva-Villahermosa. Una de las características naturales importantes del estado de Tabasco es su abundante potencial hidráulico, expresado bajo tres sistemas hidrológicos: fluvial, lacustre y litoral.

La abundancia de escurrimiento superficial con distribución aparentemente desordenada, ha dado lugar a la formación de cuerpos de agua de varias dimensiones, lo mismo que llanuras de inundación. La zona de estudio se localiza en la margen derecha del río El Zapote.

La topografía del sitio en estudio es sensiblemente plana, inundable con pendientes hasta el 2%.

Geológicamente la zona se encuentra ubicada en la provincia fisiográfica denominada llanura Costera del Golfo Sur, que se caracteriza por tener un fuerte aluvionamiento ocasionado por la depositación de los detritos arrastrados por los ríos más caudalosos del país como son el Papaloapan y el Coatzacoalcos, dentro de la Cuenca Salina del Istmo y en la zona de riesgo sísmico denominada “B” de acuerdo con la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, caracterizada por presentar sismos frecuentes y en ocasiones intensos. No obstante lo anterior, el Estado de Tabasco pudiera considerarse como zona de poca actividad sísmica debido a que en toda su historia solo se han localizado un bajo número de epicentros con magnitudes de 6 a 7 grados Richter. El mayor riesgo sísmico se deriva de la actividad que acontece en los estados de Oaxaca y Chiapas.

### **3.7.2 Trabajos de Campo**

Con el fin de conocer las características de los materiales que conforman la estratigrafía del subsuelo se realizó un sondeo mixto SM 2 a 30.00 m de profundidad.

Las muestras obtenidas tanto alternadas como inalteradas fueron cuidadosamente protegidas contra pérdidas de humedad y trasladadas al laboratorio donde se efectuaron los ensayos correspondientes para poder determinar las propiedades índices y mecánicas que se emplearan en los análisis necesarios.

Las muestras alteradas del sondeo mixto se obtuvieron mediante la penetración de tubo partido (media caña) los cuales fueron indicados con un martinete de 64 kg de peso a una altura de caída de 76 cm; se registró el número de golpes para penetrar 30 cm y la muestra inalterada se tomó con tubo de pared delgada “Shelby”. Los sondeos fueron realizados con equipo de perforación

Longyear 24, bomba de lodos Moyno 3L6, herramienta menor y personal especializado.

El nivel de aguas Freáticas fue medido con respecto al Nivel de terreno natural del sondeo, el cual se detectó conforme a la siguiente tabla. Este puede ser variable con las estaciones del año.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
SM 2	5.00

**TABLA Nº 15 Posición del nivel de aguas freáticas**

### **3.7.3 Trabajos de Laboratorio**

Con el objeto de determinar las propiedades índices y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo, se efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas de los sondeos.

#### **3.7.3.1 Muestras Alteradas**

Clasificación S.U.C.S.

- Humedad Natural
- Límites de Atterberg
- Análisis Granulométrico
- Densidad de Sólidos
- Peso Volumétrico Natural

### 3.7.3.2 Muestras Inalteradas

1. Las mismas pruebas que en las muestras alteradas
2. Compresión Triaxial Rápida

### 3.7.3.3 Clasificación de suelos

Los materiales fueron clasificados de acuerdo a los lineamientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

### 3.7.4 Estratigrafía y Propiedades

<b>Profundidad (m)</b>	0.00-1.80	1.80-3.60	3.60-4.80	4.80-7.80
<b>Clasificación (S.U.C.S.)</b>	SC	CH	CL	CH
<b>Consistencia</b>	BLANDA	MEDIA	FIRME	MEDIA
<b>N</b>	10	19	22	14
<b><math>\Gamma_m</math> t/m<sup>3</sup></b>	2.20	1.83	1.84	1.86
<b>W %</b>	14.51	38.55	37.80	37.43
<b>L.L. %</b>	29.58	67.93	48.61	56.38
<b>L.P. %</b>	14.97	32.22	24.11	27.55
<b>I.P. %</b>	14.61	34.71	24.50	28.83
<b>C.L. %</b>	7.40	17.00	12.20	13.95
<b>G %</b>	12	0	0	0
<b>A %</b>	44	5	2	4
<b>F %</b>	44	95	98	96
<b>Ss</b>	2.68	2.71	2.70	2.72
<b>C t/m<sup>2</sup></b>	--	--	--	--
<b><math>\phi^{\circ}</math></b>	--	--	--	--

**TABLA N° 16 Sondeo Mixto Dos (SM 2)**

<b>Profundidad (m)</b>	7.80-11.40	11.40-19.20	19.20-24.60	24.60-30.00
<b>Clasificación (S.U.C.S.)</b>	CL	CH	CH	MH
<b>Consistencia</b>	MEDIA	MEDIA	MEDIA	MEDIA
<b>N</b>	14	16	30	30
<b><math>\Gamma_m</math> t/m<sup>3</sup></b>	1.79	1.81	1.92	1.77
<b>W %</b>	42.80	41.35	32.37	45.31
<b>L.L. %</b>	49.02	54.47	55.92	69.80
<b>L.P. %</b>	23.87	25.81	27.59	33.33
<b>I.P. %</b>	25.15	28.66	28.33	36.47
<b>C.L. %</b>	12.30	13.64	13.97	17.50
<b>G %</b>	0	0	0	0
<b>A %</b>	7	7	5	5
<b>F %</b>	93	93	95	95
<b>Ss</b>	2.71	2.70	2.72	2.70
<b>C t/m<sup>2</sup></b>	-	-	-	-
<b><math>\emptyset^{\circ}</math></b>	-	-	-	-

**TABLA N° 17 Sondeo Mixto Dos**

<b>SIMBOLOGIA</b>
N= Número de Golpes
$Y_m$ = Peso Volumétrico del Espécimen
W = Humedad Natural
L.L. = Limite Líquido
L.P. Limite Plástico
I.P. = Índice Plástico
C.L. = Contracción Lineal
G = Grava
A = Arena
F = Finos
$S_s$ = Densidad de Sólidos
C = Cohesión
$\emptyset$ = Angulo de Fricción Interna

**TABLA Nº 18 Simbología**

### 3.7.5 Análisis Geotécnico

Las características de la estructura necesaria para este proyecto son una cimentación profunda y asentamientos en la estructura proyectada.

La capacidad de carga para este tipo de cimentaciones requiere que se desplante la estructura del puente sobre caballetes apoyados sobre pilotes de cimentación de concreto hidráulico de sección cuadrada de 0.45 x 0.45 m; el presente análisis revisará la profundidad de desplante de los pilotes verificando su capacidad de carga de cada uno y posibles sentamientos que pudieran presentar.

Se propone desplantar los pilotes a una profundidad de 22.00 m respecto al nivel de terreno natural. El mecanismo de transferencia de carga al suelo se ha

considerado el criterio de la adherencia del suelo con el fuste del pilote y la resistencia a la penetración por punta en este estrato de apoyo; para esta revisión se consideró el número de golpes para indicar 30 cm del penetrómetro utilizado durante la prueba de penetración.

De acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_a = Q_p + Q_f$$

Donde:

$Q_a$ = es la capacidad de carga admisible en toneladas

$Q_p$ = es la capacidad de carga admisible por punta

$Q_f$ = es la capacidad admisible por fricción.

Para determinar la capacidad de carga por punta y fricción, se reviso con el criterio de esfuerzos efectivos.

Se consideró un factor de seguridad de 3 para la capacidad de carga admisible por punta y para la capacidad de carga admisible por fricción se utilizó el mismo criterio utilizando un factor de seguridad de 2.

Asimismo y tomando en cuenta la ecuación general, la capacidad de carga admisible se reduce a:

$$Q_p = (q_a * A_p) / 3 \text{ y } Q_f = (P * L * F_s) / 2$$

Donde:

$Q_a$ = a la resistencia por punta

$A_p$ = área transversal del pilote

$P$ = perímetro del pilote

L= longitud efectiva

Fs= fuerza de adherencia suelo pilote

Para el método de Esfuerzos efectivos se hicieron las siguientes consideraciones:

\*Capacidad de carga por fricción. A continuación se muestra el criterio de cálculo:

$$Q_{uf} = A_l F_f$$

$A_l$  = área de contacto del pilote

$P_m$  = perímetro

$$A_l = p \cdot l_e$$

$l_e$  = longitud efectiva del pilote en el estrato

$F_f$  = fricción entre el suelo y el pilote

$$F_f = 0.2 N$$

N = Número de golpes en la prueba de penetración

P = Perímetro de la sección transversal del pilote

Capacidad de carga por punta. Se considera que el pilote quedará apoyado en un estrato resistente, con por lo menos 30 golpes para penetrar 30 cm del penetrómetro de la prueba de penetración estándar y un espesor de dicho estrato de 5 m mínimo.

$$q_{up} = 15 N A_p$$

N = número de golpes para penetrar 30 cm SPT

$A_p$  = área transversal de la sección del pilote

Tomando en cuenta estas consideraciones y considerando una longitud de pilote efectiva de 22.00 m y una sección cuadrada de 45.000 cm, la capacidad de carga de cada pilote de cimentación es conforme se muestra en la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad de 2 por fricción y 3 por punta.

SONDEO	SECCION (m)	PESO DEL ELEMENTO (mn)	LONGITUD EFECTIVA (m)	CAPACIDAD DE CARGA EFECTIVA (ton)	CAPACIDAD DE CARGA NETA (ton)
SM2	0.45	10.70	22.00	84.20	73.50

**TABLA N° 19 Capacidad de Carga**

### 3.7.5.1 Análisis de asentamiento de pilotes

Los asentamientos elásticos presentados en forma instantánea debido a la compresibilidad de estrato de apoyo se estimaron de acuerdo a la siguiente expresión propuesta en el manual de cimentaciones profundas:

$$\rho = P_d * S * ((1 - \nu^2) / E_s) * I_f * F_1$$

$\rho$ = asentamiento elástico, cm

$P_d$ = presión de desplante en la punta  $\text{kg/cm}^2$

$S$ = sección del pilote, cm

$E_s$ = modulo de elasticidad del suelo en  $\text{kg/cm}^2$

$\nu$ = relación de Poisson, 0.35

$I_f$ = factor de reducción por empotramiento 0.50

$F_1$ = factor de reducción por resistencia a fricción, 0.25

Con estos datos se tienen los datos presentados en la tabla n° 14, considerando la presión ejercida por la capacidad de carga del elemento.

SONDEO	SECCION (m)	ASENTAMIENTO (cm)
SM2	0.45	0.25

**TABLA N° 20 Presión en la capacidad de carga de los elementos**

### 3.7.5.2 Procedimiento Constructivo

Perforación previa: durante el indicado de los pilotes la perforación previa tiene dos finalidades, la de guiar el hincado del pilote y la de asegurar su verticalidad en los primeros metros del hincado.

Se recomienda realizar una perforación previa a 5.00 m de profundidad con la finalidad del centrado del pilote y asegurará la verticalidad del mismo. Esta perforación deberá realizarse en un diámetro no mayor a 35 cm y no se requiere que se extinga el suelo perforado.

El lapso de tiempo que debe transcurrir entre el término de una perforación previa y el inicio de hincado de un pilote, debe ser menor a 2 horas, de lo contrario el supervisor de campo deberá verificar su profundidad por medio de plomada.

Tipo de martillo: De acuerdo con el manual de Cimentaciones Profundas, se recomienda la siguiente relación para determinar la energía de hincado para pilotes de concreto reforzado:

$$W = 0.3 A 0.5 P$$

Donde:

W= peso del pistón de martillo

P= al peso del pilote

Tomando en cuenta que los pilotes tendrán una sección cuadrada de 0.45 x 0.45 m en tramos prefabricados de 12.00 m, se tiene un peso aproximado de 6 ton. Se recomienda la utilización de un martillo piloteador con las siguientes características:

Peso del Pistón:	1750 kg < p < 2916 kg
Energía por golpe	3350 kg m – 6700 kg m
Peso del martillo aprox.	5160 kg

Con estos datos se puede considerar un martillo diesel Delmag D32. Es importante que se respete el peso del pistón para evitar daños en la estructura del pilote y el hincado se realice eficientemente.

Para lograr la verticalidad del pilote deberán emplearse 2 plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote. Esta alineación debe tomarse en cuenta principalmente en la perforación previa y en la colocación del escotillón ya que esta guiará la verticalidad del pilote, por lo que es muy importante que antes de iniciarla, se verifique por el supervisor de campo.

Para evitar daños estructurales que retrasen la maniobra de hincado, se debe de usar un gorro de amortiguamiento en la cabeza del pilote y el gorro de acero del martillo, el cual puede ser de madera o placa de neopropeno.

A fin de evitar sobre hincado que podría dañar la estructura del pilote, se recomienda verificar la resistencia a la penetración del estrato de apoyo; para ello se grafica directamente la recuperación elástica y el asentamiento neto del pilote en el tramo final del hincado, el dispositivo de medición consiste en un sistema de referencia horizontal en el que se desliza manualmente un lápiz a cada golpe, para dibujar las deformaciones en un papel resistente adherido al pilote. Este se

hace en 3 a 5 series de 10 golpes para definir así la penetración final en mm/golpe (rechazo) con el promedio obtenido. Se recomienda que el hincado del pilote de concreto se suspenda promedio obtenido. Se recomienda que el hincado del pilote de concreto se suspenda cuando se alcance de 7 golpes en los últimos 2.50 cm, es decir, de 3 a 4 mm por golpe.

Para la determinación del Criterio de Rechazo para el hincado del pilote y la elección de la capacidad más apropiada del martillo, se empleó la formula dinámica de Hilley, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$R_u = \frac{12e_f E_n}{S+1/2 (C_1 + C_2 + C_3)} \times \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p}$$

En donde:

$R_u$  = Resistencia última al hincado del pilote, supuesta igual a la capacidad de carga última del pilotw

$E_n$  = Energía que transmite la caída del martillo

$W_r$  = Peso del pistón que hinca al pilote

$W_p$  = Peso del pilote y accesorios para la hinca

$e_f$  = Eficiencia mecánica del martillo igual a 0.80

$e$  = Coeficiente de restitución, igual a 0.30

$s$  = Penetración del pilote por golpe en cm

$C_1$  = Coeficiente de compresión temporal en la cabeza del pilote y su capucha, igual a 0.635 cm = 0.25 pulg.

$C_2$  = Coeficiente de compresión temporal del pilote, igual a 0.38 cm = 0.15 pulg.

$C_3$  = Coeficiente de compresión temporal en el terreno de apoyo, igual a 0.13 cm = 0.05 pulg.

$A$  = Área sección transversal del pilote, igual a 1600 cm<sup>2</sup>

Con la aplicación de la fórmula dinámica de Hilley, se obtiene un valor de la penetración de  $s = 0.143$  pulg./ golpe, lo que corresponde con un criterio de rechazo para el caso de la capacidad última considerada del pilote, de 7 golpes por pulgada de penetración.

Derivado de que en el sondeo realizado se localizaron estratos (de los 1.80 a 4.20 m profundidad), se estima que durante el hincado los pilotes se tengan problemas que pudieran retrasar esta labor, ya que la dureza de la arcilla retrasarían el paso del pilote, por lo que se proponen dos procedimientos constructivos para poder pasar esta capa dura.

Pilote hincado chiflón de agua. Es importante mencionar que durante la construcción de los pilotes se debe dejar una preparación que permita el paso de agua dentro del pilote hasta la punta donde saldrá el agua a presión, para atravesar este estrato resistente se requiere una bomba de agua que permita un gasto de 25 a 40 litros por segundo.

Perforación previa. En caso de durante las pruebas de hincado de los pilotes con sistema de chiflón, no se pueda atravesar este estrato, se deberá realizar una perforación previa de 25 cm de diámetro hasta una profundidad de 10 m respecto al nivel de terreno natural.

### **3.7.6 Recomendaciones a seguir**

A partir de los trabajos de campo, laboratorio, datos del proyecto y gabinete, se concluye lo siguiente:

El proyecto consiste en la ampliación del puente Vehicular Zapote I sobre el cauce del río El Zapote, localizado en el km 9+000 de la carretera Villahermosa-Escárcega municipio de Centro Tabasco. La ampliación tiene por finalidad aumentar el área hidráulica debajo del puente para mejorar el flujo del río.

Para la revisión por cimentación profunda, se considera que los pilotes trabajarán por fricción a lo largo del fuste y por capacidad de carga por punta, cuyo análisis se realizó por medio d en la teoría de esfuerzos efectivos correlacionados con el número de golpes determinados por estrato en la prueba de penetración estándar.

Conforma a los cálculos realizados y considerando pilotes de concreto hidráulico, con una longitud efectiva de 22.00 m y una sección cuadrada de 45.00 cm, la capacidad de carga de cada pilote de cimentación es conforme se muestra en la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad de 2 por fricción y 3 por punta.

<b>Sondeo</b>	<b>Sección (m)</b>	<b>Peso del Elemento (ton)</b>	<b>Longitud Efectiva (m)</b>	<b>Capacidad de carga Efectiva (ton)</b>	<b>Capacidad de carga neta (ton)</b>
SM2	0.45	10.70	22.00	84.20	73.50

**TABLA N° 21 Capacidad de carga**

El nivel de Aguas Freáticas se detectó conforme se muestra en la tabla n° 16 conforme al nivel del terreno natural, estos niveles pueden variar con respecto a las estaciones del año.

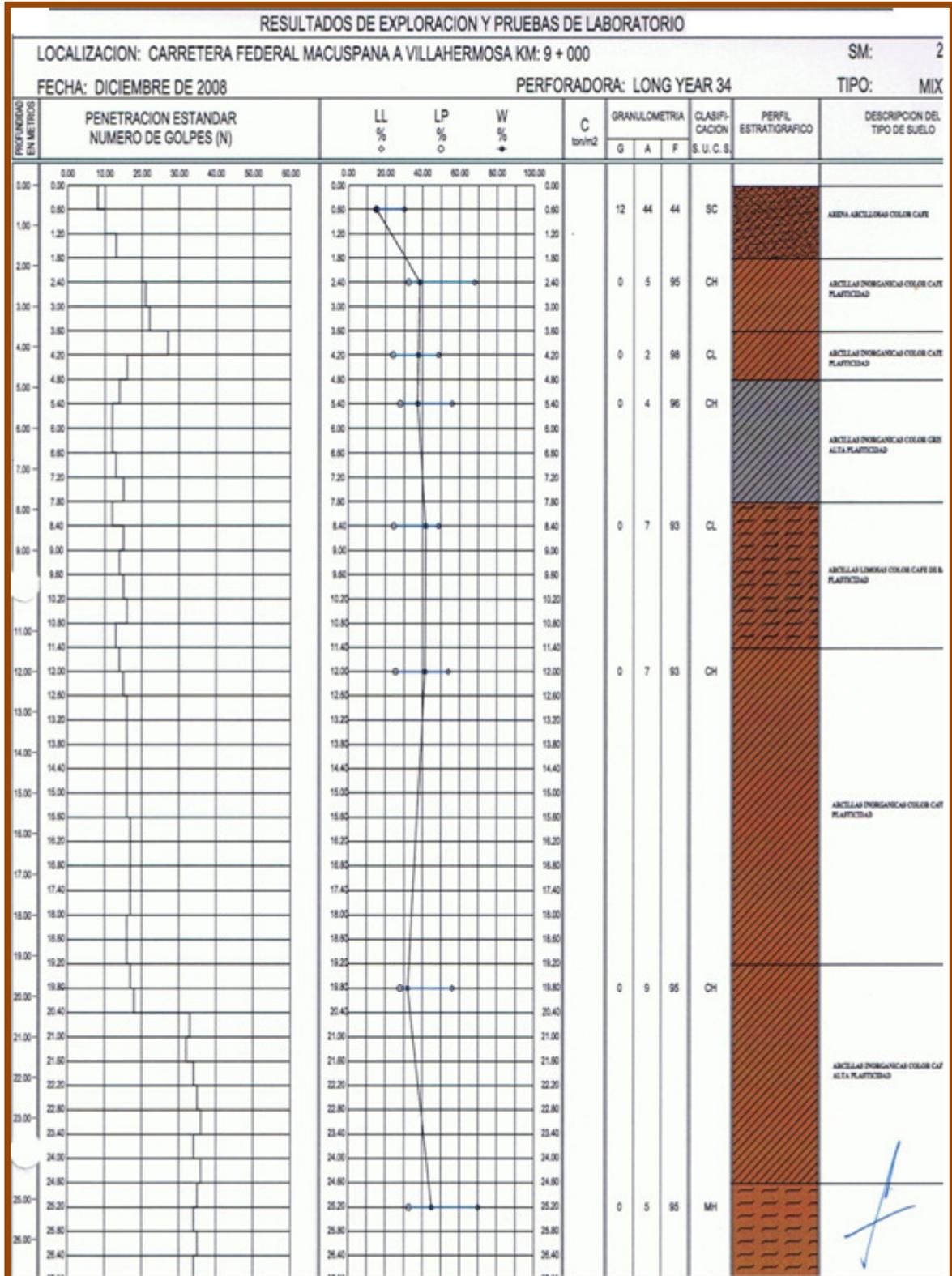


Con estos datos se puede considerar un martillo diesel Delmag D32. Es importante que se respete el peso del pistón para evitar daños en la estructura y el hincado se realice eficientemente.

4. Para atravesar las capas arcillosas localizadas antes del nivel de desplante de proyecto se recomienda la utilización de chiflón en la punta o perforación previa.
5. Para la perforación previa se debe utilizar una perforadora rotaria con barretón o Kelly de perforación, ya se montada sobre orugas o sobre grúa; así mismo el empuje de avance puede ser por peso propio como las perforadoras tipo Watson o hidráulicas como las perforadoras tipo Bauer.
6. Para la fabricación de los lodos bentoníticos se recomienda la utilización de mezcladores tipo chiflón; asimismo, es posible reutilizar los lodos bentoníticos siempre y cuando cumplan con sus propiedades de viscosidad y densidad, las cuales deben ser verificadas mediante la utilización de un laboratorio de control de calidad.
7. Durante la ejecución de los trabajos de cimentación se recomienda la presencia de un supervisor geotécnico y laboratorio de materiales, con la finalidad de verificar la calidad de los trabajos a realizar y resolver cualquier problema o modificación que pudiera presentarse durante los mismos.

### **3.7.7 Resultados de los análisis de exploración**

A continuación se presenta la hoja de resultados del análisis de exploración efectuado en laboratorio.



**TABLA N° 24** Análisis de exploración

### **3.8 DISEÑO ARQUITECTONICO ALTERNATIVO PARA EL PUENTE ZAPOTE I**

Adicional a los planos y especificaciones ya presentados para la construcción del puente Zapote I, nos dimos cuenta de la necesidad de embellecer estéticamente dicha estructura. Si bien es cierto que para muchas personas los puentes no son más que estructuras elaboradas con el único fin de entrelazar dos puntos y que solo deben centrarse en cumplir esta misión, nosotros debemos verla como algo más. Una alternativa de embellecer una zona rasgada por los desastres naturales y que ahora esta levantándose erguida ante la desesperanza.

Es por eso que el diseño que proponemos hacerle al puente, será un estandarte de la fuerza de voluntad de los tabasqueños por enfrentarse con fuerza y esperanza a cualquier desavenencia que les ocurra. Inspirado en los diseños del maestro Calatrava, la imagen de este puente no solo mejorará la apariencia de la zona pues se complementa con el entorno, sino además, fortalece la estructura ya diseñada y analizada que ha sido aprobada para su construcción.

En el anexo integramos el Diseño que ofrecemos para el puente Zapote I, en ellos encontrarán la idea plasmada de un puente funcionalmente estético y original para el Estado de Tabasco. Si bien es cierto que tal vez no se vuelva una realidad por ahora, no por eso queremos desviar la mirada, pues estamos convencidos de que la Arquitectura moderna, la Arquitectura de Hierro y Metal, puede embellecer y convertirse en símbolos de un pueblo y nación.

Tratamos de ver los puentes más que como simples herramientas de comunicación, tratamos de mostrarlos como una oportunidad de hacer más bello y perdurable el recuerdo de los usuarios que los utilicen. Por eso es que tenemos la confianza de que un futuro México se permita tener estructuras arquitectónicas emblemáticas como sucede en otros países.

## **CAPITULO IV**

### **CONCLUSIONES**

Los acontecimientos acaecidos en el estado de Tabasco en el 2007 a razón de las fuertes precipitaciones ocurridas, no han tenido comparación. No fue ningún secreto que dichas lluvias llevaron al estado a una catástrofe cuyas imágenes dieron la vuelta al mundo. Definitivamente se mostró las debilidades que tenía el estado para enfrentar este tipo de situaciones. Pero específicamente en lo que respecta al tema de comunicaciones y transportes terrestres, se demostró sin lugar a dudas, las enormes fallas y necesidades de construir caminos y puentes que pudieran resistir este tipo de inundaciones.

El tiempo transcurrido después de las inundaciones ha generado un sinnúmero de análisis de mejoras para las carreteras de esa zona. El gobierno empeñado en mejorar los sistemas de comunicación para los habitantes de la región, realizaron estudios concienzudos que pudieran evitar que se repita en un futuro lo ocurrido aquel 2007.

Por eso la razón del análisis de la estructura del puente Zapote I, la cual como se mostró, en aquel tiempo se vio amenazada por las fuertes corrientes de agua y por tanto, interrumpió por un tiempo el paso de vehículos en vista del peligro inminente de su derrumbe.



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.

La belleza de los puentes de Santiago Calatrava, ha dado a las ciudades que los albergan no solo funcionalidad, sino a demás elegancia absoluta y han servido de escaparate al mundo por su sofisticación.

Es por eso, que recomendamos en este trabajo un diseño estético adicional al aprobado por Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), por que estamos seguros que si esta zona necesita algo es recordar lo que pasó ese 2007, no olvidarlo. Por que olvidar es volver a cometer los mismos errores y eso no es sano. Por lo tanto, un puente cuya estructura sea moderna y estética, será un monumento que conmemore en la mente de los habitantes de la zona, los acontecimientos del 2007 y el cómo, a pesar de todo lo perdido y sufrido, lograron levantarse y seguir avanzando sin temor.

Así, que nos sentimos obligados a ofrecer ese diseño con base en la Arquitectura Metálica de Calatrava y que sería, de llegarse a efectuar en el futuro, un icono para Tabasco.

Esperamos que la información expuesta aquí, le haya permitido al lector comprender de manera integral el por qué de la construcción del nuevo puente “El Zapote I” y que pudieran apreciar el diseño opcional que ofrecemos para este.

## BIBLIOGRAFIA

1. Obras Completas de Calatrava 1979-2007. Ed. Tashen. España. 2008 ISBN 978-3822847121.
2. Números Gordos en el Proyecto de Estructuras. Ed. CINTER divulgación técnica. 2007. ISBN 978-819322700X
3. Estructuras o por qué las cosas no se caen. 2008. Ed. Calamar ediciones España. ISBN 978-8496235069
4. Revista Publispain. Biografía de Santiago Calatrava. [www.publispain.com](http://www.publispain.com)
5. Aramburu-Zabala Higuera, Miguel Ángel. La arquitectura de puentes en Castilla y León, 1575-1650: 1575-1650. Edición: ilustrada. Publicado por Junta de Castilla y León, Consejería de Cultura y Turismo, 1992. ISBN 8478461167, 9788478461165219 páginas
6. Ródope Perronet, Jean. La construcción de puentes en el siglo XVIII. Publicado por Reverte, 2005. ISBN 8477904197, 9788477904199. 224 páginas.
7. Wiley, John. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York, USA 1967



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.

8. Zeevaert, Lion. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions New Cork, USA. 1979.
9. Bowles, Joseph Foundation Analysis and Design. 5ta edición. Ed. International McGraw-Hill USA. 1996
10. Tamez, Enrique. Ingeniería de Cimentaciones, 1ª Edición. Tgc Geotecnia, México, D.F.
11. PEMEX, EXPLORACION Y PRODUCCION. Análisis y Diseño de cimentaciones de Tanques. 1ª edición. Noviembre 1998. P. 2.135.01.
12. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Manual de cimentaciones profundas. Segunda Edición 2001.
13. Juárez Badillo, Eulalio. Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos. 2ª edición. Ed. Talleres de Offset Larios S.A. Tomo 1 489 pp.

# PLANOS



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

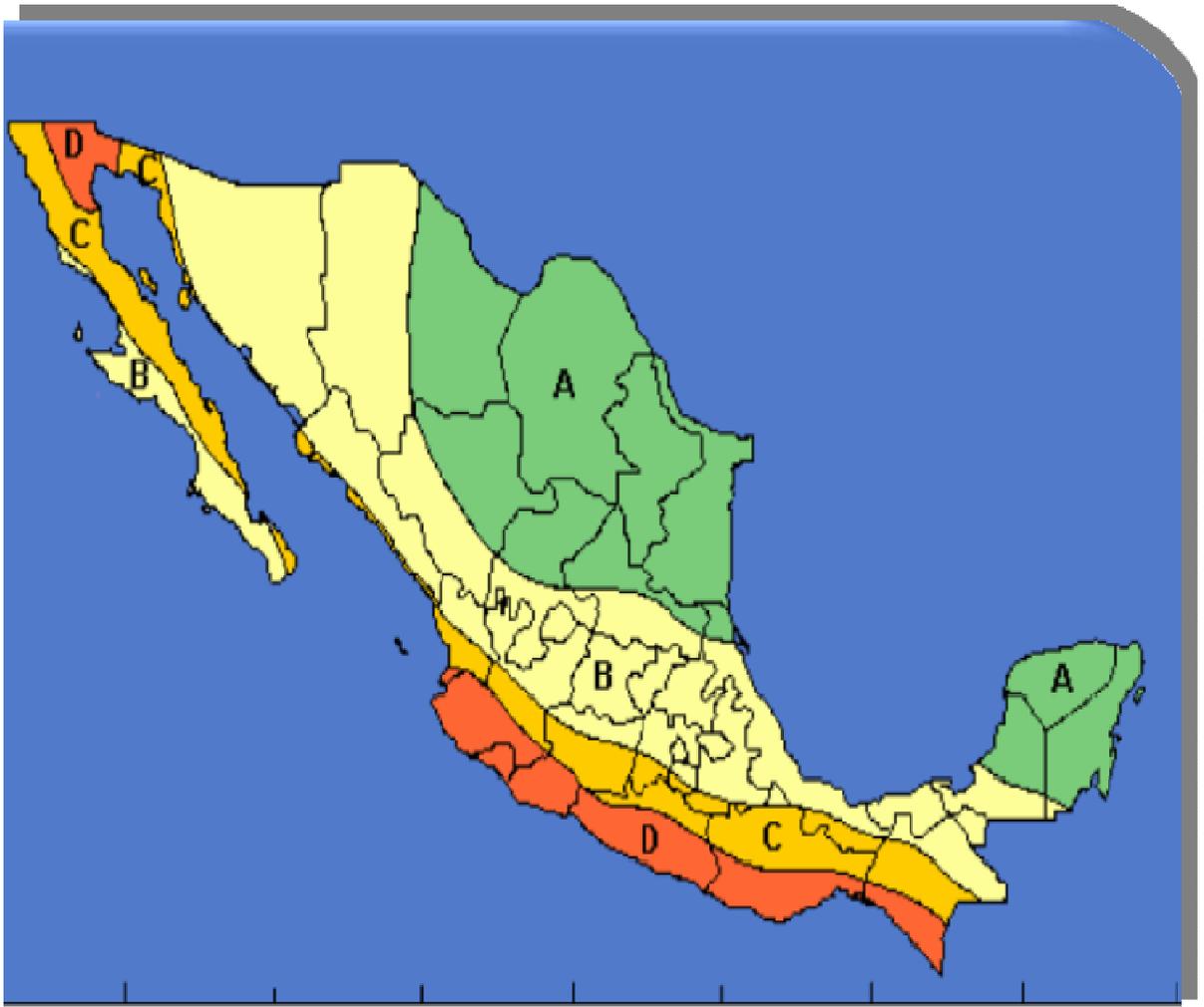
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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.

### 1. CROQUIS DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE ZAPOTE I

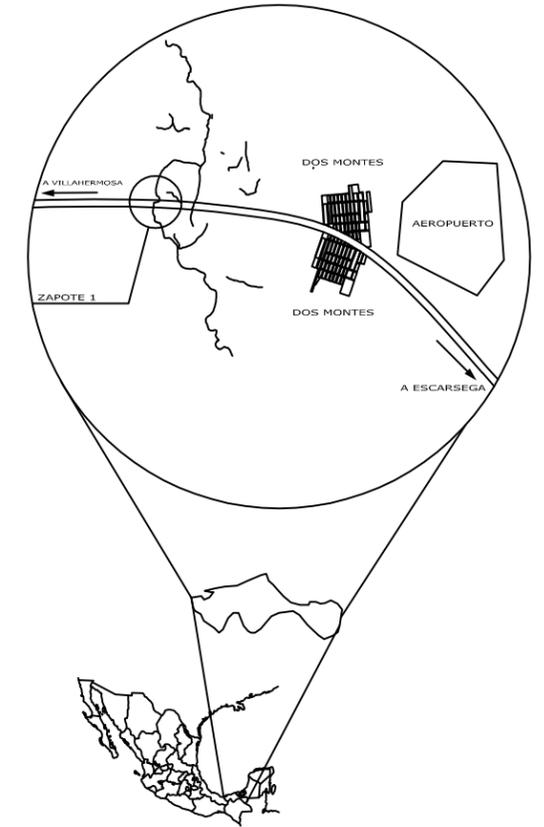


**2. MAPA DE LA REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA  
MEXICANA**



### **3. PLANO DE PLANTA BATIMETRICA**

CROQUIS DE LOCALIZACION



NOTAS GENERALES:

- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
- 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

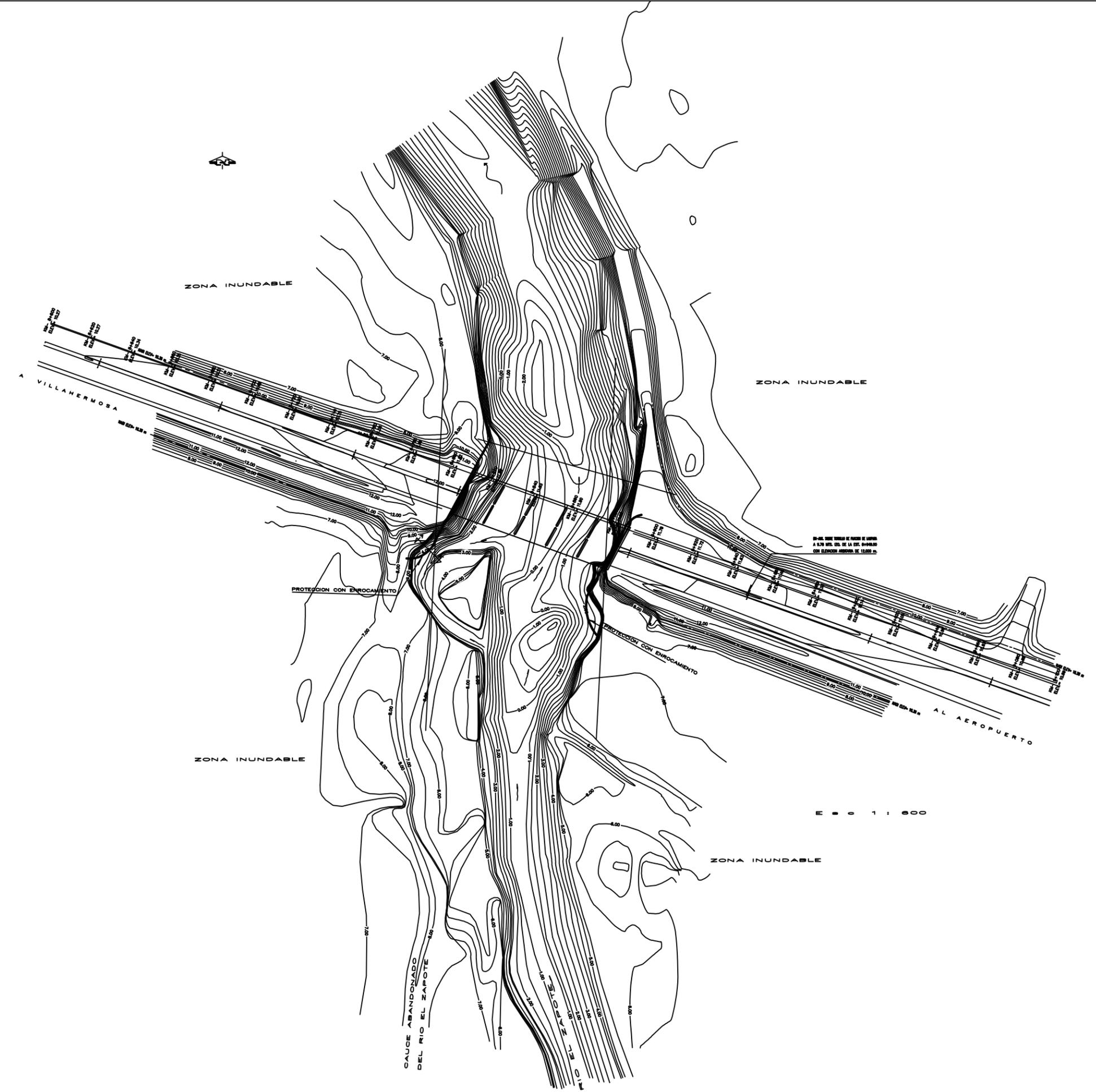


ARMANDO HERRERA COLORADO

PUENTE  
"ZAPOTE 1"  
PLANTA BATIMETRICA

CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
--	-------------------------------------	--

PROYECTO: ARMANDO HERRERA COLORADO	ASESOR: ING. JUAN SISQUELLA MORANTE
FECHA: 2009	NUM. DE PLANOS 1/1 No. PB-01 0



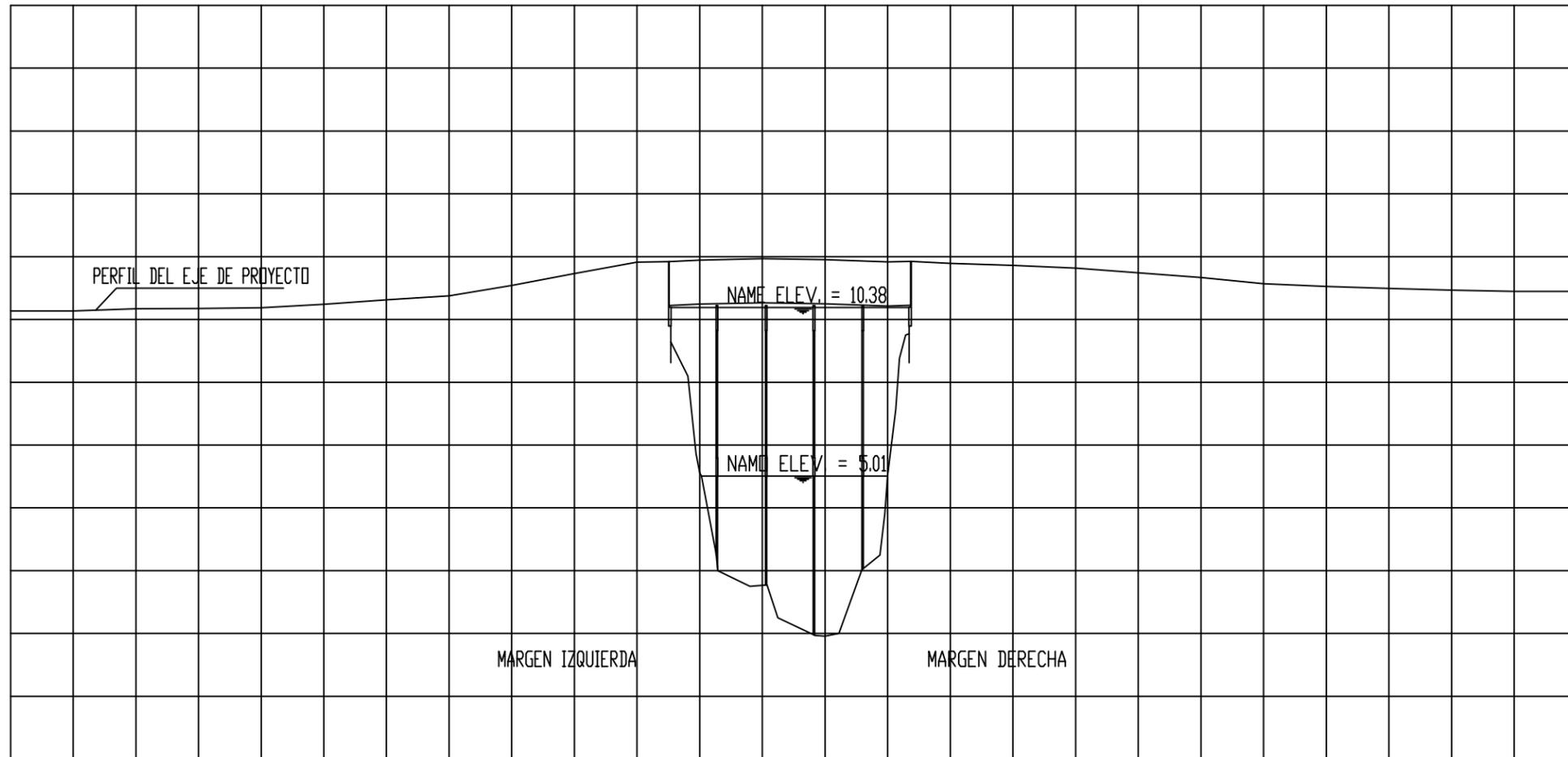
#### **4. PERFIL DE CONSSTRUCCION DEL PUENTE ZAPOTE I**

8+600 8+620 8+640 8+660 8+680 8+700 8+720 8+740 8+760 8+780 8+800 8+820 8+840 8+860 8+880 8+900 8+920 8+940 8+960 8+980 9+000 9+020 9+040 9+060 9+080 9+100

◀ A VILLA HERMOSA, TAB.

A EL AEROPUERTO ▶

PUENTE " ZAPOTE I "

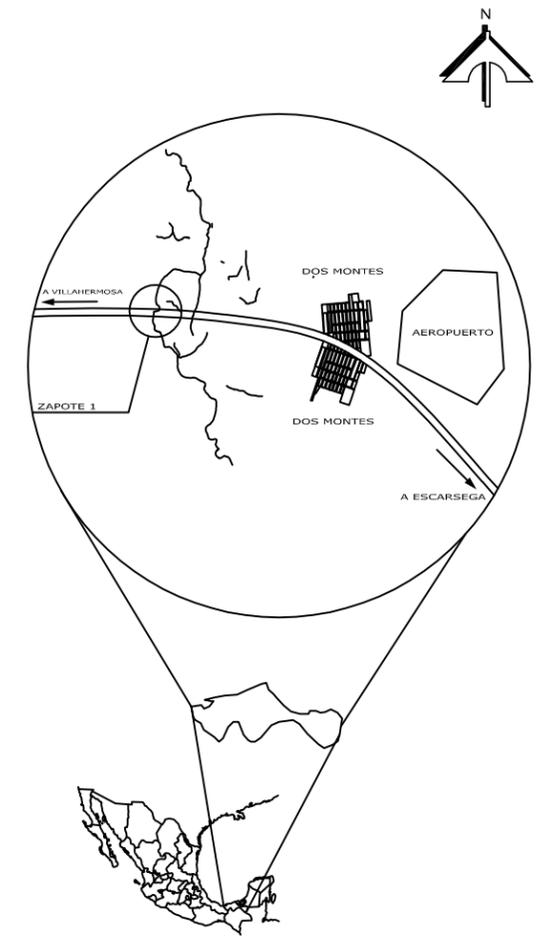


ELEVACION	10.27	10.27	10.34	10.35	10.37	10.48	10.62	10.75	11.08	11.46	11.82	11.89	11.93	11.90	11.83	11.78	11.72	11.63	11.48	11.33	11.14	11.05	10.99	10.93	10.89	10.89
-----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

⊙ BN Aux. Sobre Tornillo de Fijacion de Lampara a 9.78 mts. a la Izq. de la Est. 8 + 949.90 con Elev. Arbit. 12.000 mts.

ESC. HORI. = 1:2000  
ESC. VERT. = 1:200

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

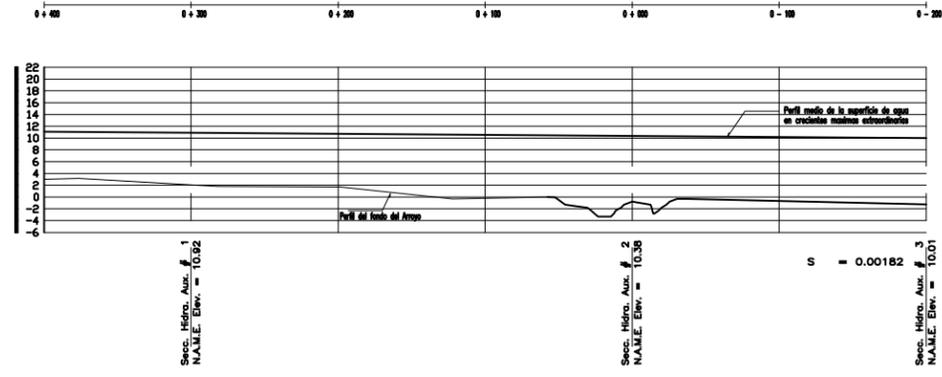
REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

 **ARMANDO HERRERA COLORADO**

PUENTE  
" Z A P O T E I "  
PERFIL DE  
CONSTRUCCION

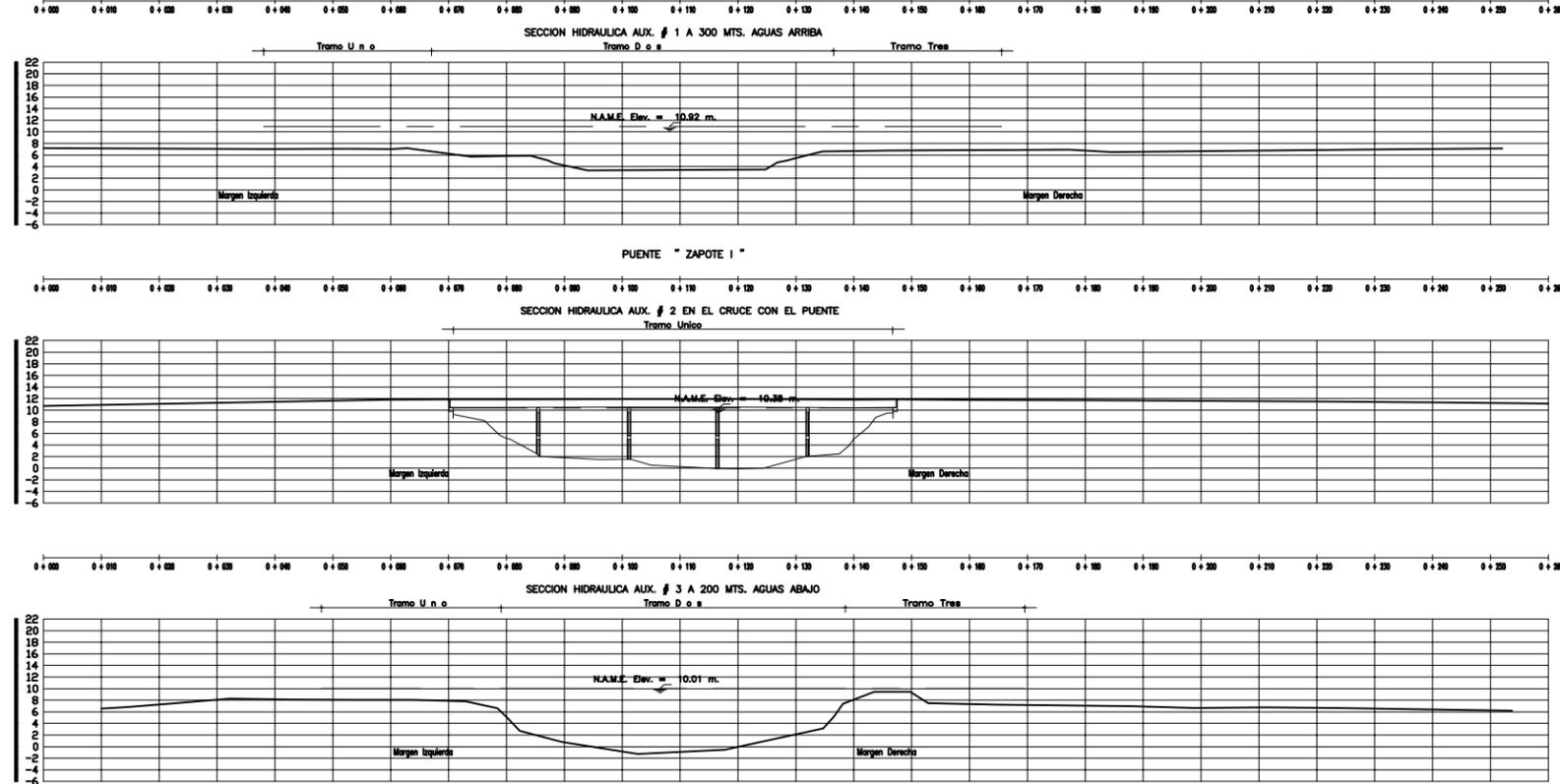
CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
PROYECTO ARMANDO HERRERA COLORADO	ASESOR ING. JUAN SISQUELLA MORANTE	
FECHA: 2009	NUM. DE PLANOS 1/1	No. PC-01 0

## **5. SECCION HIDRAULICA**

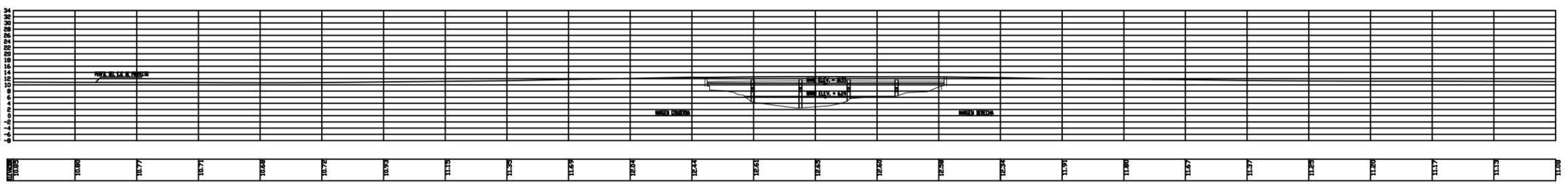
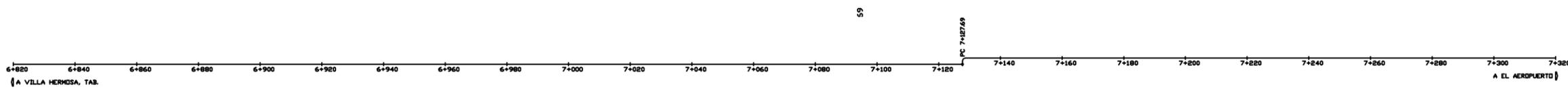


Tramo	A (m)	P (m)	r (m)	r 2/3	V (m³/m)	Q (m³/m)
<b>SECCION HIDRAULICA AUXILIAR # 1</b>						
U =	118.86	37.25	2.85	2.381	0.100	0.89
D =	441.28	78.84	8.80	8.148	0.080	3.34
T =	135.87	37.27	3.54	3.188	0.100	0.89
<b>SECCION HIDRAULICA AUXILIAR # 2</b>						
Unico	860.83	63.32	6.87	3.648	0.076	3.08
<b>SECCION HIDRAULICA AUXILIAR # 3</b>						
U =	67.88	37.28	1.81	1.488	0.100	0.83
D =	342.40	70.23	7.75	3.687	0.080	3.08
T =	65.83	37.28	1.55	1.387	0.100	0.89

ESCALA  
 EN PENDIENTE HIDR. { Hori. = 1:2000  
 Vert. = 1: 500  
 EN SECCIONES HIDR. { Hori. = 1: 500  
 Vert. = 1: 500



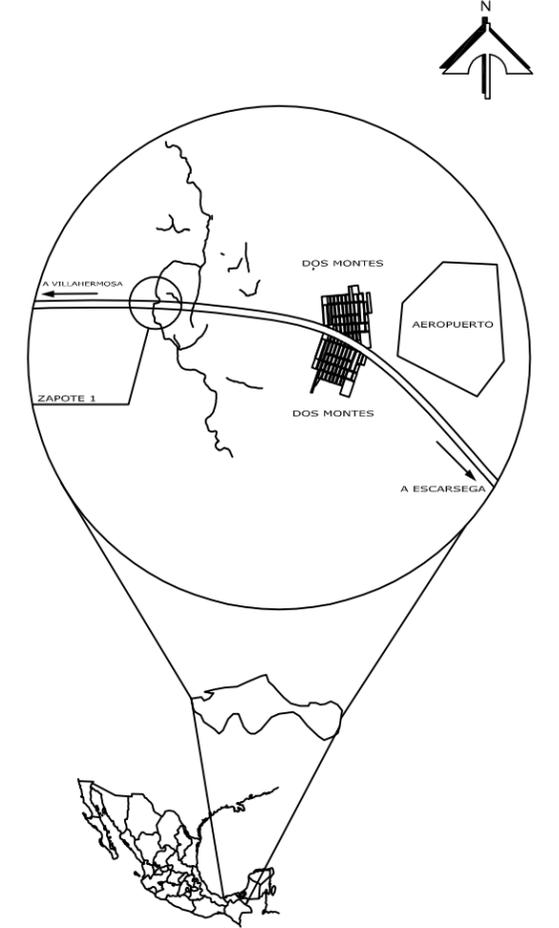
BN Aux. Sobre Tornillo de Fijacion de Lampara a 3.78 mts. a la Izq. de la Est. 8 + 949.50 con Elev. Arbit. 12.000 mts.



BN Aux. Sobre Clavo en Muro de Construccion a 32.44 mts. a la Der. de la Est. 7 + 135.67 con Elev. Arbit. 10.812 mts.

ESC. HORIZ. = 1:500  
 ESC. VERT. = 1:500

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:  
 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.  
 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

ARMANDO HERRERA COLORADO

PUENTE "ZAPOTE I"  
 PLANO GENERAL  
 SECCIONES

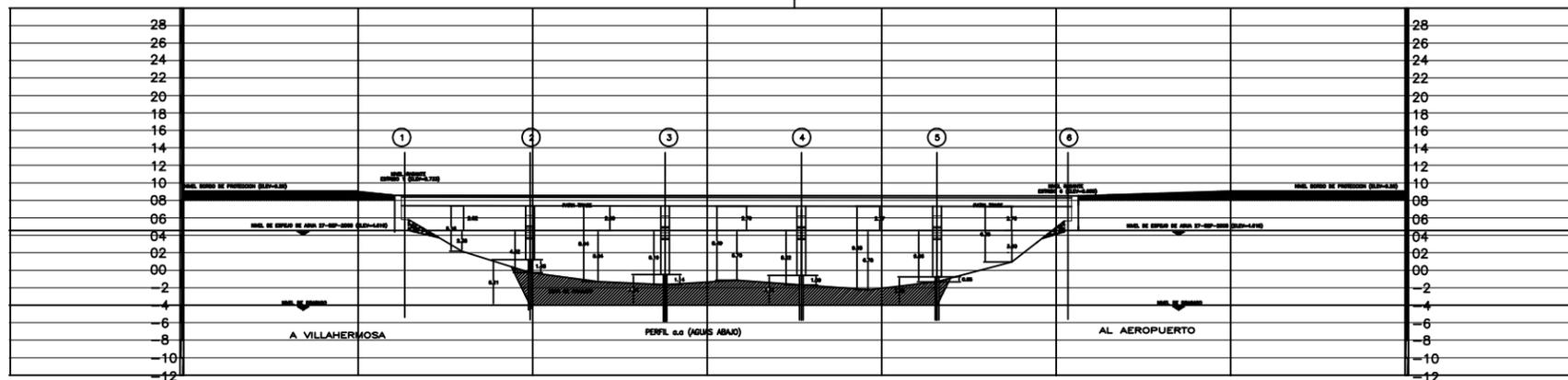
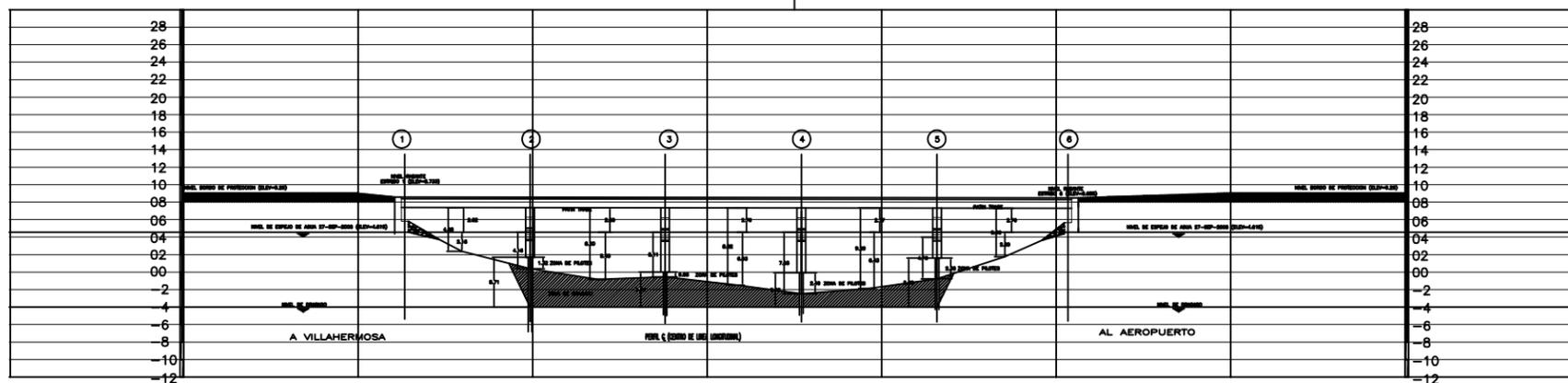
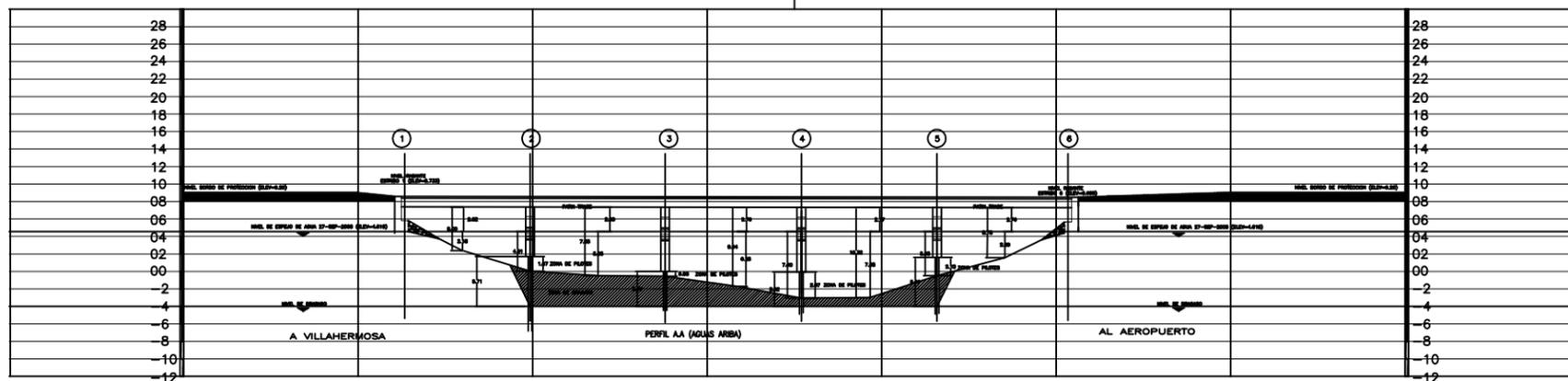
CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA  
 TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO  
 Km.: 8+930  
 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.

PROYECTO	ASESOR
ARMANDO HERRERA COLORADO	ING. JUAN SISQUELLA MORANTE
FECHA: NOVIEMBRE 2008	NUM. DE PLANOS 1/1 No. - 0

## **6. PERFILES LONGITUDINALES**

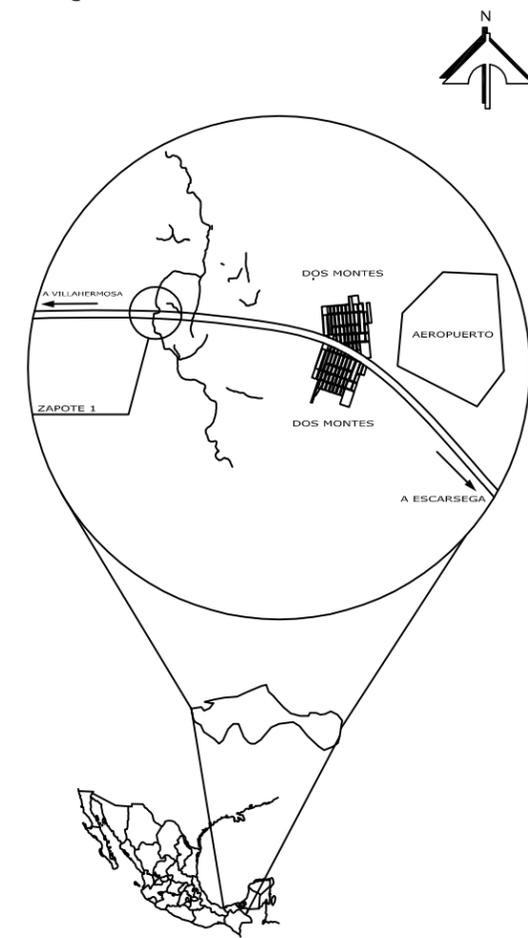
8+740      8+760      8+780      8+800      8+820      8+840      8+860      8+880      8+900      8+920

PUENTE ' ZAPOTE I '



A.A= AGUAS ARRIBA    CL= CENTRO DE LINEA    a.a= AGUAS ABAJO

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

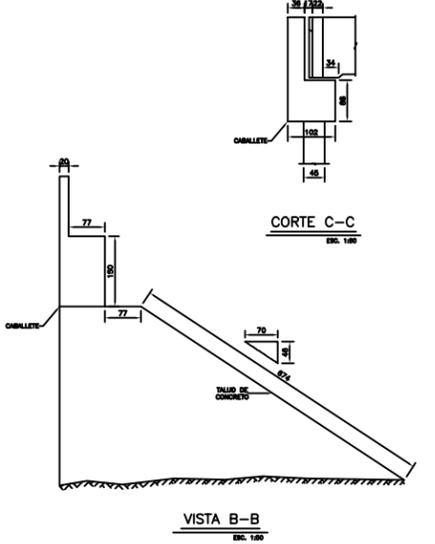
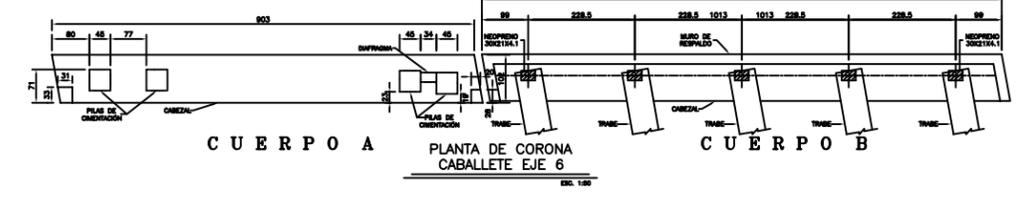
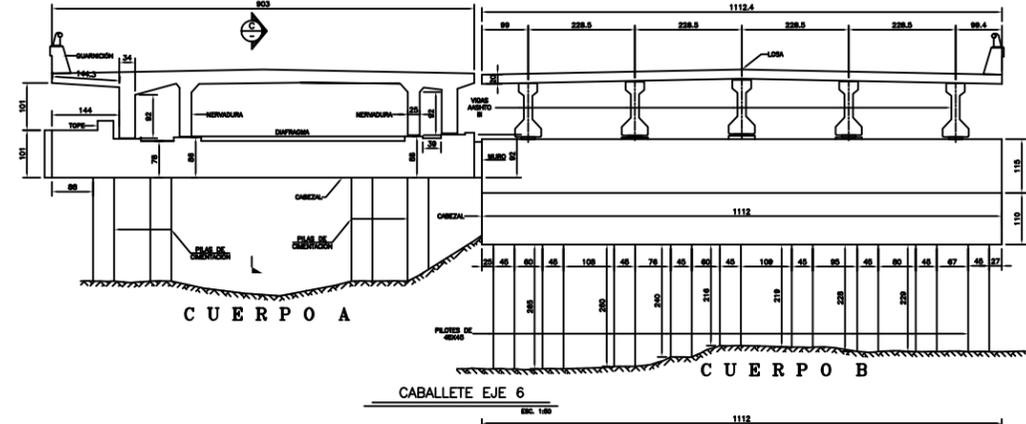
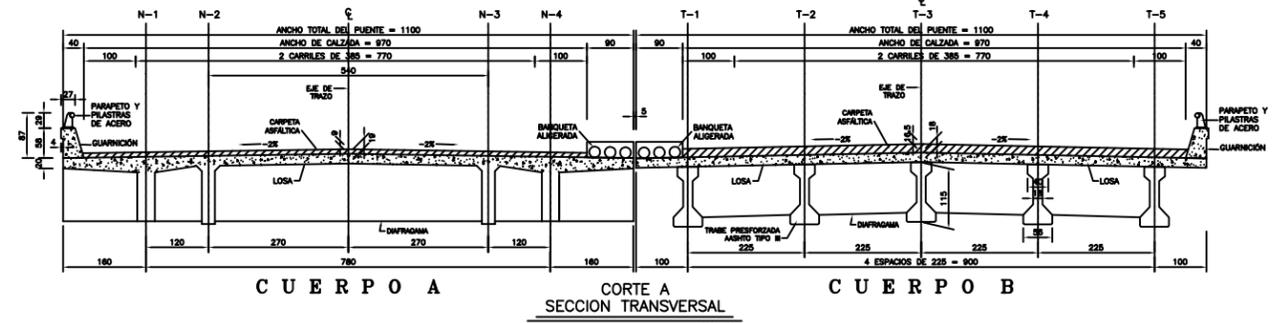
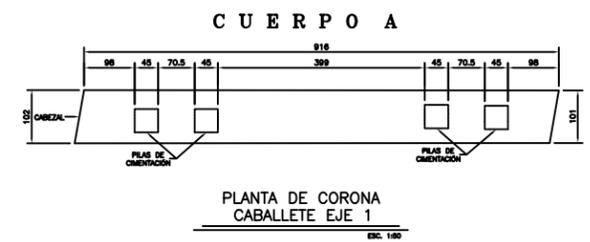
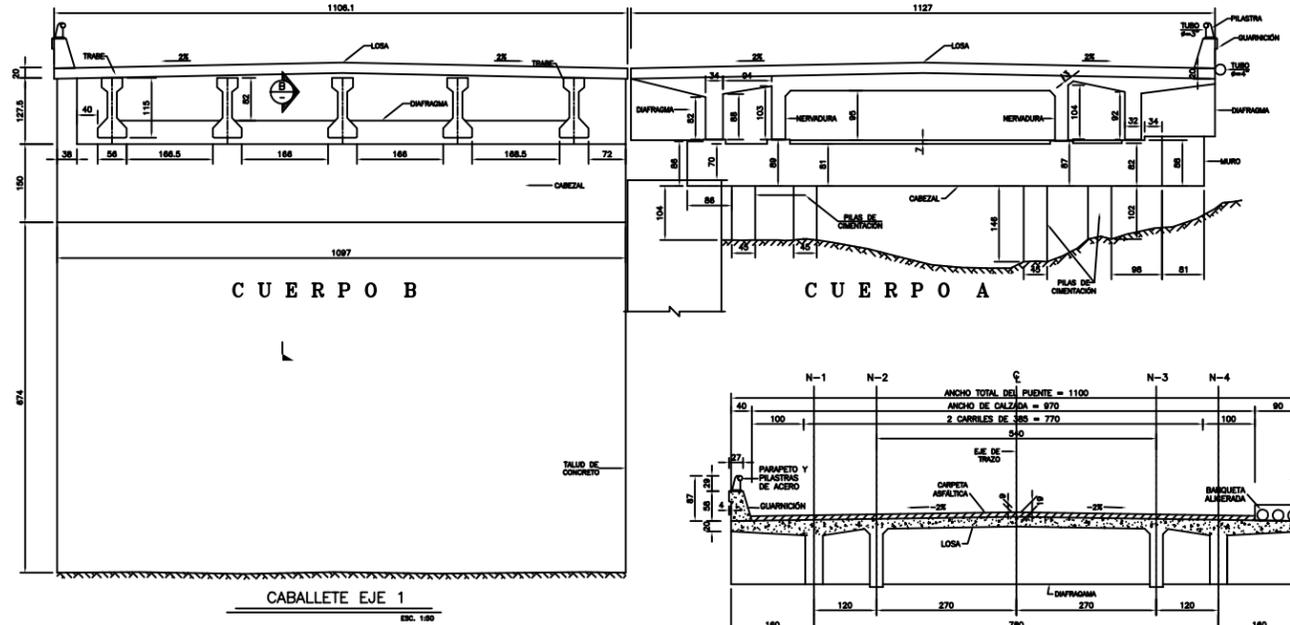
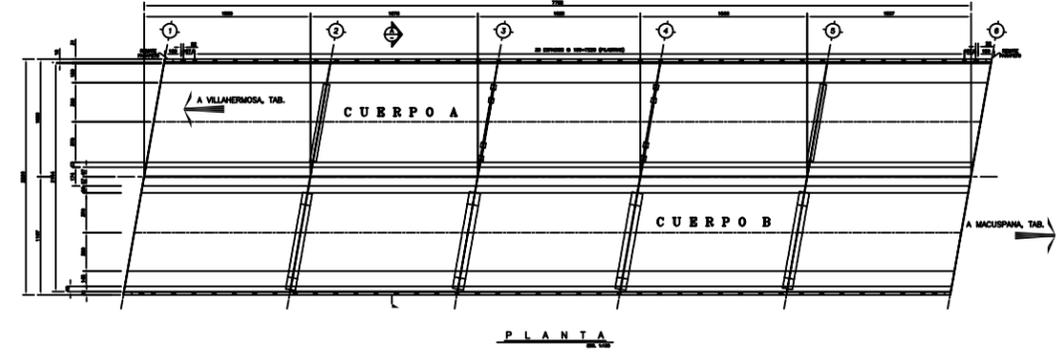
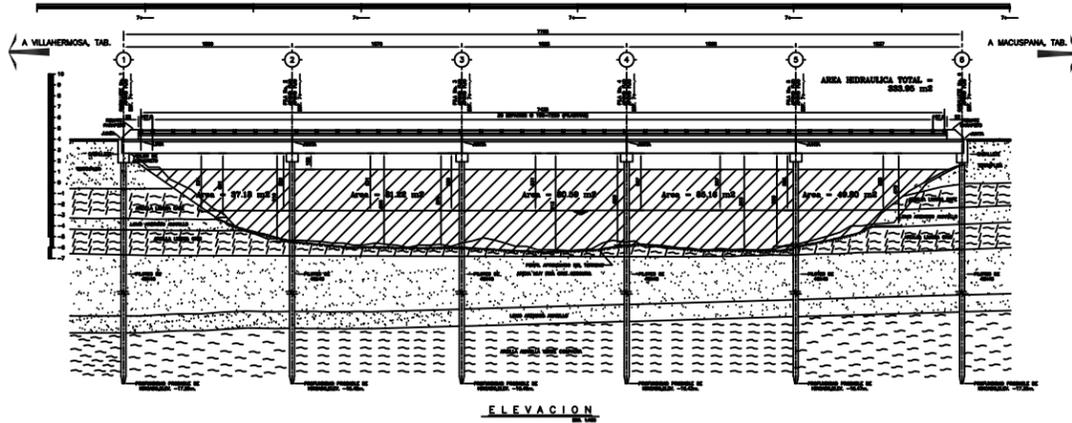

**ARMANDO HERRERA COLORADO**

**PUENTE " ZAPOTE I "**  
 PERFILES LONGITUDINALES

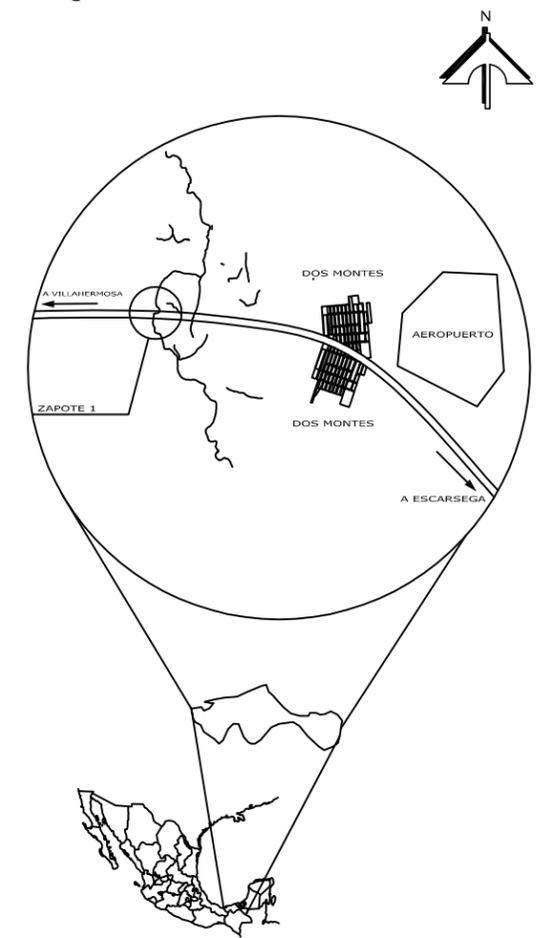
CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO : VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km. : 8+930 ORIGEN : VILLAHERMOSA, TAB.
--	--------------------------------------	--

PROYECTO	ASESOR
ARMANDO HERRERA COLORADO	ING. JUAN SISQUELLA MORANTE
FECHA: 2009	NUM. DE PLANOS 1/1    No. IB-01    0

## **7. PLANO GENERAL: LEVANTAMIENTO GEOMETRICO Y DE DAÑOS**



CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

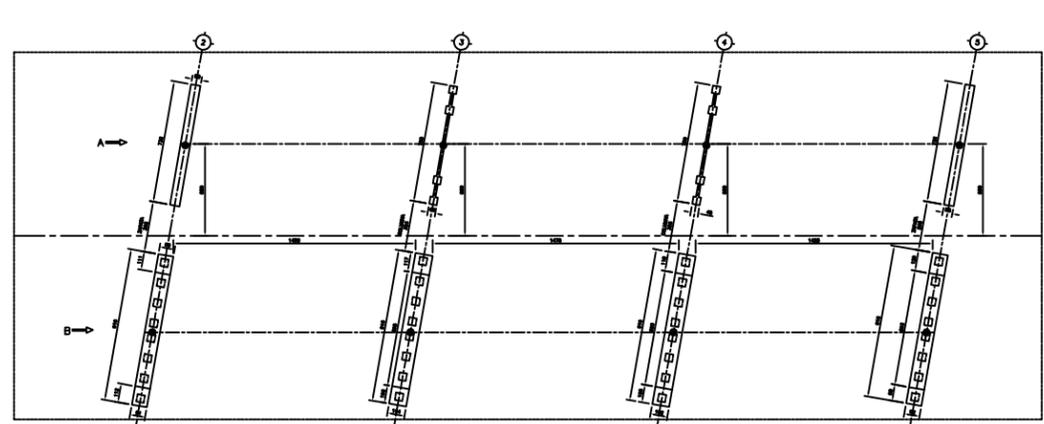
REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			


**ARMANDO HERRERA COLORADO**

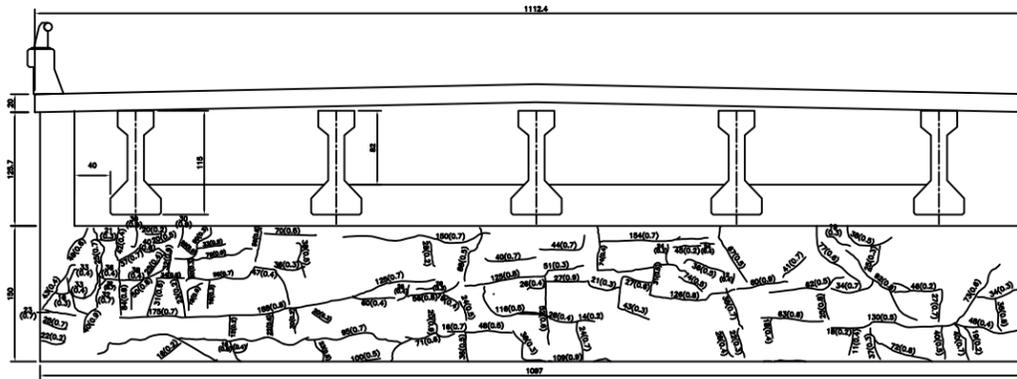
**PUENTE "ZAPOTE 1"**  
**PLANO GENERAL**  
**LEVANTAMIENTO GEOMETRICO Y DE DAÑOS**

CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
PROYECTO	ASESOR	
ARMANDO HERRERA COLORADO	ING. JUAN SISQUELLA MORANTE	
FECHA: 2009	NUM. DE PLANOS 1/1	No. LG-01 0

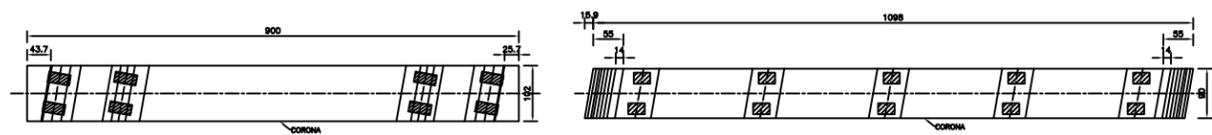
## **8. LEVANTAMIENTO GEOMETRICO Y DE DAÑOS EN CABALLETES Y PILAS**



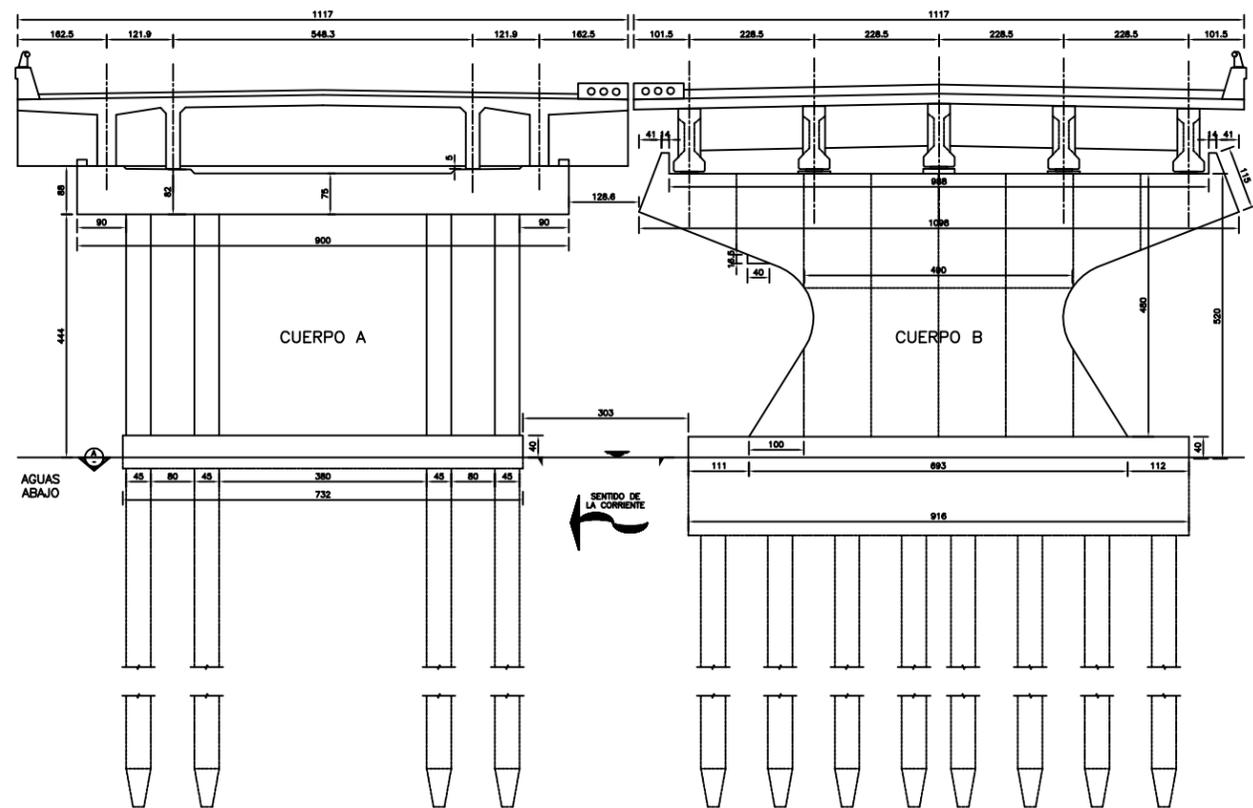
PLANTA DE CIMENTACION (ZAPATA Y PILOTES)



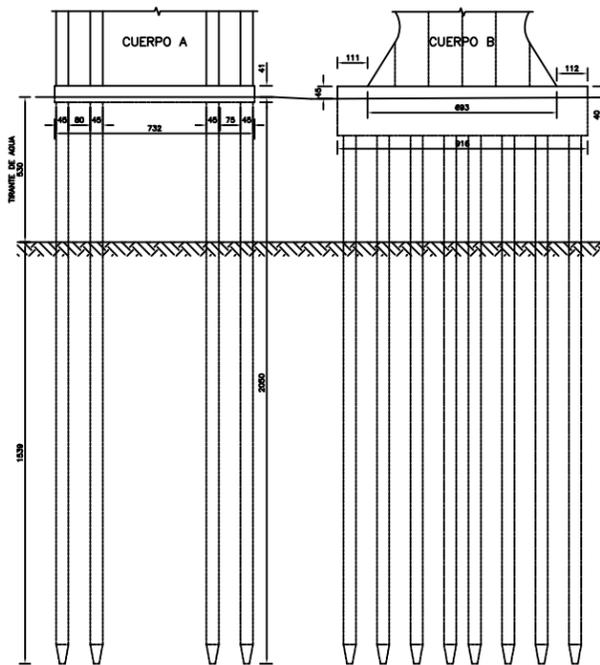
CABALLETE EJE 1 CUERPO B GEOMETRIA Y DAÑOS



PLANTA DE CORONAS

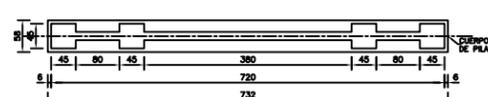


ELEVACION GEOMETRIA DE PILAS

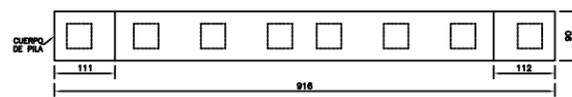


ELEVACION GEOMETRIA DE PILOTES (SEGUN INFORMACION EXISTENTE)

VISTA LATERAL PILA CUERPO A

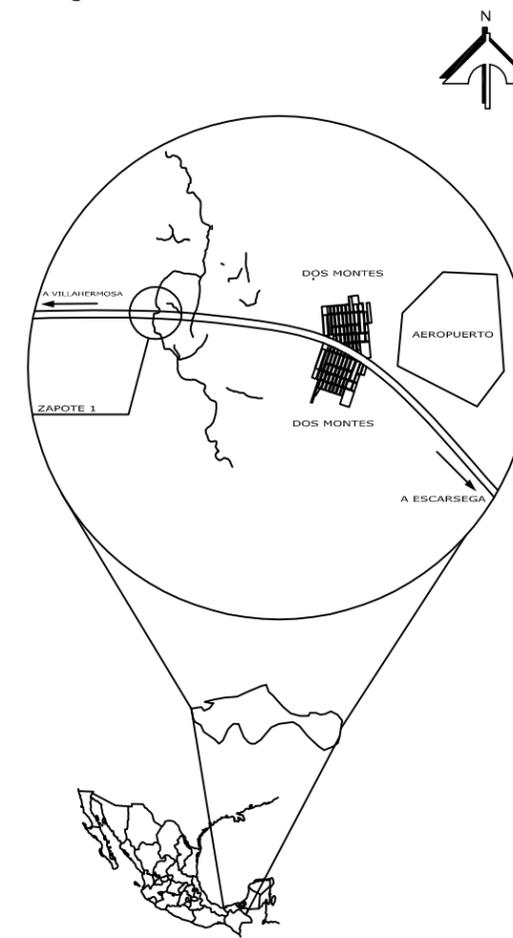


CORTE A



CORTE B

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			



ARMANDO HERRERA COLORADO

PUENTE "ZAPOTE 1" LEVANTAMIENTO GEOMETRICO Y DE DAÑOS EN CABALLETES Y PILAS

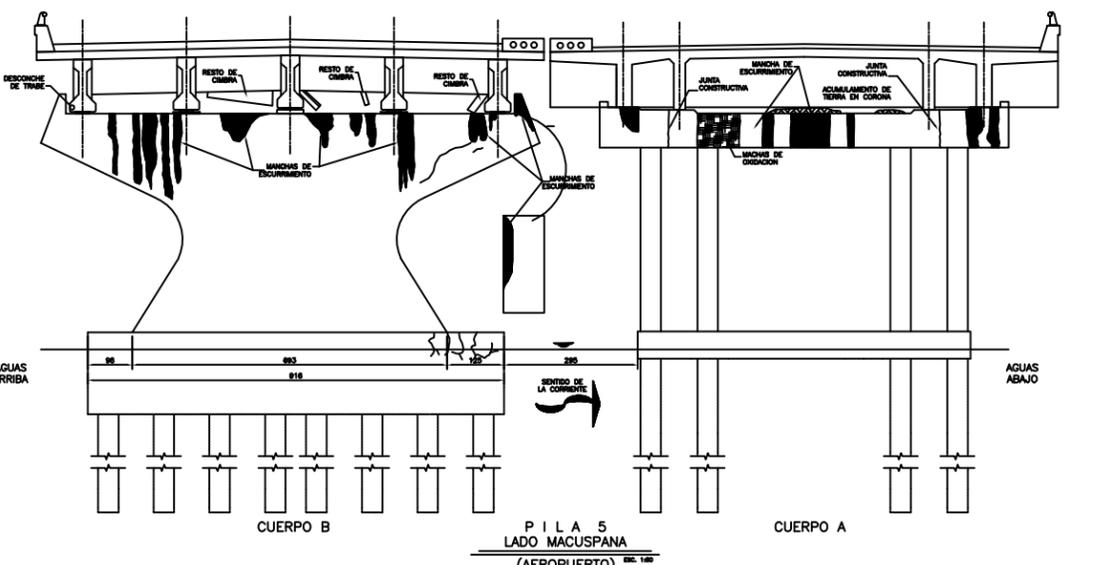
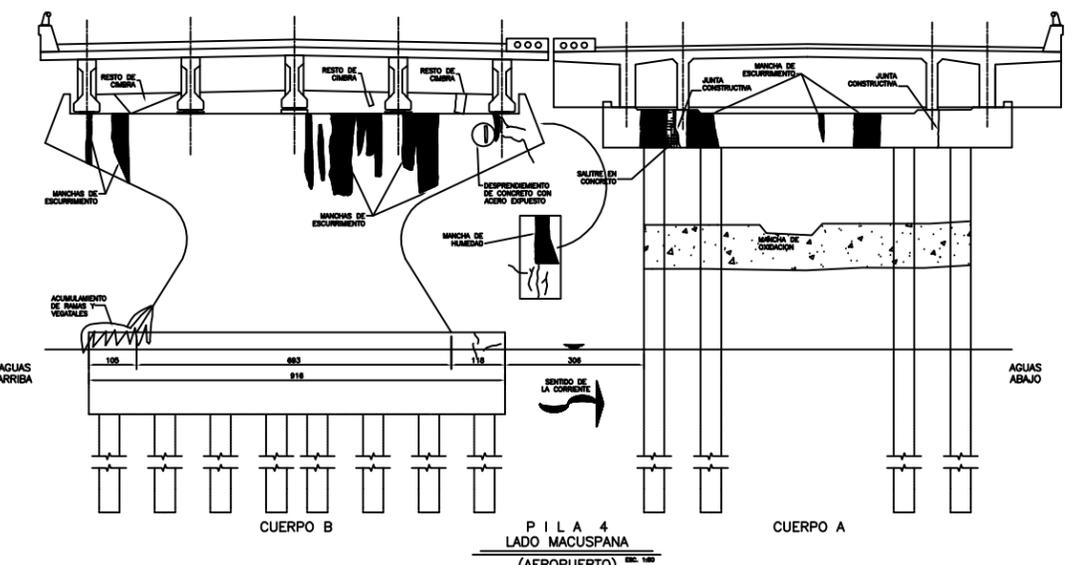
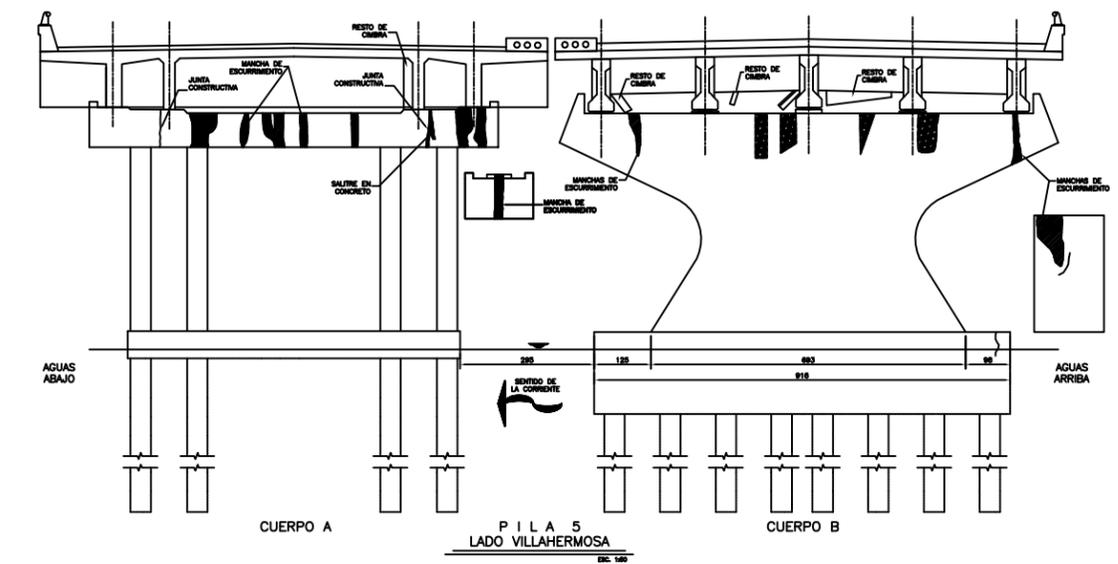
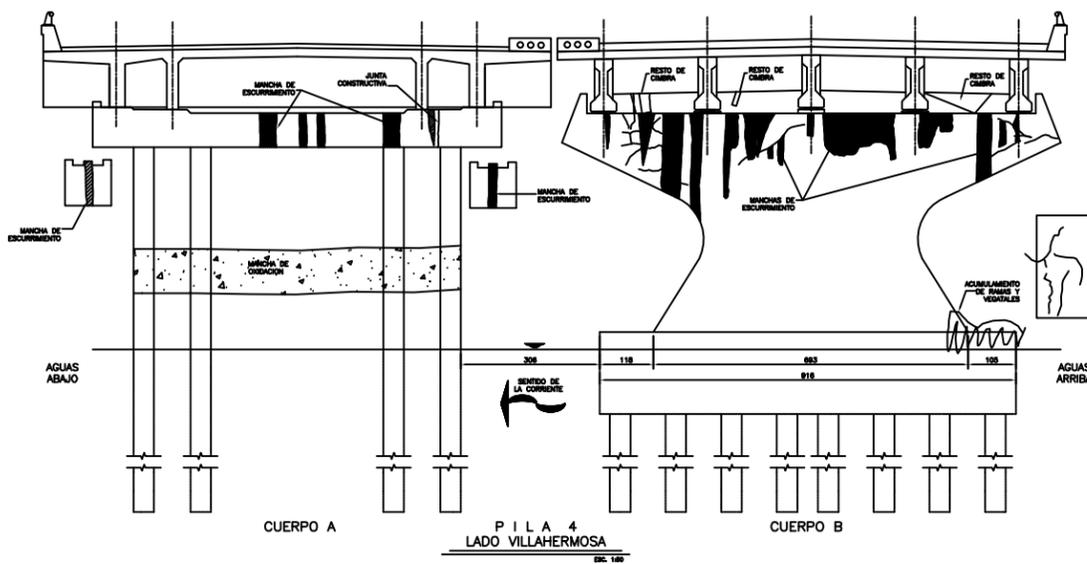
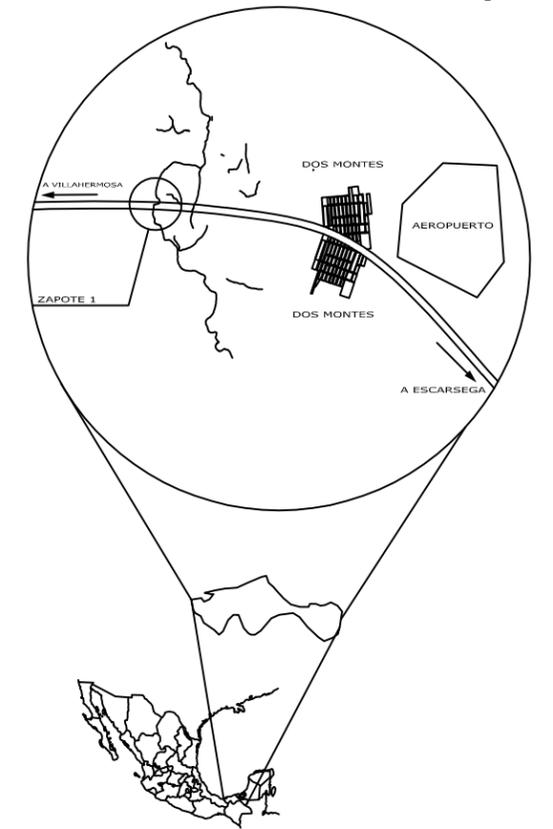
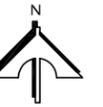
CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
ARMANDO HERRERA COLORADO	ING. JUAN SISQUELLA MORANTE	
FECHA: NOVIEMBRE 2008	NUM. DE PLANOS 1/1	No. LG-02 0

## **9. LEVANTAMIENTO GEOMETRICO DE DAÑOS EN PILAS**



## **10.LEVANTAMIENTO GEOMETRICO Y DAÑOS EN PILA**

CROQUIS DE LOCALIZACION



**NOTAS GENERALES:**  
 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.  
 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			


**ARMANDO HERRERA COLORADO**

**PUENTE  
 "ZAPOTE 1"  
 LEVANTAMIENTO GEOMETRICO  
 Y DE DAÑOS EN PILAS**

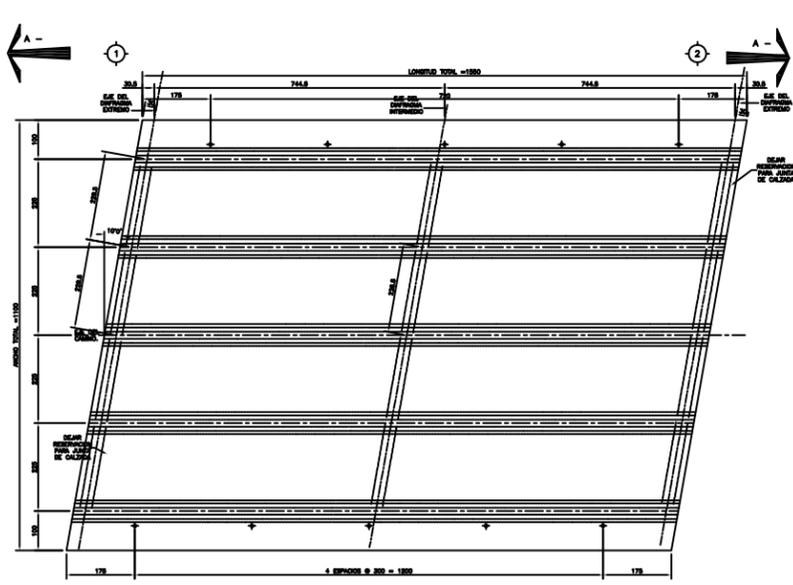
<b>CARRETERA:</b> VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	<b>TRAMO:</b> VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	<b>Km.:</b> 8+930 <b>ORIGEN:</b> VILLAHERMOSA, TAB.
---	--	--

<b>PROYECTO</b>	<b>ASESOR</b>
ARMANDO HERRERA COLORADO	ING. JUAN SISQUELLA MORANTE
<b>FECHA:</b> 2009	<b>NUM. DE PLANOS</b> 1/1 <b>No. LG-04</b> 0

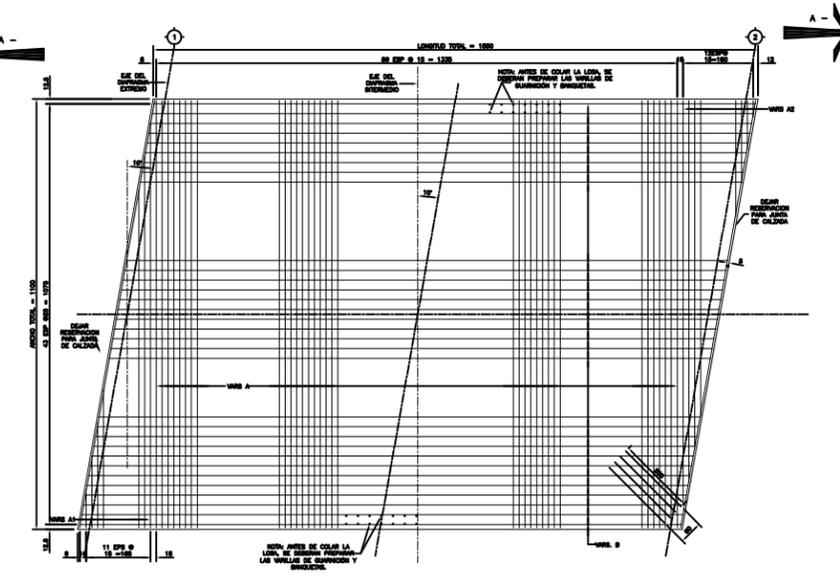
## **11. ANTEPROYECTO AMPLIACION LONGITUDINAL**



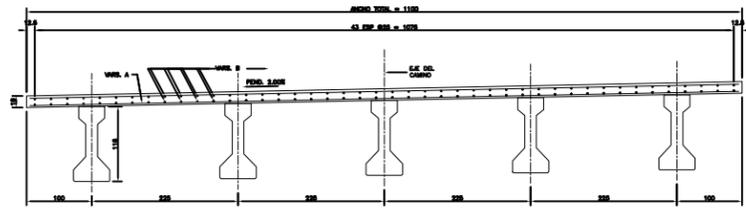
## **12.LOZA GEOMETRICA Y REFUERZO**



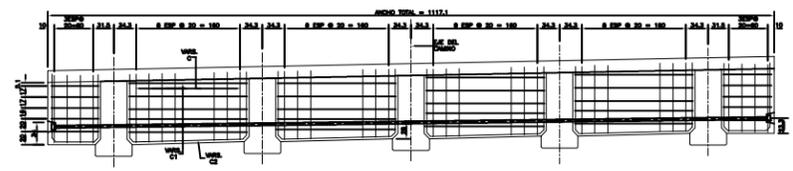
PLANTA LOSA - GEOMETRIA  
ESC. 1:50



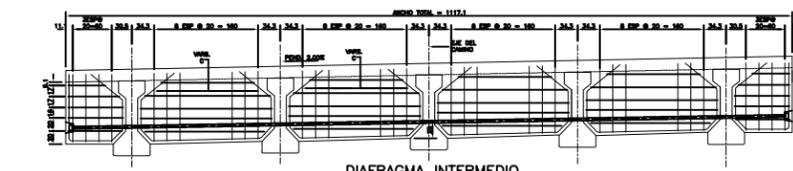
PLANTA LOSA - GEOMETRIA  
ESC. 1:50



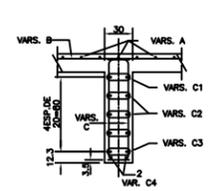
SECCION TRANSVERSAL  
ESC. 1:30



DIAFRAGMAS EXTREMOS  
ESC. 1:30



DIAFRAGMA INTERMEDIO  
ESC. 1:30

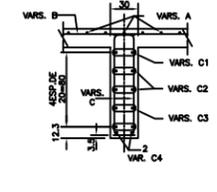


SECCION C-C  
ESC. 1:30

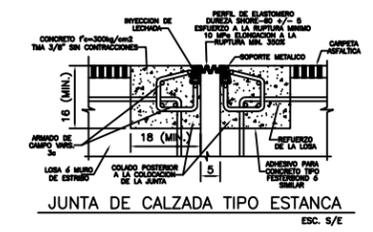
**DETALLES DEL REFUERZO**

DIAM.	a	b	d	e
3C	3.5	20	9	45
4C	4.5	23	10	55
5C	6	29	11	65
6C	7	35	12	75
8C	9	46	14	105
10C	15	63	18	-
12C	21	79	17	-

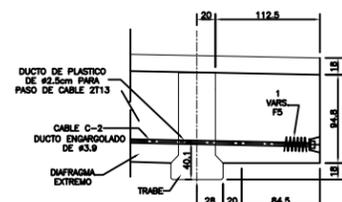
En ningún caso, se permitirá empalmar, en una misma sección más del 50% de las varillas.



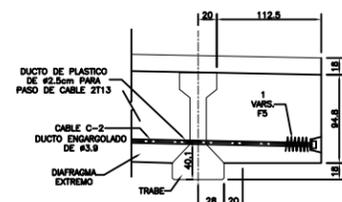
SECCION D-D  
ESC. 1:30



JUNTA DE CALZADA TIPO ESTANCA  
ESC. 5/8



DIAFRAGMA EXTREMO

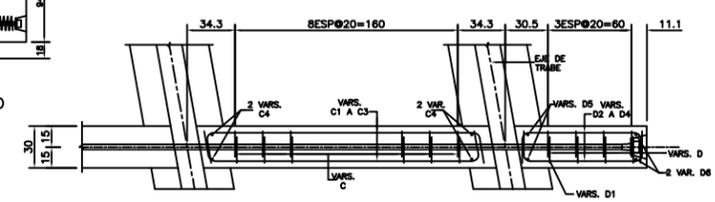


DIAFRAGMA INTERMEDIO

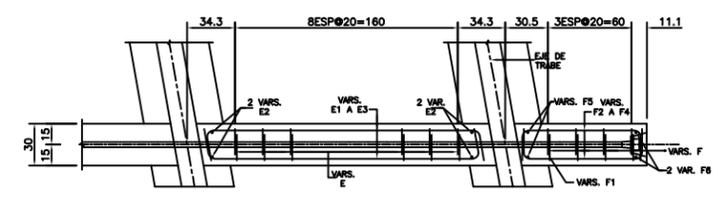
DETALLE DE REFUERZO EN ANCLAJE  
ESC. 1:30

**DATOS DE PRESFUERZO**

CABLE	TIPO	LONG. DE SERVICIO, m	ESFUERZO AL TENSAR, kg/cm <sup>2</sup>	PZA. AL TENSAR, ton	ALARGAMIENTO, mm	CANT. piezas	FORMA DE TENSADO	PESO, kg
C-1	1T13	11.85	80.4	15	229	2	AMBOS LADOS	18.5
C-2	2T13	11.85	80.4	15	229	2	AMBOS LADOS	18.5



SECCION A-A  
ESC. 1:20



SECCION B-B  
ESC. 1:20

**LISTA DE VARILLAS**

LOC.	VAR. No.	Ø	CANT. (PZAS.)	LONG. (CM)	CRONIS	a	b	c	d	PESO (kg)
LOSA	A	4c	103d=208	1538		1538	-	-	-	3188
	A1	4c	12	M=1033		1033	-	-	-	64
	A2	4c	13	M=1033		1033	-	-	-	68
	B	4c	44d=88	1092		1092	-	-	-	961
	B1	4c	4	200		200	-	-	-	8
DIAFRAGMA	C	4c	8d=16	140		98	14	7	4.5	289
	C1	3c	5d=10	233		191	14	7	3	104
	C2	3c	5d=10	357		165	87	97	3	108
	C3	3c	2d=4	408		160	20	41	63	18
	C4	3c	4d=8	234		192	14	7	3	42
	C5	3c	2d=4	175		133	14	7	3	8
	D	4c	4d=8	140		98	14	7	4.5	51
	D1	4c	2d=4	278		56	8	98	2	11
	D2	3c	5d=10	115		80	12	5.5	3.5	26
	D3	3c	2d=4	111		78	12	5.5	3.5	7
	D4	3c	2 JCS. DE 2m=4	M=105 m=84 l=21		M=70 m=49 l=21	12	5.5	3.5	2
	D5	4c	4d=8	140		98	14	7	4.5	11
	D6	4c	4d=8	278		98	58	20	41	22
	F5	3c	6	282		24	4	-	-	9

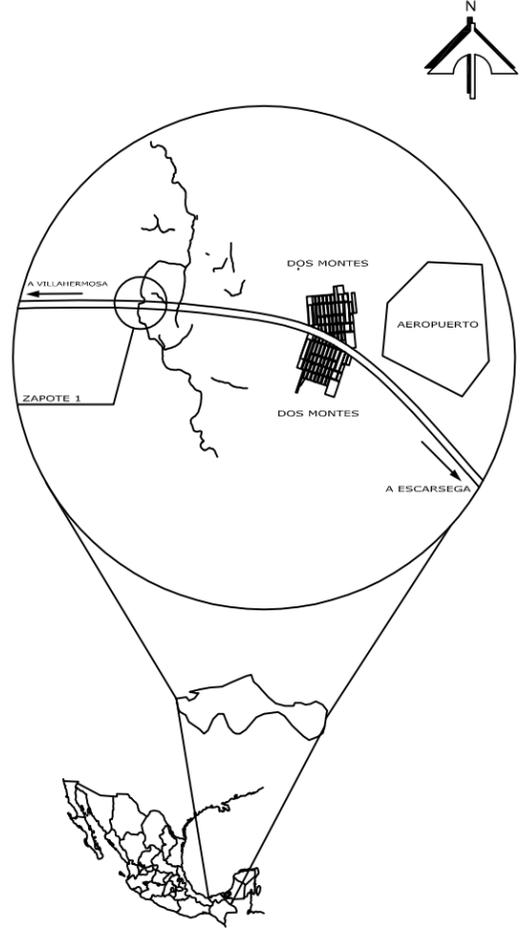
PESO TOTAL PARA UN TABLERO = 4,949 KGS.

**RESUMEN DE MATERIALES PARA UN TABLERO**

1.- CONCRETO f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> EN:	LOSA	26.8 m <sup>3</sup>
	DIAFRAGMAS	6.1 m <sup>3</sup>
2.- ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> EN:	LOSA	4261 kg
	DIAFRAGMAS	686 kg
3.- ACERO DE PRESFUERZO 2T13		37 kg
6.- ANCLAJES 2T13		8 piezas
7.- DUCTO DE Ø=5.0 DE PLASTICO		- m
8.- DUCTO Ø=2.5 DE PLASTICO		- m
9.- CARPETA ASFALTICA ø=4 cms.		4.6 m <sup>3</sup>
10.- JUNTA DE CALZADA TIPO ESTANCA		17.3 m
11.- DREN DE PLASTICO DE Ø7.6 cm.		10 piezas

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
  - USAR UN CONCRETO DE f'c = 250 KG/cm<sup>2</sup>, Y AGREGADO GRUESO CON TAMAÑO MÁXIMO DE 1.9 CM. SE VERRÁ AL COLOCARLO.
  - USAR ACERO DE REFUERZO CORRUGADO DE GRADO DURO, CON L.E > 4200 KG/cm<sup>2</sup>, Y CON L.R. = 6300 KG/cm.
  - LOS TRASLAPES DE VARILLAS DEBEN RESPETAR LOS VALORES Y UBICACION DEL PLANO. EL CONTRATISTA DEBE CONSULTAR AL PROYECTISTA PARA TODO CAMBIO AL RESPECTO.
  - EL CONTRATISTA DEBERÁ VERIFICAR Y COMPLEMENTAR TODAS LAS COTAS, DIMENSIONES Y LISTA DE VARILLAS EN LA OBRA.
  - TRABAJAR ESTE PLANO CON EL PLANO E-07, GUARNICIONES, BANQUETAS Y PARAPETO.

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

ARMANDO HERRERA COLORADO

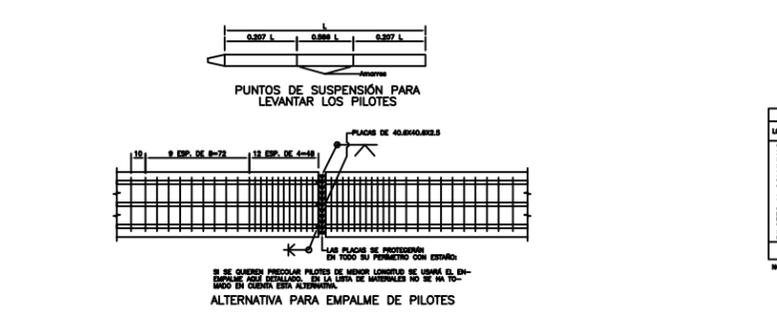
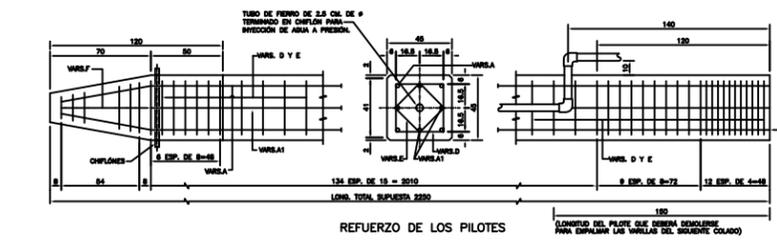
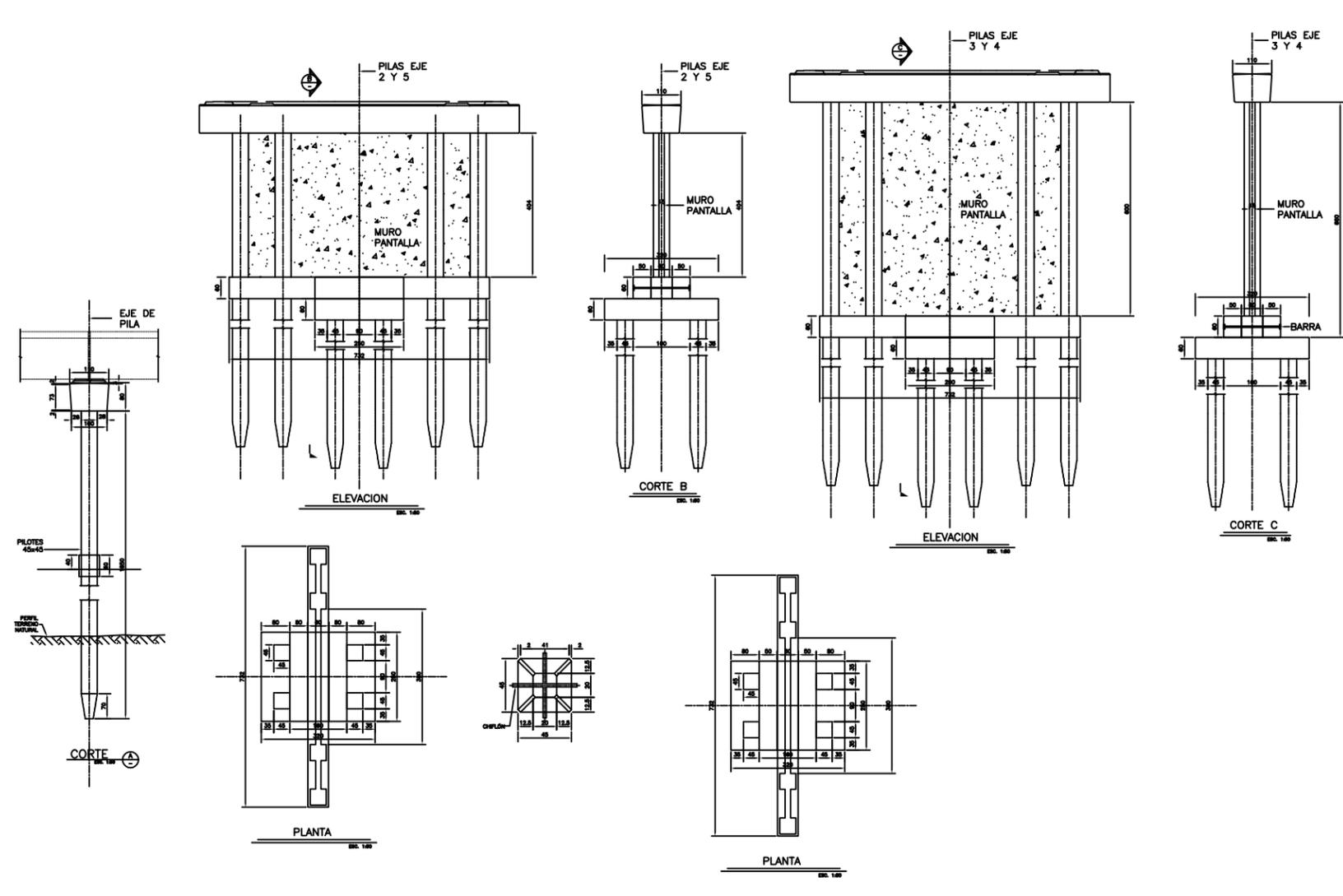
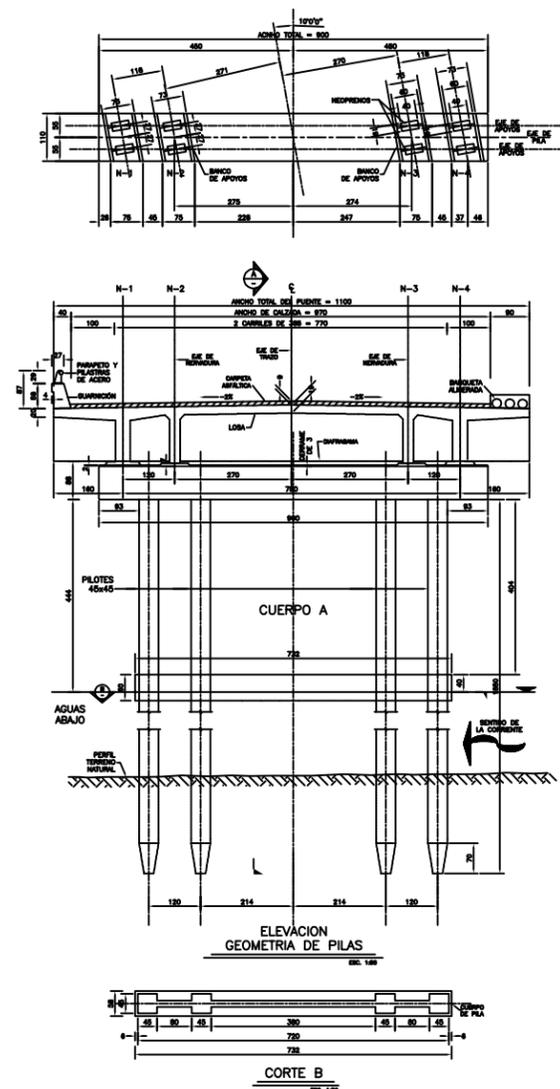
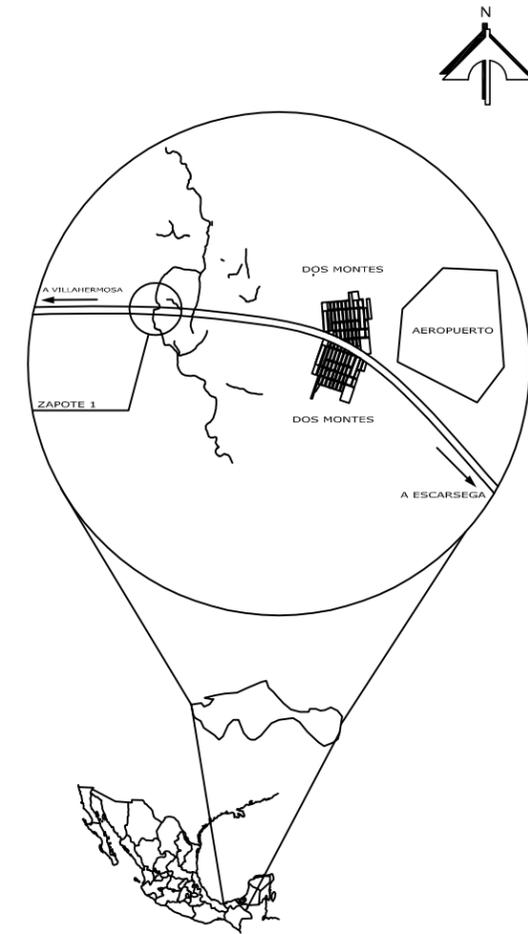
PUENTE "ZAPOTE I" LOSA GEOMETRIA Y REFUERZO

CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.

PROYECTO: ARMANDO HERRERA COLORADO ASESOR: ING. JUAN SISQUELLA MORANTE  
FECHA: 2009 NUM. DE PLANOS 1/1 No. E-0-0

**13.RECIMENTACION DE PILAS EJE 2 A 5 CUERPO "A"**

CROQUIS DE LOCALIZACION



RESUMEN DE MATERIALES	
C O N C E P T O	CANTIDAD UNIDAD
CONCRETO DE $f_c=250 \text{ Kg/cm}^2$ E1:	
CABEZAL	m3
4 PILATES 45x45	m3
MURO DE RESPALDO Y MENSULA	m3
LOSA DE TRANSICION	m3
TOPE SISMICO Y BANCOS	Kg
ACERO DE REFUERZO $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ E1:	
CABEZAL	Kg
4 PILATES 45x45	Kg
MURO DE RESPALDO Y MENSULA	Kg
LOSA DE TRANSICION	Kg
TOPE SISMICO Y BANCOS	Kg
APOSOS DE NEOPRENO DUREZA SHORE-80 EN APOYOS	dm3
APOSOS DE NEOPRENO DUREZA SHORE-80 EN TOPES	dm3
ACERO ESTRUCTURAL $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ EN PLACAS DE REFUERZO DE APOYOS	Kg
EXCAVACIONES	m3
PERFORACIONES DE #120mm PARA PLAS DE CIMENTACION	m3

LISTA DE VILLAS						
LOC.	VAR.	#	CANT. (CEN.)	LONG. (CM)	ORIGEN	PESO (Kg)
	A	10	18	2348		1437
	A1	10	18	2160		1380
	D	10	32	816		888
	D 2L	780	174			331
	E	2L	740	134		285
	F	2L	740	134		285
PESO TOTAL POR UN PILOTE = 4089						

NOTAS:

- Concreto:**  
 En el cabezal, diafragma y columnas, concreto de  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$  con un revestimiento de 6 a 8 cm; tamaño máximo del agregado grueso 3.8 cm, en cobetas y 2.5 en diafragma y columnas. En pilotes de  $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$  con revestimiento de 6 a 8 cm. Tamaño máximo del agregado grueso 2.5 cm.
- Capacidad de carga:**  
 La capacidad de carga de cada pilote no será menor de 50 ton, y se determinará haciendo una prueba de carga estática axial en un pilote de un cobetele. En dicha prueba se cargará el pilote con 100 ton, debiendo tener un asentamiento permanente máximo de 6 mm. En caso de que el asentamiento sea mayor de 6mm, se continuará el hincado del pilote y se hará un nuevo prueba. Deberán hincarse todos los pilotes del cobetele hasta el mismo nivel del probado.
- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN:**  
 Una vez hincados los pilotes se demolerá el concreto de la parte superior hasta la junta de construcción (1) debiendo traslaparse los varillas "G" y "H" una longitud mínima de 150 cm, con los varillas "J". Se colocarán los moldes y el refuerzo del diafragma y columnas, y se colarán en una sola operación hasta la junta de construcción (2); posteriormente se colará el cabezal en una sola operación.
- Los apoyos de neopreno deberán tener las siguientes características:  
 a) Deberán ser de un fabricante especializado en estos elementos.  
 b) La calidad de los mismos deberá ser respaldada por el fabricante.  
 c) El neopreno debe tener la resistencia shore=80.  
 d) Las placas de acero intermedias en el apoyo de neopreno deberán ser de calidad estructural A-36.
- Además debe cumplir con las normas A.S.T.M. referentes a: Dureza (D 2240); Entarzo a la ruptura en tensión (D 412); Alargamiento a la falla (D 412); Deformación permanente bajo compresión constante (D 395); Resistencia a los choques (D 471); Resistencia al ocano (D 1148); Resistencia a bajas temperaturas (D 748).
- NOTAS GENERALES**  
 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD, ELEVACIONES EN METROS.  
 2.- CONCRETO  $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ .  
 3.- ACERO DE REFUERZO  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .  
 4.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.  
 5.- ANTES DE EFECTUAR CUALQUIER TRABAJO SE DEBERAN VERIFICAR NIVELES Y DIMENSIONES EN OBRA.  
 6.- TODOS LOS ELEMENTOS DEBERAN TENER CHAPLANES DE 2x2cm. EN TODAS SUS ARISTAS.  
 7.- PARA LAS ESPECIFICACIONES DE MATERIALES VER LAS ÚLTIMA EDICIÓN DE LAS NORMAS DE CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES DE LA SCT.  
 8.- ESTE PLANO SE DEBERA TRABAJAR CONJUNTAMENTE CON EL PLANO E-IX

- NOTAS GENERALES:  
 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.  
 2.-LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

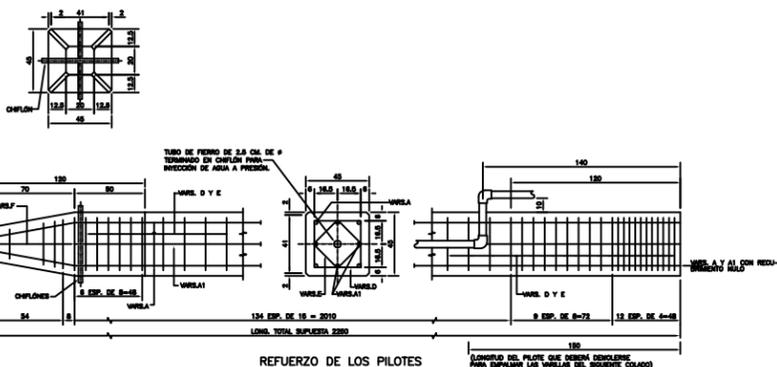
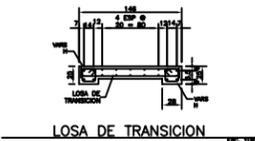
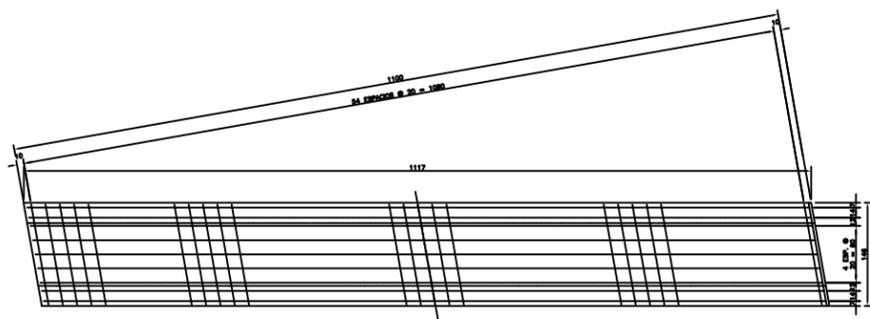
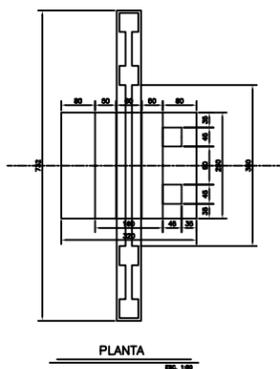
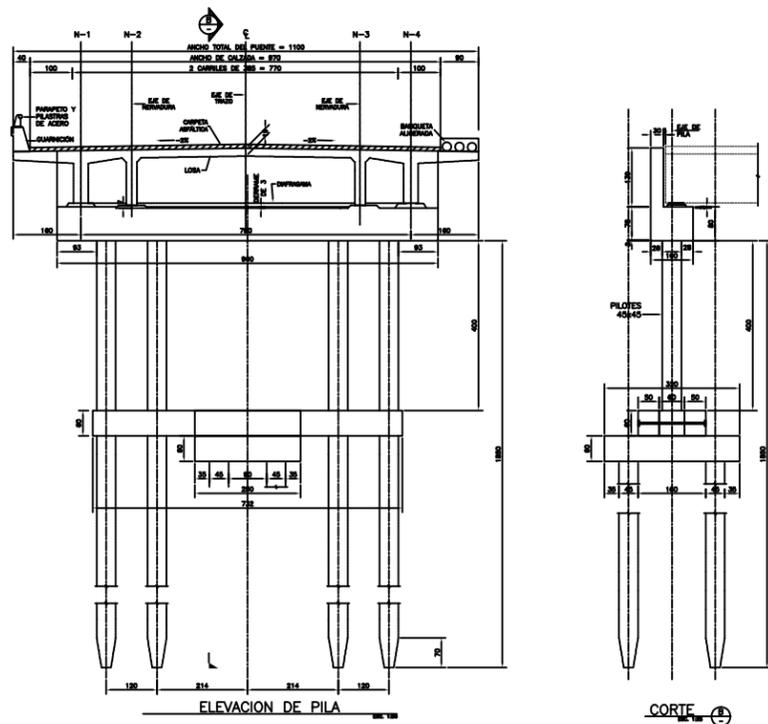
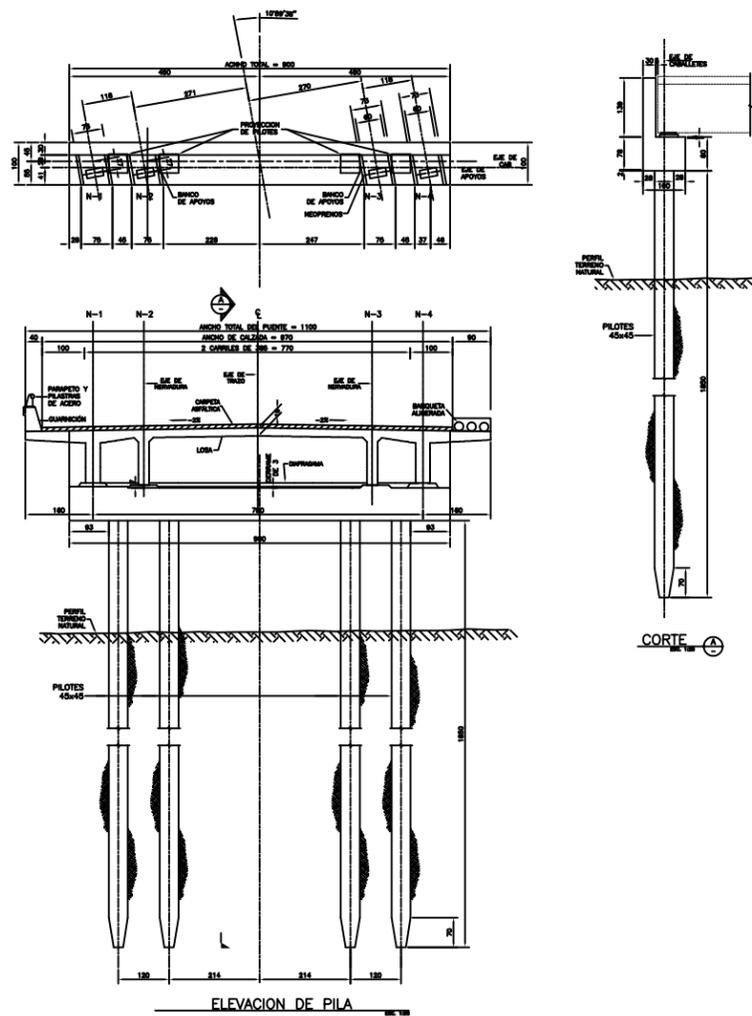


ARMANDO HERRERA COLORADO

PUENTE  
 " Z A P O T E 1 "  
 RECIMENTACION DE  
 PILAS EJE 2 A 5 CUERPO A

CARRERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
PROYECTO ARMANDO HERRERA COLORADO	FECHA: 2009	ASESOR ING. JUAN SISQUELLA MORANTE No. E-0-0
NUM. DE PLANOS 1/1		

**14.RECIMENTACION DE CABALLETES EJES 1 Y 6 CUERPO "A"**



LISTA DE VARILLAS										
LOC.	VAR. No.	Ø	CANT. (PZAS.)	LONG. (CM)	CROQUIS	a	b	c	d	PESO (kg)
PILOTES Y COLUMNAS	A	8c	16	2246		-	-	-	-	1437
	A1	8c	16	2180		2180	-	-	-	1395
PILOTES Y COLUMNAS	C	8c	32	515		515	-	-	-	659
	D	2L	760	174		36	-	-	-	331
	E	2L	740	134		26	-	-	-	255
	F	2L	400	174		10.5	-	-	-	12

PESO TOTAL POR UN PILOTE = 4089  
NO SE CONSIDERAN TRASLAPES NI DESPERDICIOS

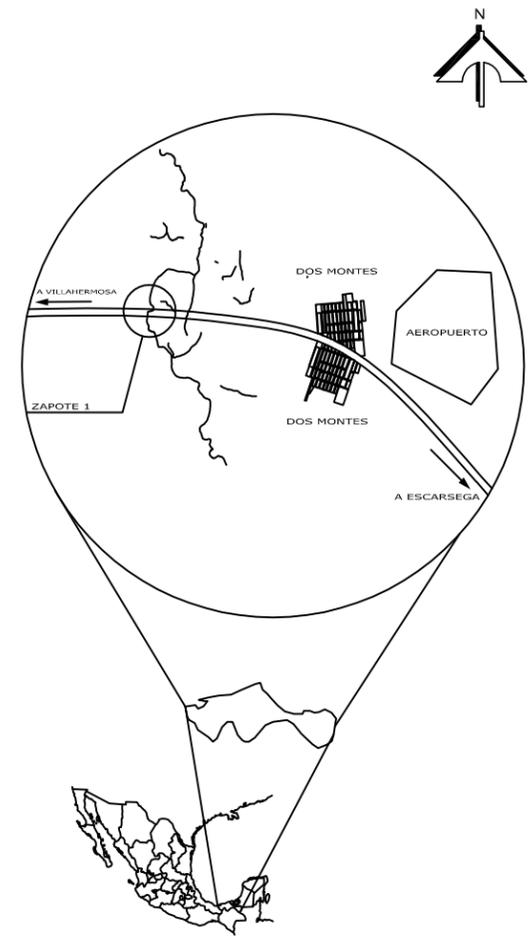
- a) Deberán ser de un fabricante especializado en estos elementos.
  - b) La calidad de los mismos deberá ser respaldada por el fabricante.
  - c) El neopreno debe tener la resistencia shore-60.
  - d) Las placas de acero intercaladas en el apoyo de neopreno deberán ser de calidad estructural A-36.
- Además debe cumplir con las normas A.S.T.M. referentes a: Dureza (D 2240); Esfuerzo a la ruptura en tensión (D 412); Alargamiento a la falla (D 412); Deformación permanente bajo compresión constante (D 395); Resistencia a los aceites (D 471); Resistencia al ozono (D 1149); Resistencia a bajas temperaturas (D 746).

- NOTAS GENERALES**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD, ELEVACIONES EN METROS.
  - CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - ACERO DE REFUERZO  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
  - ANTES DE EFECTUAR CUALQUIER TRABAJO SE DEBERÁN VERIFICAR NIVELES Y DIMENSIONES EN OBRA.
  - TODOS LOS ELEMENTOS DEBERÁN TENER CHAFLANES DE 2x2cm. EN TODAS SUS ARISTAS.
  - PARA LAS ESPECIFICACIONES DE MATERIALES VER LA ÚLTIMA EDICIÓN DE LAS NORMAS DE CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES DE LA SCT.
  - ESTE PLANO SE DEBERÁ TRABAJAR CONJUNTAMENTE CON EL PLANO E-XX

- NOTAS:**
- Concreto:**  
En el cabezal, diafragma y columnas, concreto de  $f_c=200$  kg/cm<sup>2</sup> con un revestimiento de 6 a 8 cm; tamaño máximo del agregado grueso 3.8 cm. en cabezal y 2.5 en diafragma y columnas. En pilotes de  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> con revestimiento de 6 a 8 cm. Tamaño máximo del agregado grueso 2.5 cm.
- Capacidad de carga:**  
La capacidad de carga de cada pilote no será menor de 50 ton. y se determinará haciendo una prueba de carga estática axial en un pilote de un caballete. En dicha prueba se cargará el pilote con 100 ton. debiendo tener un asentamiento permanente máximo de 6 mm. En caso de que el asentamiento sea mayor de 6mm. se continuará el hincado del pilote y se hará una nueva prueba. Deberán hincarse todos los pilotes del caballete hasta el mismo nivel del probado.
- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN:**  
Una vez hincados los pilotes se demolerá el concreto de la parte superior hasta la junta de construcción (1) debiendo traslaparse las varillas "G" y "H" una longitud mínima de 150 cm. con las varillas "J". Se colocarán los moldes y el refuerzo del diafragma y columnas, y se colarán en una sola operación hasta la junta de construcción (2); posteriormente se colará el cabezal en una sola operación.
- Los apoyos de neopreno deberán tener las siguientes características:

RESUMEN DE MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
CONCRETO DE $f_c=250$ Kg/cm <sup>2</sup> EN:		
CABEZAL	-	m <sup>3</sup>
4 PILATES 45x45	-	m <sup>3</sup>
MURO DE RESPALDO Y MENSULA	-	m <sup>3</sup>
LOSA DE TRANSICION	-	m <sup>3</sup>
TOPE SISMICO Y BANCOS	-	m <sup>3</sup>
ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup> EN:		
CABEZAL	-	Kg
4 PILATES 45x45	-	Kg
MURO DE RESPALDO Y MENSULA	-	Kg
LOSA DE TRANSICION	-	Kg
TOPE SISMICO Y BANCOS	-	Kg
APOYOS DE NEOPRENO DUREZA SHORE-60 EN APOYOS	-	dm <sup>3</sup>
APOYOS DE NEOPRENO DUREZA SHORE-60 EN TOPES	-	dm <sup>3</sup>
ACERO ESTRUCTURAL $f_y=2530$ kg/cm <sup>2</sup> .	-	Kg
EN PLACAS DE REFUERZO DE APOYOS	-	m <sup>3</sup>
EXCAVACIONES	-	m <sup>3</sup>
PERFORACIONES DE #120cm PARA PILAS DE CIMENTACION	-	m <sup>3</sup>

CROQUIS DE LOCALIZACION



- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO SI SE INDICA LO CONTRARIO.
  - LAS COTAS RIGEN SOBRE EL DIBUJO.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
REVISIONES			

ARMANDO HERRERA COLORADO

PUENTE  
"ZAPOTE I"  
RECIMENTACION DE  
CABALLETES EJE 1 Y 6 CUERPO A

CARRETERA: VILLAHERMOSA - ESCARCEGA	TRAMO: VILLAHERMOSA - AEROPUERTO	Km.: 8+930 ORIGEN: VILLAHERMOSA, TAB.
--	-------------------------------------	--

PROYECTO ARMANDO HERRERA COLORADO	ASESOR ING. JUAN SISQUELLA MORANTE
FECHA: 2009	NUM. DE PLANOS 1/1 No. E-0-0

## **15. PROPUESTA ARQUITECTONICA PARA EL PUENTE ZAPOTE I**

