



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA
CAMPUS I

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

***“ ESTUDIO DE ESTABILIDAD Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN DEL
PUENTE PEATONAL TIPO, DEL TRAMO CARRETERO
TAPACHULA- CIUDAD HIDALGO, CHIAPAS ”***

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
CON FORMACIÓN EN
CONSTRUCCIÓN**

PRESENTA

JULIO CÉSAR ALBORES ABARCA PS972

DIRECTOR DE TESIS

DR. JUAN JOSÉ CRUZ SOLÍS

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS, 02 DE MARZO DE 2020





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
02 de marzo del 2020
Oficio F.I. 01.139/2020

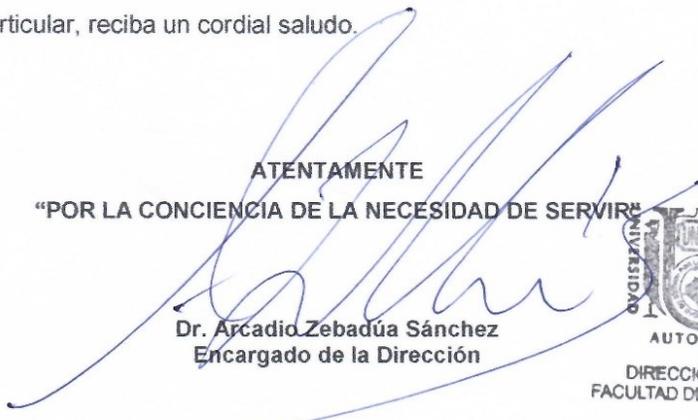
Ing. Julio César Albores Abarca
Alumno de la Maestría en Ingeniería con
Formación en Construcción
Universidad Autónoma de Chiapas
P R E S E N T E:

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: **“Estudio de estabilidad y propuesta de solución del puente peatonal tipo, del tramo carretero Tapachula-Ciudad Hidalgo, Chiapas”** para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del grado.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR”


Dr. Arcadio Zebadúa Sánchez
Encargado de la Dirección



C.c.p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado
C.c.p. M.I. Fredy Humberto Caballero Rodríguez. Coordinador de la Maestría en Ingeniería.
C.c.p. Archivo/Minutario
AZS/DEC/amj

Tels. (961) 617-80-00 ext. 1562 (961) 615-03-22. www.ingenieria.unach.mx

Boulevard Belisario Domínguez, Km 1081, Sin Número. | Terán Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. México. C.P. 29050. | www.unach.mx



Código: FO-113-09-05

Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Julio César Albores Abarca,
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Estudio de estabilidad y propuesta de solución del puente peatonal tipo, del tramo carretero Tapachula-Ciudad Hidalgo, Chiapas."

presentada y aprobada en el año 2020 como requisito para obtener el título o grado de Maestro en ingeniería con formación en construcción, autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 4 días del mes de noviembre del año 2020.


JULIO CÉSAR ALBORES ABARCA

Nombre y firma del Tesista o Tesistas

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente a Dios por todas las bendiciones que me ha brindado a través de mi vida.

Mi sincero agradecimiento a los Drs. Juan José Cruz Solís, Francisco Alberto Alonso Farrera y Moisés Nazar Beutelspacher, por su apoyo, enseñanza y asesorías para la conformación de esta tesis.

Agradezco de igual manera a la Universidad Autónoma de Chiapas y al Colegio de Ingenieros Civiles de la Costa de Chiapas, A.C. por la genial idea de ofrecer estudios de maestría aquí en Tapachula, Chiapas.

Muy agradecido con mis compañeros y amigos de trabajo, especialmente al Mtro. Juan Amado Rueda Ibarra por su valioso apoyo.

DEDICATORIAS

A mi madre, Ofelia Abarca Alfaro porque nunca claudicó a pesar de las adversidades y supo conducirme por el buen camino para hacer de mi un hombre de bien. Además, se la debía.

A mi esposa, Tere Cruz porque siempre me ha animado con mucho entusiasmo a perseguir mis sueños y a impulsarme con amor cuando ha visto debilitarme en mis empeños y por el magnífico trabajo en el cuidado y educación de mis hijos.

A mis hijos, Mariana, Angélica y Julio César porque me hicieron ver el mundo de manera distinta y hacerme dar lo mejor de mi para ellos.

A Guillermo Ignacio, Miguel Ángel y Jessica Jazmín por que han llegado a fortalecer los lazos familiares con alegría, cariño y solidaridad.

A mis nietos, Marianne, Santiago Ignacio, Daniel y Nicolle, quienes son un valioso tesoro para mí, y me brindan la alegría que hacen que mi vida sea mejor

A mi hermana, Ana Beatriz quien me ha brindado todo su apoyo y amor siempre que lo he necesitado.

A Ana Laura, Rolando, Renata, Regina, Humberto.

A mi tía Erne ^(†) quien fue una segunda madre para mí.

A mis suegros Rolando Cruz y Martha de la Rosa ^(†)

A Miguel Ángel Cruz de la Rosa ^(†)

Y a toda la familia que de una u otra manera han contribuido con su granito de arena en mi formación tanto personal como profesional.

Para todos ustedes con mucho amor, gracias.

Resumen

En el tramo carretero de Tapachula a Cd. Hidalgo existen 20 puentes peatonales, a lo largo de los 30 km que separan a ambas ciudades, construidos entre los años de 2007 a 2013, los cuales han contado desde su construcción con un mantenimiento constante, sin embargo, los sismos que se han presentado en la región han provocado daños que podrían poner en riesgo no solo la integridad física de los peatones sino también la de los pasajeros de los vehículos que circulan por este tramo.

En este trabajo, se presenta una evaluación del estado de condición física de los puentes peatonales; pero debido a que no se cuenta con un formato oficial, ni una base de datos con las características de dichas estructuras; se formuló una cédula de inspección que permita, de una manera sencilla, identificar las probables patologías que se pudieran estar presentando en los mismos. Para ello se visitaron los 20 puentes, y a partir de ahí, y con el apoyo de información bibliográfica, se determinaron que aspectos patológicos se deberían tomar en cuenta en la elaboración de la misma.

Así mismo, se elaboró el modelo de un puente, con el apoyo de un software comercial de análisis estructural. Debido a que la estructuración de los puentes es muy similar, se tomó como caso de estudio, el puente ubicado en el kilómetro 13 + 770 del tramo comprendido entre el entronque de la carretera Tapachula-Talismán y Cd. Hidalgo, se tomaron en cuenta todas las características de los materiales con que fueron diseñados y construidos, así como las características físicas y de cargas que soportan estas estructuras.

Por último, se elaboraron propuestas de solución estructurales que ayuden a disminuir los probables riesgos de falla y poder garantizar la seguridad de quienes a diario hacen uso de ellos.

Abstract

In the road section from Tapachula to Cd. Hidalgo there are 20 pedestrian bridges, along the 30 km that separate the two cities, built between the years 2007 and 2013, which have since been built with constant maintenance, however, the system that has been presented in the region has caused damage that could jeopardize not only the physical integrity of pedestrians but also that of passengers in vehicles on this section.

In this work, an assessment of the physical condition of pedestrian bridges is presented; but because there is no official format, nor a database with the characteristics of these structures; an inspection certificate was formulated to allow, in a simple way, to identify the likely pathologies that may be presenting in them. For this purpose, the 20 bridges were visited, and from there, and with the support of bibliographic information, it was determined that pathological aspects should be taken into account in the elaboration of the same.

The model of a bridge was also developed, supported by commercial structural analysis software. Because the structuring of the bridges is very similar, it was taken as a case study, the bridge located at kilometer 13 + 770 of the stretch between the junction of the Tapachula-Talismán road and Cd. Hidalgo, all the characteristics of all the characteristics of materials with which they were designed and built, as well as the physical and load characteristics that support these structures.

Finally, structural solutions were developed to help reduce the likely risks of failure and to ensure the safety of those who make use of them on a daily basis.

Contenido

1.	Introducción y objetivos.....	1
1.1.-	Introducción.....	1
1.2.	Objetivos	2
1.3.-	Planteamiento del problema	2
1.4.-	Justificación.....	2
1.5	Estructura de la tesis	3
2.	Marco Teórico	4
2.1.-	Clasificación de puentes.....	4
2.2.-	Modelo de inspección y evaluación del estado de condición en puentes.....	8
2.3.-	Patologías de las estructuras.	10
2.4.-	Aspectos normativos de las estructuras	17
3.	Metodología	19
3.1.-	Estado de condición de los puentes	19
4.	Resultados	22
4.2.-	Caso de estudio.....	26
4.3.-	Descripción de la falla del puente 13 + 790	29
4.4.-	Modelado del puente.....	31
5.	Propuestas de mejora	39
5.1.	Modelos de análisis.....	39
5.2.-	Descripción de la tabla 5.5 de resultados por cada modelo.....	41
5.3.	Modelos gráficos de las propuestas.....	44
6.-	Conclusiones	54
Anexos	55

Índice de figuras

Figura 1.1 Ruptura del concreto provocado por desplazamientos longitudinales.....	1
Figura 2.1 Modelo de los procesos de la patología del concreto.....	12
Figura 2.2 Oxidación superficial.....	14
Figura 2.3 Oxidación severa.....	14
Figura 2.4 Oxidación severa.....	15
Figura 4.1 Ubicación de puentes a Cd. Hidalgo.....	23
Figura 4.2 Ubicación de puentes de Tapachula a Talismán.....	23
Figura 4.3 Daños en rampas.....	24
Figura 4.4 Daños en columnas.....	24
Figura 4.5 Daños en tabes de rampas.....	25
Figura 4.6 Daños leves en barandales.....	25
Figura 4.7 Grieta resanada en la base de la ménsula.....	26
Figura 4.8 Falla provocada por el sismo de 8.2 grados del 7 de septiembre en el puente 13 + 790 del tramo Tapachula-Cd. Hidalgo (Bonilla, 2017).....	27
Figura 4.9 Croquis de localización del puente 13 + 790.....	28
Figura 4.10 Plano de elevación de puente peatonal.....	28
Figura 4.11 Detalle de placa de neopreno en la ménsula (Bonilla, 2017).....	30
Figura 4.12 Detalle del apoyo faltante sobre la ménsula (Bonilla, 2017).....	30
Figura 4.13 Trabe y columna principal.....	31
Figura 4.14 Modelo digitalizado del puente peatonal.....	31
Figura 4.15 Puente peatonal 13 + 790.....	32
Figura 4.16 Partes constitutivas del puente peatonal.....	33
Figura 4.17 Modelo de la trabe y losa de rampa en conjunto.....	34
Figura 4.18 Modelo de la viga principal.....	35
Figura 4.19 Espectro de diseño para la ciudad de Tapachula, Chiapas, (Mora, Aguirre & Rueda, 2012).....	36
Figura 4.20 Punto (nodo) de análisis del modelo.....	37
Figura 4.21 Punto de análisis del modelo.....	37
Figura 4.22 Nodo 44.....	37
Figura 5.1 Tipos de modelos de contraventeo propuestos.....	39
Figura 5.2 Comparación de la distorsión real contra la distorsión con contraventeos diagonales.....	44
Figura 5.3 Placas de conexión a la columna y a los tubos de 8".....	45
Figura 5.4 Detalle de conexión de placas y tubos metálicos.....	45
Figura 5.5 Modelo propuesto de refuerzo a las columnas.....	45
Figura 5.6 Detalle de reparación realizada, adecuado del plano original.....	46
Figura 5.7 Vista de reparación realizada.....	47
Figura 5.8 Placa de refuerzo para soportar el momento flexionante.....	47
Figura 5.9 Detalle de trabe sobre la ménsula.....	48
Figura 5.10 Detalle de placa metálica.....	49
Figura 5.11 (a) Diagrama de cuerpo libre (b) Carga y momento sobre la placa.....	50
Figura 5.12 Distribución de fuerzas para 6 tornillos.....	50

Figura 5.13 Características finales de la placa metálica.....	52
Figura 5.14 Detalle de colocación de las placas sobre la columna	53
Figura 5.15 Esquema de placas trabajando en conjunto	53

Índice de tablas

Tabla 4-1 Ubicación de los puentes peatonales de Tapachula a Cd. Hidalgo	22
Tabla 4-2 Resultados del análisis del modelo sin refuerzo	38
Tabla 5-1 Contraventeo diagonal.....	40
Tabla 5-2 Contraventeo tipo K	40
Tabla 5-3 Contraventeo tipo X	40
Tabla 5-4 Contraventeo tipo V invertida.....	40
Tabla 5-5 Concentrado de resultados de los diferentes tipos de contraventeo.....	41
Tabla 5-6 Índices de distorsión, peso y resistencia a la compresión	43

1. Introducción y objetivos

1.1.- Introducción.

Aún, cuando en México no se ha fortalecido la cultura del uso de los puentes peatonales debido a que la gente prefiere exponer su vida y la de sus familiares al cruzar por vías de alto flujo vehicular a pesar de que existan puentes peatonales para poder hacerlo; es conveniente brindar mantenimiento preventivo y correctivo constante, sobre todo porque se ha realizado una gran inversión por parte del gobierno. Más aún, cuando estos pasos se encuentran sobre vías de alta velocidad como es el caso de los puentes ubicados sobre la carretera de Tapachula hacia Ciudad Hidalgo.

El presente trabajo se estableció con la finalidad de poder evaluar la condición física de los puentes peatonales ubicados entre la ciudad de Tapachula y Cd. Hidalgo, debido a que, en un recorrido por la carretera de Tapachula a Talismán se observó que algunas de estas estructuras de concreto presentaban fallas visibles en las columnas y en las ménsulas que sirven como punto de apoyo a las rampas de acceso al puente peatonal. En algunos casos se observa que ya se han realizado trabajos de reparación a base de tubos metálicos para que sirvan de soporte a las ménsulas. Ver figura 1.1.

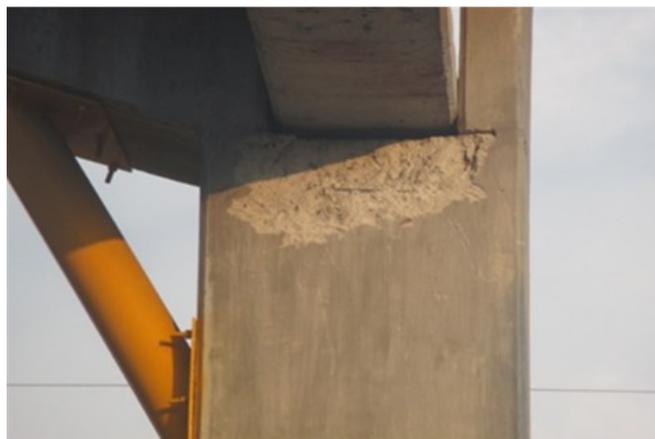


Figura 1.1 Ruptura del concreto provocado por desplazamientos longitudinales

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general: Analizar el comportamiento estructural de los puentes de concreto peatonales a través de un modelo matemático.

1.2.2. Objetivos específicos:

1.2.2.1 Establecer un formato de inspección que permita identificar el estado de condición física de los puentes peatonales.

1.2.2.2. Estimar la capacidad estructural de los elementos que conforman un puente a través de un software especializado

1.2.2.3. Validar la metodología mediante la evaluación de una muestra representativa de los puentes peatonales de la zona

1.3.- Planteamiento del problema.

En el tramo carretero entre Tapachula y Ciudad Hidalgo, Chiapas, la Secretaría de comunicaciones y Transportes y la empresa AZVI; la cual se dedica al área de construcción en general, especialmente autovías y carreteras de alta velocidad, hidráulicas y medioambientales, puertos y aeropuertos a nivel nacional e internacional; construyeron los 20 puentes peatonales de concreto en el periodo comprendido de 2007 a 2013, los cuales, a pesar de tener poco tiempo de construidos, han presentado fallas visibles, tales como: grietas en los apoyos de las rampas de acceso al puente, así mismo se pueden apreciar vibraciones y desplazamientos excesivos en las rampas en condiciones normales, lo cual las hace vulnerables en caso de sismo y pone en riesgo a los usuarios

1.4.- Justificación

Los sismos que se han presentado en la región han provocado fallas visibles en los puentes peatonales, tales como el desplazamiento de las placas de neopreno que sirven de apoyo a las ménsulas de acceso al puente, provocado por la gran flexibilidad de las columnas en las que se encuentran apoyadas las rampas de acceso; incluso las placas de neopreno han sido proyectadas hasta la carretera. Esta ausencia ocasional de las placas, ha provocado el choque

entre las travesaños y las columnas sobre las que están apoyadas, este hecho ha ocasionado la ruptura parcial del concreto en la parte superior de las columnas y ménsulas de apoyo, lo cual pone en riesgo no sólo la integridad física de los peatones sino de los vehículos que transitan por dicha carretera; por lo tanto, se hace imprescindible prever las obras de reparación necesarias y poder garantizar la seguridad adecuada para todos los usuarios de esas importantes arterias.

1.5 Estructura de la tesis

El presente trabajo está compuesto de 5 capítulos, referencias bibliográficas y anexos. Se describen en seguida el contenido de cada uno de ellos.

En el capítulo 1 se presentan los objetivos generales y específicos que orientan el proceso de investigación, así mismo forman parte de este capítulo el planteamiento del problema y la justificación del proyecto.

En el capítulo 2 se presenta el marco teórico que fundamentan los conceptos utilizados y que han servido para elaborar los instrumentos de análisis utilizados.

En el capítulo 3 se presenta la metodología propuesta para el desarrollo del trabajo.

En el capítulo 4 se realiza el análisis de los resultados arrojados por el modelo del puente peatonal

En el capítulo 5 se proponen mejoras a las estructuras que han presentado fallas en su comportamiento estructural.

2. Marco Teórico

Definición de puente.

Se llama puentes a toda estructura construida o destinada a salvar obstáculos naturales, como son los ríos, barrancas, lagos y obstáculos artificiales como vías férreas, carreteras, canales, etc., y esta a su vez sea útil para el paso de vehículos automotores, animales, persona o bien unir caminos de herradura, terracerías, etc.

La infraestructura de un puente está conformada por estribos, mismos que son el puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera. (Gamboa Asch et al, 1972).

2.1.- Clasificación de puentes

Los puentes pueden ser clasificados por las características estructurales que presentan, por el uso que se le da o por su geometría entre las clasificaciones más comunes, sin embargo cabe resaltar que existen 2 tipos de puentes generales, como son:

- Los puentes fijos
- Los puentes móviles

Los cuales, a su vez, para designar su función están clasificados de acuerdo a las siguientes características:

- Por el material con que fue hecho
- Por el uso que se le da
- Por su geometría

Por el tipo de estructura:

De acuerdo a los materiales que se utilizaron para su construcción de la infra y súper estructura los puentes podrían ser:

- Puentes de Mampostería

- Puentes de concreto ciclópeo
- Puentes de concreto simple
- Puentes de concreto armado
- Puentes de concreto pretensado
- Puentes metálicos.

Por el uso:

Estos son clasificados partiendo del cómo se usa y quienes transitan sobre él, estos pueden ser:

- Puentes peatonales
- Puentes ferroviarios
- Puentes vehiculares

Por su geometría:

Se define a partir de la estética arquitectónica que guarda la estructura del puente, tomando en cuenta los ángulos con que cuenta, estos pueden ser los siguientes:

- Puentes rectos (Ángulo de esviaje 90°)
- Puentes horizontales (Ángulo de esviaje menor a 90°)
- Puentes curvos (Ángulo variable a lo largo del eje).

2.1.1.- Tipos de puentes

Existen cinco tipos principales de puentes: Puentes viga, en ménsula, en arco, colgantes, atirantados. El resto son derivados de estos.

Puente viga es un puente cuyos vanos son soportados por vigas. Este tipo de puentes deriva directamente del puente tronco. Se construyen con madera, acero u concreto (armado, pretensado o postensado).

Se emplean vigas en forma de I, en forma de caja hueca, etcétera. Como su antecesor, este puente es estructuralmente el más simple de todos los puentes.

Se emplean en vanos cortos e intermedios (con concreto pretensado). Un uso muy típico es en las pasarelas peatonales sobre autopistas. (Edgar A. Jove S. 2010).

Un puente en ménsula (en inglés cantilever bridge) es un puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula o voladizo. Normalmente, las grandes estructuras se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante ménsulas consecutivas que se proyectan en el espacio a partir de la ménsula previa. Los pequeños puentes peatonales pueden construirse con vigas simples, pero los puentes de mayor importancia se construyen con grandes estructuras reticuladas de acero o vigas tipo cajón de concreto postensado, o mediante estructuras colgadas.

Puente de arco es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes ya que da lo mismo.

Los puentes de arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

(Edgar A. Jove S. 2010).

Cuando la distancia a salvar es grande pueden estar hechos con una serie de arcos, aunque ahora es frecuente utilizar otras estructuras más económicas. Los antiguos romanos ya construían estructuras con múltiples arcos para construir puentes y acueductos.

Este tipo de puentes fueron inventados por los antiguos griegos, quienes los construyeron en piedra. Más tarde los romanos usaron cemento en sus puentes de arco. Algunos de aquellos antiguos puentes siguen estando en pie. Los romanos usaron solamente puentes de arco de medio punto, pero se pueden construir puentes más largos y esbeltos mediante figuras elípticas o de catenaria invertida. (Edgar A. Jove S. 2010).

Puente colgante, es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. Desde la antigüedad este tipo de puentes han sido utilizados por la humanidad para salvar obstáculos. A través de los siglos, con la introducción y mejora de distintos materiales de construcción, este tipo de puentes son capaces en la actualidad de soportar el tráfico rodado e incluso líneas de ferrocarril ligeras.

En términos de Ingeniería civil, se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilares centrales mediante cables. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes que trabajan a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y de ahí al suelo, o bien están unidos a un único pilar. Por su uso; un puente es diseñado para ferrocarriles, tráfico automovilístico o peatonal, tuberías de gas o agua para su transporte o tráfico marítimo. Un acueducto es un puente que transporta agua, asemejando a un viaducto, que es un puente que conecta puntos de altura semejante. (Edgar A. Jove S. 2010).

Puente peatonal

Puente peatonal o como construcción cerrada, permite el paso de peatones sobre cuerpos de agua, vías de tráfico o valles en las montañas. Se pueden construir en diferentes tipos de materiales. Los hay estáticos y móviles que se pliegan, giran o elevan). Los tamaños son muy diversos desde unos pocos metros hasta cientos de metros. Debido a la poca carga para la que están concebidos y a la limitada longitud que han de atravesar, el diseño de los mismos puede ser muy diverso.

Desde el punto de vista de planificación de transporte la gran ventaja de estas estructuras es que no dificultan el tráfico. Desde el punto de vista del peatón este tipo de estructuras alargan el camino con respecto a un paso de cebra o con semáforos. (López H.H. 2008).

Un puente peatonal es una obra que permite la separación permanente del flujo vehicular con el peatón, es decir, que estos flujos pueden cruzarse sin que se presente ninguna interferencia entre ellos, lo que disminuye el riesgo de accidentes entre vehículos y peatones.

La determinación de la necesidad de un puente peatonal usualmente no depende del diseñador, sino que muchas veces se establece de acuerdo con las condiciones del flujo vehicular que va a cruzar, y en la mayoría de las ocasiones los puentes peatonales son construidos por petición de los futuros usuarios, inversiones que en algunos casos se vuelven innecesarias ya que no se les da el uso adecuado a tales estructuras. (García, 2002).

2.2.- Modelo de inspección y evaluación del estado de condición en puentes

En ingeniería de puentes se puede decir que el objetivo fundamental al realizar una inspección a la estructura de un puente es básicamente asegurar que la estructura esté en condiciones de cumplir su propósito de una manera segura para las comunicaciones y los usuarios. Durante las campañas de inspección se observa y se registra la condición actual de la estructura y se provee de la información apropiada a los ingenieros estructurales para que tomen las decisiones necesarias según la condición de la estructura para proporcionar acciones de mantenimiento o reparación. (Alonso, 2006)

De la evaluación llevada a cabo por el Proyecto Europeo COST(2003) propuesto por la Dirección General de Transporte de la Comisión Europea en el apartado 345, se observa que algunos países europeos han implementado diferentes tipos de inspecciones. Las diferencias principales que se observaron en el proyecto COST entre los diferentes tipos de inspección son las siguientes:

- La definición de "puente"
- La intensidad de la inspección, y
- Los intervalos de tiempo en el cual las inspecciones se llevan a cabo.

Aunque cada Administración presenta diferentes tipos de inspección, los objetivos de una inspección son:

- Determinar la condición actual de la estructura.
- Detectar la presencia de defectos.
- Determinar la causa y extensión del deterioro.
- Evaluar la efectividad de las diferentes técnicas de reparación.

- Proveer información necesaria para evaluar la capacidad de carga.

De forma general, las inspecciones se pueden clasificar en cuatro grandes grupos:

- Inspecciones Generales. Son inspecciones visuales que se realizan a todas las partes accesibles de la estructura sin utilizar un equipo especial. Estas inspecciones normalmente son llevadas a cabo por técnicos o por ingenieros que han recibido cursos sobre patologías estructurales de puentes. Este tipo de inspecciones se realizan para detectar todos los defectos que puedan ser vistos y evaluar la condición de la estructura. Es recomendable que se lleve a cabo una inspección general dos o tres veces al año. Esta inspección de la estructura se realiza desde los tableros de los puentes o desde los accesos al mismo y no requiere que se analicen los alrededores del mismo.
- Inspecciones mayores. Son inspecciones visuales más profundas de todas las partes que corresponden a un puente y es necesario que se realicen también en zonas adyacentes al mismo y si la estructura se encuentra sobre río se debe de inspeccionar además el cauce. Este tipo de inspecciones debe ser realizado por ingenieros que tengan experiencia en ingeniería de puentes o que hayan recibido cursos especiales de patología estructural que los cualifique o les de la capacidad técnica necesaria para llevar a cabo este tipo de inspección. Es necesario contar con equipo especial para realizar este tipo de inspecciones, por lo que se recomienda llevar a cabo estas inspecciones cada cinco o diez años, aunque puede este período de tiempo recomendado puede variar dependiendo de las condiciones estructurales y de otros factores como son la capacidad de carga, deflexiones, asentamientos, abertura de juntas o fenómenos naturales imprevistos. El alcance de estas inspecciones depende mucho de la complejidad de la estructura y de su condición.
- Inspecciones especiales. Son realizadas en estructuras en las que se necesite una información más detallada. Y debe de incluir una investigación más detallada de un problema específico. Pueden realizarse a la estructura completa pero lo más usual es realizarla en algunos componentes o elementos que requieren este tipo de inspección y también se requiere de medidas detalladas en el sitio y de pruebas de laboratorio, así como de pruebas no destructivas para determinar el grado de deterioro que

presente o que tan grave es la patología del daño para la estructura en general.

En México la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), que es la encargada del mantenimiento y reparación de la red federal de puentes del país, cuenta con un formato de inspección que está empleando en el sistema de gestión de puentes que utiliza (SCT, 1996).

En el estado de Chiapas, la Administración encargada de la red estatal de carreteras es la Comisión de Caminos, y no cuenta con un formato específico para reportar las inspecciones que se llevaban a cabo en los puentes estatales, debido principalmente a que, desde los años ochenta, no se había desarrollado ninguna campaña de inspección.

En lo que se refiere a los puentes peatonales, no existe ningún formato oficial de inspección perfectamente definido y la inspección que se realiza en los puentes comprendidos entre Tapachula y Cd. Hidalgo es a través de un formato general de las obras de arte de la carretera, establecido por el grupo AZVI que construyó la carretera Tapachula-Talismán con ramal a Cd. Hidalgo

2.3.- Patologías de las estructuras.

2.3.1.- El estudio sistemático y ordenado de los daños y fallas que se presentan en los elementos estructurales, analizando el origen, las causas y posteriores consecuencias y el establecimiento de procesos que generen las medidas preventivas y/o correctivas que permitan recuperar las condiciones de desempeño de las estructuras se denomina Patología estructural. (REF BH CONCRETOS FUENTE:<http://goo.gl/bQmx18>)

2.3.1.1.- Patologías del concreto.

La patología del concreto se puede definir como el estudio sistemático de los procesos y características de los daños que puede sufrir el concreto, sus causas consecuencias y soluciones.

Las estructuras de concreto pueden presentar fallas desde su diseño o construcción y otras pueden aparecer durante su vida útil.

Con base a una evaluación de los daños se establece un diagnóstico y a partir de él se puede pronosticar el comportamiento que tendrá la estructura posteriormente.

En caso de que el pronóstico sea optimista, se puede proceder a realizar el proceso adecuado, pudiendo ser cualquiera de los siguientes casos.

2.3.1.1.1.- Preservación: Es un proceso para mantener la estructura en su condición actual, para contrarrestar deterioros posteriores.

2.3.1.1.2.- Restauración: Proceso para restablecer los materiales, la forma o la apariencia que tenía la estructura.

2.3.1.1.3.- Reparación: Es el proceso de reemplazo o corrección de materiales, componentes o elementos de una estructura, los cuales se encuentran dañados o presentan algún defecto.

2.3.1.1.4.- Rehabilitación: Proceso de reparación o modificación de una estructura hasta conseguir la condición suficiente o necesaria.

2.3.1.1.5.- Reforzamiento: Repotenciación, es decir es un proceso para aumentar la capacidad de carga de la estructura.

En caso de que el pronóstico sea pesimista, es posible que la estructura deba demolerse parcial o completamente. En la figura 2.1 se puede apreciar el modelo de los procesos de las patologías en el concreto



Figura 2.1 Modelo de los procesos de la patología del concreto

2.3.1.2.- Las patologías más comunes del concreto son:

- a) Agrietamiento.- Separación completa o incompleta perpendicular de una estructura, ya sea de concreto o mampostería.
- b) Descamado.- Pérdida de escamas o laminillas de la porción próxima a la superficie del concreto o mortero.
- c) Desconchamiento.- fragmento generalmente en forma de astilla que se desprende de una masa mayor por la acción de un golpe, por agentes climáticos o presiones.
- d) Erosión.- Desintegración progresiva de un sólido por la acción de los gases , fluidos o sólidos en movimiento.
- e) Filtración.- circulación de agua u otro fluido a través de los poros o intersticios.
- f) Distorsión.- Cambio de alineamiento no deseado de una estructura.
- g) Delaminación.- Separación a lo largo de un plano paralelo a una superficie, tal como la separación de un revestimiento del sustrato o la separación de las diferentes capas de un recubrimiento.
- h) Desconchamiento.- Desprendimiento de pequeñas porciones de una superficie de concreto debido a la presión interna localizada que deja un cráter poco profundo, generalmente cónico.

- i) Eflorescencia.- Depósito de sales que se forma sobre una superficie generalmente de color blanco; la sustancia emerge en solución del interior del concreto o mortero y luego precipita por evaporación.

2.3.2. Corrosión del acero de refuerzo.

Se debe a una reacción electroquímica que conlleva a la obtención de un óxido de hierro que provoca un incremento de volumen de 3 a 4 veces mayor que el volumen inicial, debido a este incremento se generan presiones internas produciendo fisuras, grietas y delaminaciones, en detrimento de la durabilidad del concreto.

La corrosión sólo se puede presentar en presencia de tres factores fundamentales, la despasivación del acero de refuerzo, la filtración de agua y el contacto con el oxígeno.

La despasivación es la pérdida de la capa protectora que rodea a la armadura, esto es debido a la entrada de cloruros y la carbonatación del recubrimiento de concreto.

La corrosión ocasiona la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto y la formación de fisuras y grietas en el concreto

2.3.2- Patologías del acero

a) Oxidación del acero

Pannoni (PANNONI, 2004) establece que el fenómeno de la corrosión involucra una amplia variedad de mecanismos generadores, que pueden ser clasificados en cuatro grupos: corrosión en ambiente acuoso (90%), oxidación y corrosión por calor (8%), corrosión en ambientes orgánicos (1.8%), corrosión por metales líquidos (0.2%). La causa más frecuente de deterioro en las estructuras de metal es la oxidación del acero.

La pintura es el medio generalmente empleado para evitar la oxidación del acero, esta debe ser aplicada en intervalos máximos de 5 a 10 años, dependiendo del ambiente. Además de la pintura, es esencial contar con un drenaje adecuado, previniendo la acumulación de agua en cualquier parte de la estructura.

El nivel de oxidación puede ser clasificado en tres categorías:

- superficial - sólo oxidación superficial, sin reducción del área.
- mediana - aparecen aéreas definitivamente corroídas, creando pequeñas capas.
- severa - corrosión avanzada, penetrando el acero y pudiendo llevar a la perforación de la pieza.

En las figuras 2.2, 2.3 y 2.4 se pueden apreciar la oxidación superficial y la oxidación severa, aunque estos puentes no forman parte de este trabajo, se puede observar que presentan este estado de deterioro que pone en riesgo a los usuarios por el abandono y la falta de mantenimiento de los mismos.



Figura 2.2 Oxidación superficial



Figura 2.3 Oxidación severa



Figura 2.4 Oxidación severa

En zonas marinas, las piezas ubicadas dentro de la fluctuación de las mareas, o expuestas a humedad en forma irregular, son las más afectadas. Las cabezas de los tornillos y las partes soldadas son las más expuestas a corrosión.

b) Deterioro causado por sobrecarga.

Las partes expuestas a gran esfuerzo pueden alcanzar su límite de rendimiento, produciendo deterioros permanentemente visibles.

c) Deterioro causado por falta de refuerzos.

La falta de refuerzos en las estructuras de acero puede llevar al desplazamiento severo y extremo, provocando un colapso, debido al pandeo. Otro fenómeno relacionado a la falta de refuerzo es la vibración excesiva. (RODRIGUES, 2008)

d) Deterioro causado por efectos térmicos.

Las variaciones de temperatura actúan sobre las estructuras creando movimientos de elongación y encogimiento. Cuando estos movimientos son detenidos por un soporte, se ejerce gran esfuerzo sobre el material que pudiera exceder su límite de rendimiento, en especial en estructuras hiperestáticas, provocando así deformaciones plásticas. Este efecto es reducido con el empleo de espacios intermedios entre los soportes y conexiones, y usando equipamiento de soporte en buenas condiciones.

e) Daño causado por el efecto del fuego.

Las altas temperaturas sobre 100°C, tienden a eliminar el límite de rendimiento del material, provocando un diagrama de curva esfuerzo- deformación, también creando una gran variación del módulo de elasticidad. Según Silva (SILVA, 2001) las temperaturas sobre 250 y 300°C causan desplazamiento en los aceros, por lo tanto, un tratamiento térmico es la mejor alternativa para aumentar el tiempo de resistencia de un elemento bajo condiciones de fuego.

f) Grietas causadas por fatiga y/o concentración de esfuerzo.

Algunos detalles inapropiados producen alta concentración de esfuerzo en partes metálicas, que pueden crear grietas en el metal. Algunos ejemplos son las esquinas entrantes en ángulos agudos, variaciones puntiagudas del espesor o ancho de la placa, concentraciones de soldadura.

Las fisuras o grietas por fatiga se producen en estructuras expuestas a carga cíclica como es el caso de los puentes. Estas variaciones de carga provocan oscilaciones de esfuerzo que pueden generar fisuras y grietas. En los puntos de concentración de esfuerzo, los efectos de fatiga son más agudos. Las rupturas generadas por fatiga son muy peligrosas y frágiles. Algunos factores que pueden provocar grietas y fisuras son: alta frecuencia de tráfico de camiones pesados; variación a gran escala del esfuerzo; calidad del material; calidad de la soldadura, edad e historia de las cargas del Puente.

g) Daños por soldadura

Las fallas por soldadura, ya sean por bajo rendimiento o material inadecuado, pueden provocar daños severos a la estructura generando una ruptura leve.

h) Daños causados por excesiva vibración

El uso de las estructuras de piso, con grandes espacios intermedios que reducen el pandeo, pueden provocar vibraciones incómodas. La norma ABNT: NBR 8800 (2009) indica que el problema de vibraciones puede ser considerado en el diseño estructural, a través del análisis dinámico. Los efectos nocivos de la vibración pueden volverse incómodos para los usuarios y un riesgo de ruptura para la estructura por efecto cíclico, generando fatiga.

2.4.- Aspectos normativos de las estructuras.

Relación de esbeltez.

La relación de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva KL y el grado de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre dos secciones soportadas lateralmente, y K el factor de longitud efectiva. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

La relación de esbeltez KL/r no debe ser mayor de 200.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero las cuales indican que la resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante se determina como se indica a continuación.

$$R_c = F_R \chi F_y A$$

F_R = factor de resistencia, igual a 0.9

A = área total de la sección transversal del elemento

$F_n = \chi F_y$, esfuerzo nominal en compresión

χ = factor de reducción por esbeltez

$$\chi = [1 + \delta_c^{2n}]^{-1/n} = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e}\right)^n\right]^{-1/n}$$

$\delta_c = \text{parámetro de esbeltez}$

$$\delta_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}}$$

$F_c = \text{esfuerzo crítico de Euler}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

KL/r es la relación de esbeltez máxima de la columna la cual debe ser menor de 200

Distorsión

Factores De Comportamiento Sísmico Y Distorsiones Permisibles.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite δ_{\max} , se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, según se trate de. estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las normas técnicas correspondientes al material que se trate.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja respectivamente”

3. Metodología

3.1.- Estado de condición de los puentes

En primer lugar, para determinar el estado de condición física de los puentes peatonales de concreto, ubicados en el tramo carretero de Tapachula a Cd. Hidalgo, se realizará una revisión de los 20 puentes peatonales, existentes en el tramo, y de esta manera poder elaborar una guía que permitiera detectar las patologías más comunes que presentan, y con ello establecer un formato de evaluación a partir de la inspección visual de cada uno de ellos.

En segundo lugar, se elaborará un modelo utilizando un software de análisis estructural que permita revisar la capacidad de las estructuras que, durante la inspección se haya detectado que presenten algún tipo de falla estructural.

En tercer lugar, se hará un análisis de la estructura de un puente peatonal (caso de estudio) aplicando el modelo elaborado para dicho fin

La cédula de inspección se presenta en el anexo 2.

3.1.- La estructura de la cédula de inspección consta de tres partes principales, las cuales se presentan a continuación:

3.1.1.- Identificación del puente.

En esta parte del formato se describe el nombre del puente, año de construcción, la carretera donde está ubicado, el kilometraje, el municipio y el estado.

3.1.2.- Características geométricas.

Se detallan el tipo de puente, la longitud, la altura, el número de vanos, el tipo y número de accesos, el número de escalones; si es que este es de escalera, el número de descansos, material con el que están hechos las rampas o las escaleras, material de los escalones, la longitud del puente y de las rampas, las columnas y las travesaños, tipo de cimentación y barandal.

3.1.3.- Evaluación de daños.

En esta parte se realiza la evaluación del estado de condición de los elementos.

Elementos estructurales a considerar en la evaluación de daños en los puentes peatonales.

Los elementos a estudiar se propusieron con base en las visitas previas realizadas a los puentes peatonales ubicados en el caso de estudio.

Estos son:

- ✓ Rampas o escaleras
- ✓ Trabes
- ✓ Columnas
- ✓ Piso del puente
- ✓ Barandales
- ✓ Ménsulas de apoyo

Rampas o escaleras:

Se deberá considerar, el material del que está construida, el número de rampas, la longitud, el ancho, la pendiente y el espesor de la losa de la rampa. En caso de que se cuente con escalones en lugar de rampas, se deberá determinar el número, peralte y huella de los escalones.

Trabes:

Se deberán considerar el número de trabes o vigas, la sección de la trabe, las dimensiones, el material, la forma, el tipo de apoyos

Columnas:

Se deberá tomar cuenta el número de columnas, la sección de las columnas, el material, las dimensiones

Piso del puente: Se deberá tomar en cuenta el tipo de piso del puente, si es losa maciza, losa acero, lámina, etc.

Barandales: a considerar el material del barandal, tipo de conexión

Las patologías a estudiar para cada uno de los elementos estructurales son:

Patologías del concreto. Fisura y grietas superficiales, grietas profundas, descamado del concreto, exposición del acero estructural, delaminación, eflorescencias, desconchamiento, exceso de humedad.

Patologías en los elementos metálicos. Oxidación, pérdida de sección,

Una vez afinado el formato de inspección se procedió a realizar una Inspección General a cada uno de los puentes, se requisitaron y se comprobaron los diferentes campos indicados en dicho formato.

4. Resultados

Resultados de la evaluación de puentes

La revisión del estado de condición se realizó al 100 % de los puentes en la carretera internacional Tapachula a Cd. Hidalgo, Chiapas, para ello se aplicó la cédula de inspección previamente elaborada para tal fin, en la tabla 4-1 y figuras 4.1 y 4.2 se presenta la relación de los puentes evaluados.

Tabla 4-1 Ubicación de los puentes peatonales de Tapachula a Cd. Hidalgo

No	UBICACIÓN	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	REFERENCIA
1	Km 297 +465	5.50	26.90	LATITUD 14° 53' 29.02" N LONGITUD 92° 13' 52.85" O
2	Km 298 +298	5.50	26.90	LATITUD 14° 53' 47.61" N LONGITUD 92° 13' 22.47" O
3	Km 299 +000	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 02.44" N LONGITUD 92° 12' 56.14" O
4	Km 300 +000	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 11.21" N LONGITUD 92° 12' 41.32" O
5	Km 301 +000	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 19.89" N LONGITUD 92° 12' 28.62" O
6	Km 302 +000	5.41	26.90	LATITUD 14° 54' 26.64" N LONGITUD 92° 12' 17.53" O
7	Km 302 +362	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 37.01" N LONGITUD 92° 12' 00.00" O
8	Km 302 +774	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 45.01" N LONGITUD 92° 11' 47.41" O
9	Km 303 +214	5.50	26.90	LATITUD 14° 54' 50.22" N LONGITUD 92° 11' 32.85" O
10	Km 0 +118	5.54	16.90	LATITUD 14° 54' 47.01" N LONGITUD 92° 11' 32.45" O
11	Km 1 +000	5.54	19.35	LATITUD 14° 54' 24.02" N LONGITUD 92° 11' 31.21" O
12	Km 2 +200	5.54	16.90	LATITUD 14° 53' 46.02" N LONGITUD 92° 11' 31.24" O
13	Km 4 +000	5.50	19.40	LATITUD 14° 52' 49.32" N LONGITUD 92° 11' 32.15" O
14	Km 4 +700	5.50	16.90	LATITUD 14° 52' 52.25" N LONGITUD 92° 11' 11.31" O
15	Km 5 +670	5.54	16.90	LATITUD 14° 51' 53.21" N LONGITUD 92° 11' 31.84" O
16	Km 9 +300	5.54	16.90	LATITUD 14° 50' 16.16" N LONGITUD 92° 11' 56.22" O
17	Km 13 +790	5.60	16.90	LATITUD 14° 47' 43.21" N LONGITUD 92° 11' 12.65" O
18	Km 15 +640	5.73	16.90	LATITUD 14° 45' 55.05" N LONGITUD 92° 10' 57.98" O
19	Km 16 +500	5.50	16.90	LATITUD 14° 46' 32.22" N LONGITUD 92° 10' 49.33" O
20	Km 20 +830	5.50	16.90	LATITUD 14° 44' 24.02" N LONGITUD 92° 10' 09.87" O

En las figuras 4.1 y 4.2 se observa la ubicación geográfica de los puentes peatonales por cada tramo de carretera



Figura 4.1 Ubicación de puentes a Cd. Hidalgo

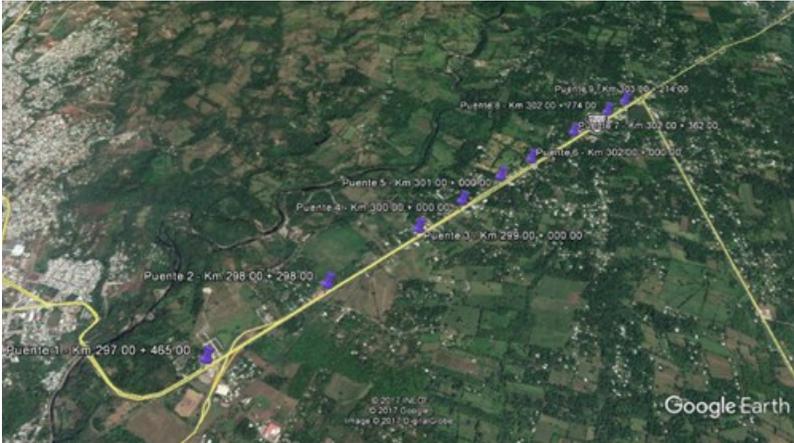


Figura 4.2 Ubicación de puentes de Tapachula a Talismán

En la revisión de los puentes peatonales, se pudo observar que; como lo puentes son relativamente nuevos, algunos de ellos posteriores al año 2010, sólo presentan algunas patologías incipientes en sus elementos estructurales, algunas de ellas se presentan en las figuras 4.3, 4.3, 4.5 y 4.6

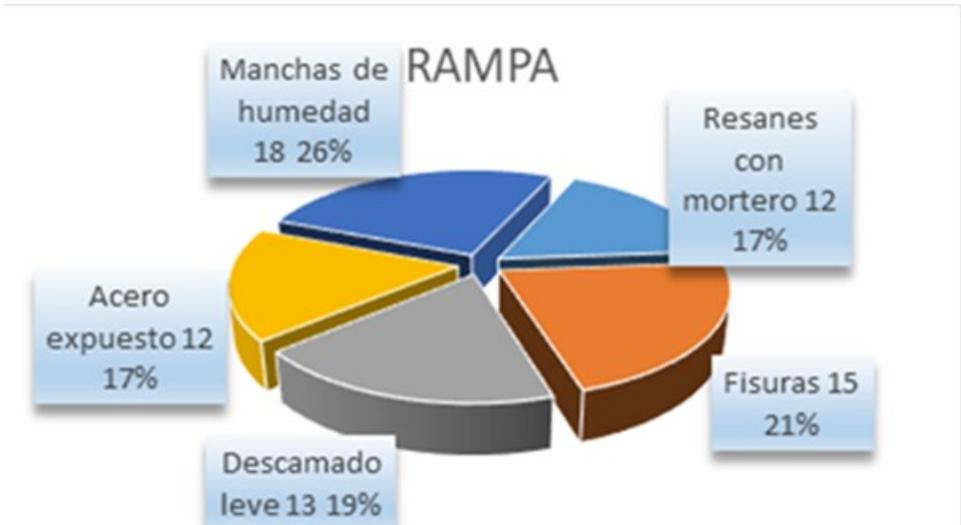


Figura 4.3 Daños en rampas

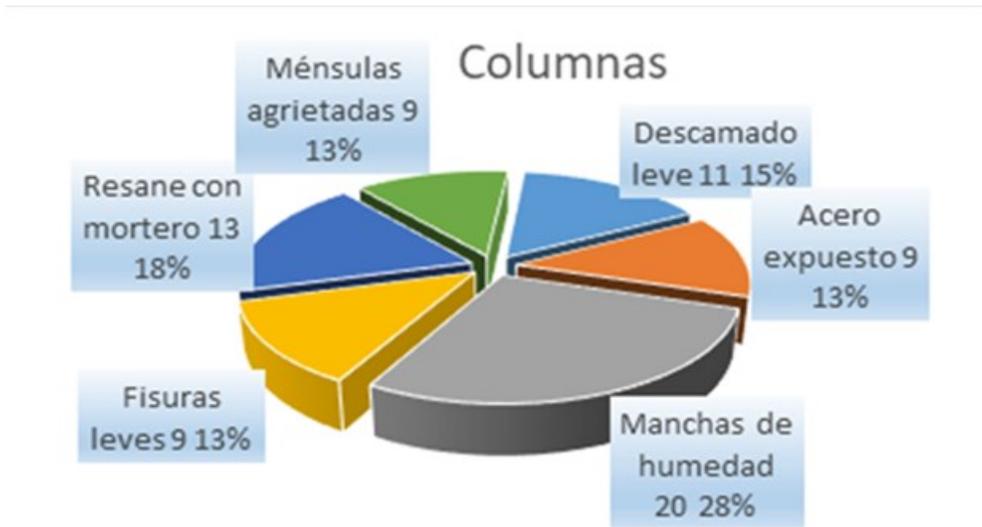


Figura 4.4 Daños en columnas



Figura 4.5 Daños en tabes de rampas



Figura 4.6 Daños leves en barandales

Sin embargo, se puede apreciar que en la figura 4.4 qué; en 9, de los 20 puentes peatonales estudiados, lo que representa un 45 %, se presentan problemas en las ménsulas de apoyo de las rampas, lo cual es notorio debido a que se presentan grietas en el anclaje de la ménsula

con el muro pantalla, lo que ha originado a que se tomen soluciones parciales para resolver este problema, utilizando soportes a base de elementos diagonales con tubos metálicos de 8", tal y como se puede observar en la figura 4.7.



Figura 4.7 Grieta resanada en la base de la ménsula

Por otro lado, se detectó que las rampas de acceso al puente son vulnerables a desplazamientos horizontales ante pequeñas cargas, pudiéndose mover manualmente al tirar de los barandales de protección, este hecho ha provocado que; ante los sismos que se han presentado, las placas de neopreno se han deslizado, llegando al caso extremo que se han caído a la carretera.

Con la finalidad de poder evaluar el nivel de daño de los puentes peatonales se adecuó el formato de evaluación nivel 1 propuesto por el CENAPRED para la evaluación de edificaciones. Ver anexo 1

4.2.- Caso de estudio

Producto del sismo ocurrido el 7 de septiembre del 2017, se presentó una falla en el puente peatonal ubicado en el kilómetro 13 + 790 del tramo de la carretera que va a Cd. Hidalgo, ver figura 4.8

Se puede observar claramente que el puente presentó fallas graves, por lo mismo estuvo cerrado a los usuarios para evitar accidentes, por lo que se tuvo que realizar una inspección especial para determinar los daños en la estructura y las posibles consecuencias de esos daños



Figura 4.8 Falla provocada por el sismo de 8.2 grados del 7 de septiembre en el puente 13 + 790 del tramo Tapachula-Cd. Hidalgo (Bonilla, 2017)

4.2.1. Descripción de la estructura

Está ubicada en el kilómetro 13 + 790 de la carretera libre de peaje Tapachula-Talismán con ramal a Cd Hidalgo en el tramo entronque Talismán- Cd Hidalgo en el estado de Chiapas. Ver figura 4.9. (Memoria descriptiva del proyecto)

La estructura está constituida por una trabe AASTO tipo III pretensada de 16.90 a eje de apoyo, una losa superior de concreto de 2.5 m de ancho de espesor variable de 15 a 8 cm.

Las rampas de acceso tienen una pendiente longitudinal de 12.5 %, están subdivididas en rampa corta y rampa larga, las dos están estructuradas por medio de una losa superior de 2.5 m de ancho de espesor variable de 15 a 8 cm. Soportadas por una trabe de concreto de 60 x 40 cm. que a su vez se apoyan en columnas circulares de concreto de 60 cm. de diámetro.

La cimentación es de tipo superficial por medio de zapatas aisladas de concreto reforzado.

La carga viva de diseño fue de 400 kg/cm^2



Figura 4.9 Croquis de localización del puente 13 + 790

4.2.2.- Análisis de la estructura

La Estructura del Paso Peatonal está construida en cinco partes independientes que se comunican entre sí y separadas por medio de juntas constructivas; el paso superior a una altura aproximada de 6.00 m y dos rampas independientes en cada lado de la carretera.

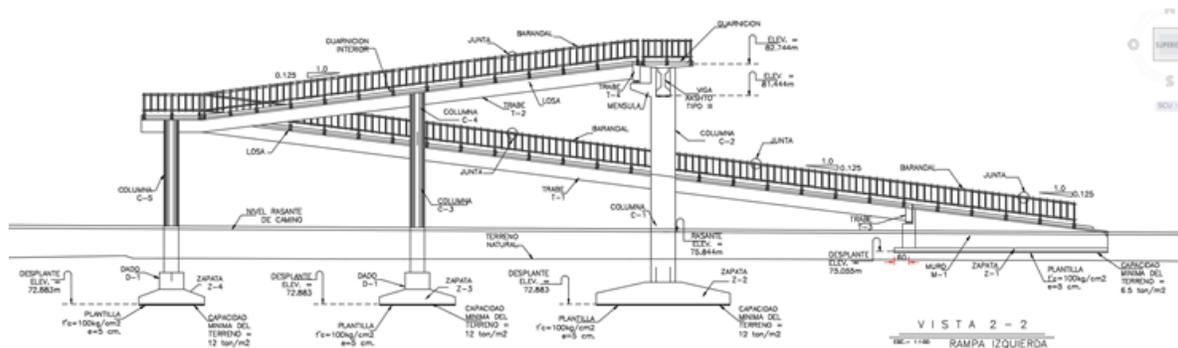


Figura 4.10 Plano de elevación de puente peatonal

La primera rampa paralela a la carretera inicia del nivel de banquetta o carretera a un nivel intermedio, apoyada en una trabe principal de concreto y sobre columnas de concreto armado. La segunda rampa paralela a la carretera, inicia del nivel intermedio al nivel superior del paso peatonal, apoyada en una trabe principal de concreto y columnas de concreto armado; el apoyo de esta rampa en el nivel superior del paso peatonal es una ménsula de concreto armado que nace de la parte superior de la columna principal de concreto armado que une transversalmente a la carretera con las rampas y un muro pantalla de 20 cm de espesor y 1.20 m de altura de concreto armado que forman un canal para apoyo de la trabe principal del paso

peatonal; sobre la ménsula están colocadas dos placas de neopreno para el apoyo simple de la trabe que llega de la rampa. La tercera parte de la estructura del paso peatonal continua horizontalmente para unir ambos extremos con las rampas, apoyada en una trabe principal de concreto y dos columnas de concreto armado; sobre las columnas están colocadas dos placas de neopreno para apoyo de la trabe. Las otras dos partes de la Estructura son rampas paralelas a la carretera, similares a la primera y segunda.

Debido a la Estructuración del Paso Peatonal, se presentan cargas puntuales en cada uno de los apoyos de columnas y las ménsulas.

4.3.- Descripción de la falla del puente 13 + 790

Durante algún tiempo el paso peatonal estuvo cerrado al público debido a la falla que se presentó debido al sismo del 7 de septiembre de 2017

El Paso no estaba operando normalmente, la losa maciza de concreto armado en las rampas no presentaba ninguna deformación a la vista, no se observaron fisuras en la parte superior ni en la parte inferior de dicha losa; sin embargo, las rampas presentan movimientos ante el paso de personas.

La losa maciza horizontal de concreto armado que está apoyada sobre la trabe principal del puente, presenta un desnivel en el sentido transversal a lo largo de dicha trabe.

La ménsula de concreto armado en ambos lados que sirve como apoyo de la trabe que soporta la rampa en la parte superior, presenta daño (grieta) en la unión de la ménsula con el muro pantalla de concreto armado.

Sobre las ménsulas se observó una placa de neopreno, que presenta desplazamiento en el sentido transversal de la rampa, y la trabe que llega a apoyarse a la ménsula únicamente está apoyada sobre parte de la placa de neopreno, quedando reducida el área de apoyo de la trabe.

Estas fallas se pueden observar claramente en las figuras 4.11, 4.12 y 4.13

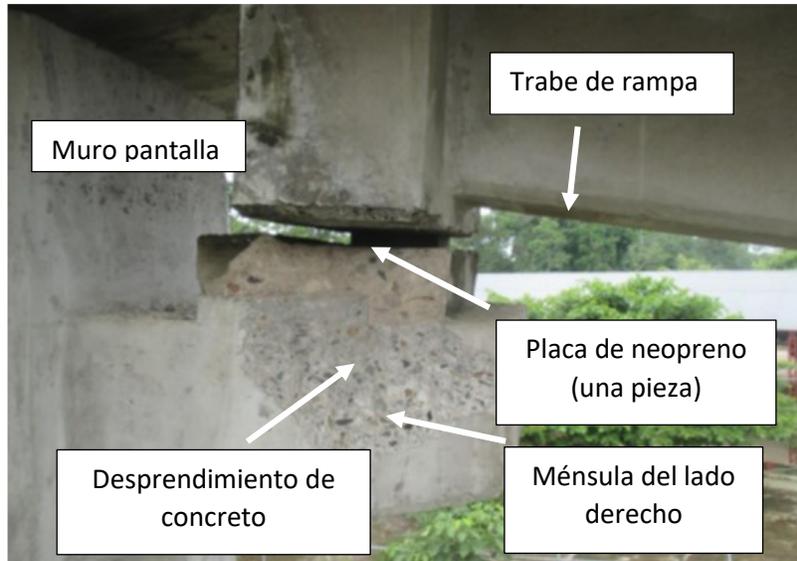


Figura 4.11 Detalle de placa de neopreno en la ménsula (Bonilla, 2017)

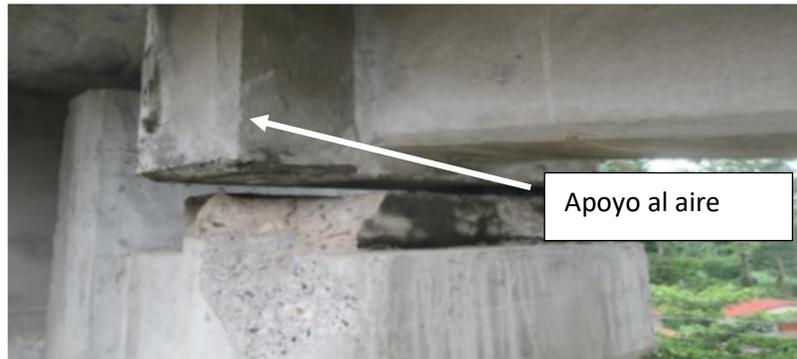


Figura 4.12 Detalle del apoyo faltante sobre la ménsula (Bonilla, 2017)

En el mismo lado derecho, en la parte superior de la rampa y en la junta constructiva de la rampa con la parte superior, presenta una diferencia de un cm de desnivel en el sentido transversal de la rampa (2.50 m).

El apoyo de la trabe principal del puente cuenta con dos placas de neopreno de 20 x 20 x 4 cm, donde se apoya dicha trabe, y se observa un desplazamiento de la trabe hacia el muro pantalla y la parte de concreto superior de la columna, observando desgaste por fricción la parte inferior de la trabe.

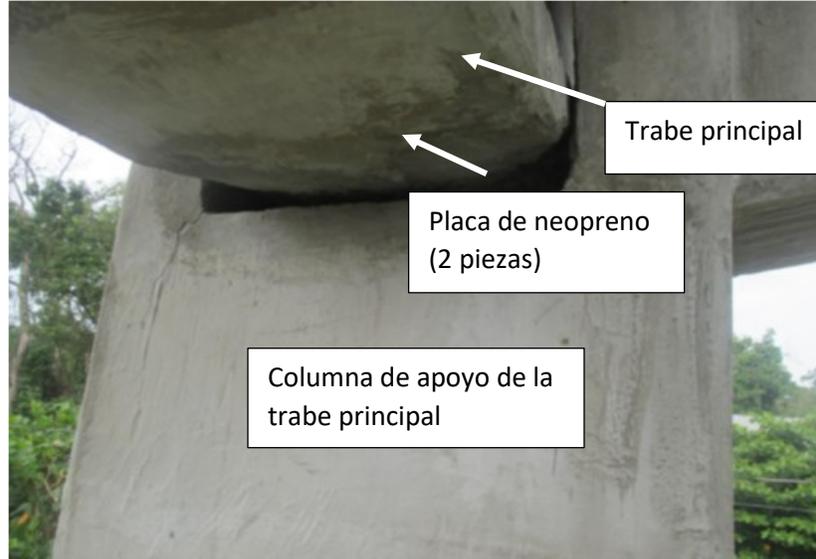


Figura 4.13 Trabe y columna principal

4.4.- Modelado del puente

Con la finalidad de revisar estructuralmente el comportamiento de los puentes peatonales y determinar cuáles son las causas que originan el movimiento exagerado de las rampas y la trabe principal; observados a partir del desplazamiento de las capas de neopreno, las cuales incluso han llegado a caer a la carretera, se realizó un modelo por computadora, del puente ubicado en el km 13 + 790, el cual servirá como modelo para poder revisar, en caso de ser necesario, los otros puentes ya que la estructuración de cada uno de ellos es casi la misma.

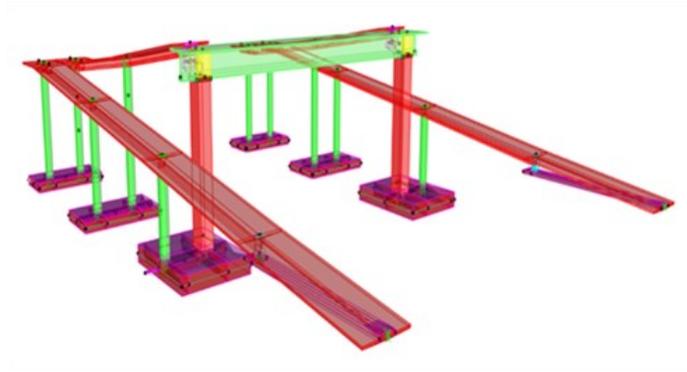


Figura 4.14 Modelo digitalizado del puente peatonal



Figura 4.15 Puente peatonal 13 + 790

En las figuras 4.14 y 4.15 se puede observar la similitud del modelo con el puente debido a que se respetaron todas las características geométricas y estructurales

4.4.1.-Descripción de modelo

El modelado del puente peatonal ubicado en el km 13+790 de la carretera a Cd. Hidalgo, se realizó con un software comercial de análisis y diseño estructural, los materiales, la geometría de las secciones y las dimensiones de las mismas se obtuvieron de los planos con los que se cuenta.

Debido a que las rampas de acceso y el puente propiamente dicho están conectados únicamente por los apoyos de neopreno y las rampas no tienen ningún punto en común se considera que trabajan como estructuras separadas, debido a ello se considera que la estructura del puente está conformada por 5 cuerpos independientes ligados algunos de ellos por la cimentación.

Los cuerpos No 1 y 5, ver figura 4.16, son rampas simétricas, que se apoyan en 3 columnas circulares de concreto reforzado de 60 cm de diámetro de altura variable, su desarrollo es de 37.8 m, al eje de la columna situado a una altura de 4.45 m respecto a la rasante del camino.

Los cuerpos No 2 y 4, también son rampas que están apoyadas sobre dos columnas circulares de concreto reforzado de 60 cm de diámetro y sobre una ménsula de concreto, la cual está

conectada sobre el muro pantalla de 20 cm de espesor y esto ha provocado que se presenten fallas en el muro pantalla.

El cuerpo 3, está conformado por un tramo simplemente apoyado con un trazo normal en planta, con una longitud de claro de 16.90 m. está constituido por una losa de concreto reforzado que en conjunto trabajará en colaboración con una trabe AASHTO tipo III de concreto postensado. El espesor de la losa es del orden de 0.13 cm, el ancho de calzada es de 2.00 m y se cuenta además con dos guarniciones de concreto de 0.25 m cada una con parapeto metálico para un ancho de puente de 2.50

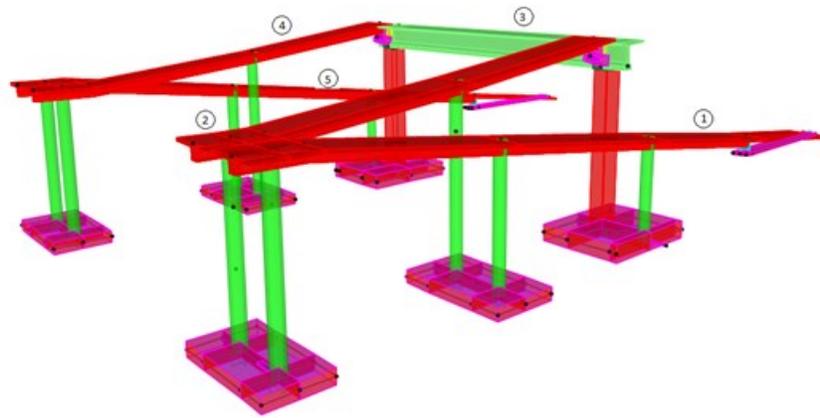


Figura 4.16 Partes constitutivas del puente peatonal

Los materiales utilizados en la construcción son:

Para losa superior, traveses de rampas de acceso y columnas de rampas se utilizó un concreto con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 y para las traveses postensadas se tiene una resistencia a la compresión de 350 kg/cm^2 , el acero para el refuerzo con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Debido a que tanto la viga ASHTO como las rampas se apoyan en placas de neopreno, fue necesario definir este material considerando sus características físicas tales como su módulo de elasticidad (44.84 kg/cm^2), su peso específico (1550 kg/m^3) y su módulo de cortante (15.047 kg/cm^2)

4.4.2. Secciones y dimensiones:

Rampas y Vigas

Por razones de limitaciones del software, la vigas y losas de las rampas se consideraron como un solo elemento, esto se puede observar en la figura número 4.17. Se tomaron en cuenta las características estructurales y geométricas de ambos elementos, se modeló una viga T, para poder utilizar y unir los nodos como elemento barra.

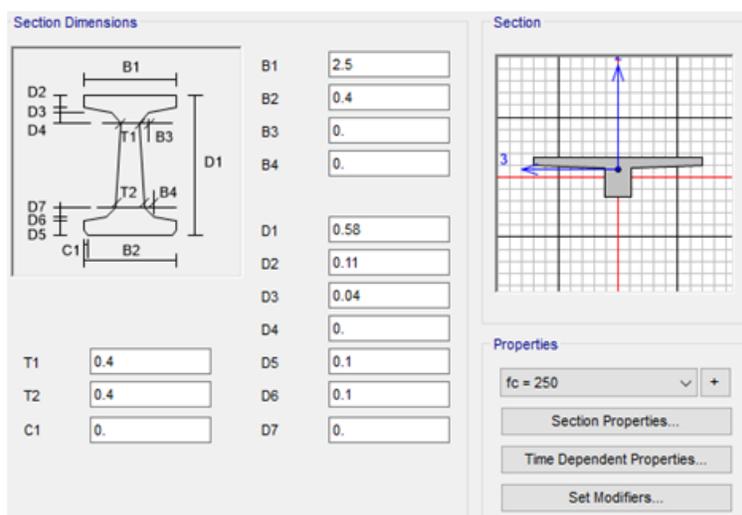


Figura 4.17 Modelo de la trabe y losa de rampa en conjunto

Las columnas del puente son de concreto armado de sección rectangular de 100 x 60 cm, en su parte superior cuentan con dos capas de neopreno y topes laterales y las columnas de las rampas son secciones circulares de altura variable de 60 cm de diámetro del mismo material. La viga del puente es una viga AASHTO postensada de 115 cm de peralte por 56 cm de base, sus características se muestran en la figura número 4.18.

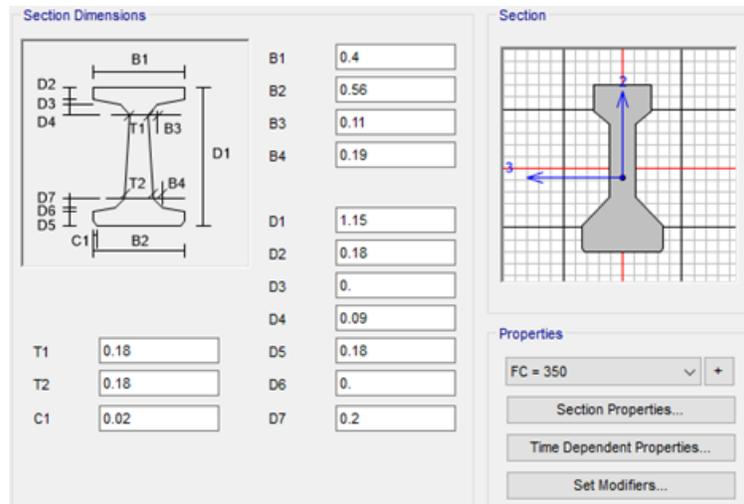


Figura 4.18 Modelo de la viga principal

La cimentación del puente peatonal es a base de zapatas aisladas rectangulares de concreto armado con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ de diferentes dimensiones con un espesor de 60 cm y está desplantada sobre terreno sano y a una profundidad de 2.96 m, respecto al nivel de la rasante del camino

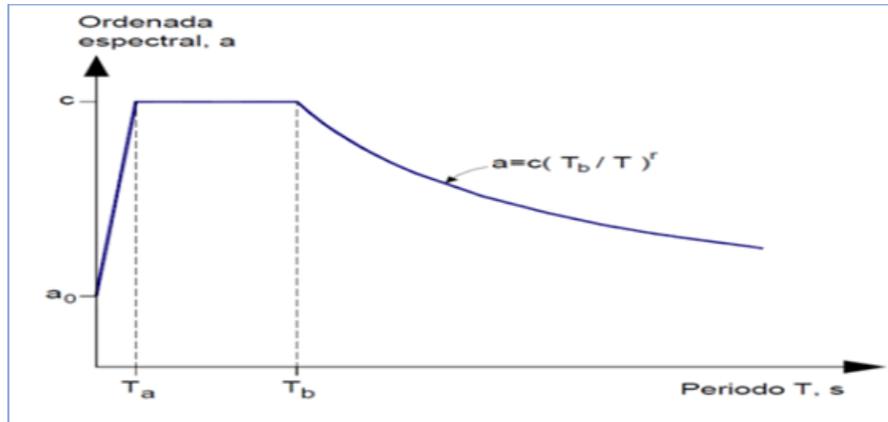
4.4.3.- Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo están definidas de acuerdo a las Norma Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto 2017

Las acciones consideradas son:

- Combinación 1 = 1.4 (CM+C.V._{MAX})
- Combinación 2 = 1.1 (CM + C.V._{INST} + SISMO X) + SISMO Y (0.33)
- Combinación 3 = 1.1 (CM+ C.V._{INS} + SISMO Y) + SISMO X (0.33)
- Combinación 4 = ENVOLVENTE

El análisis por carga accidental de sismo se realizó aplicando la propuesta de las Normas Técnicas de diseño por sismo y mampostería de Tapachula, Mora, Aguirre, & Rueda (2012) Con base a lo anterior, las características del espectro base de respuesta sísmica de aceleraciones para la zona II de la ciudad de Tapachula utilizado en este estudio se presentan en la figura 4.19.



Estructura grupo:	B
Zona Sísmica:	II
Coefficiente Sísmico C:	0.86
a ₀ :	0.86
T _a :	0
T _b :	1.20
r :	0.67
Q _x :	1 (mampostería simple)
Q _y :	1 (mampostería simple)

Figura 4.19 Espectro de diseño para la ciudad de Tapachula, Chiapas, (Mora, Aguirre & Rueda, 2012)

Una vez realizado el análisis, se procedió a revisar los resultados en un punto en particular perfectamente definido para evitar confusiones al comparar los datos arrojados por el programa.

En la figura 4.20 se indica el punto de la estructura seleccionado para comparar resultados de los diferentes modelos a estudiar

Se estableció como punto de análisis el nodo número 44 para poder comparar en el mismo sitio los resultados obtenidos. En la vista general del modelo se puede observar que el sitio seleccionado fue en la parte superior de la conexión de la rampa con la ménsula, ver figura 4.20, así mismo en la figura 4.21 se puede apreciar con mayor detalle la ubicación del punto de análisis

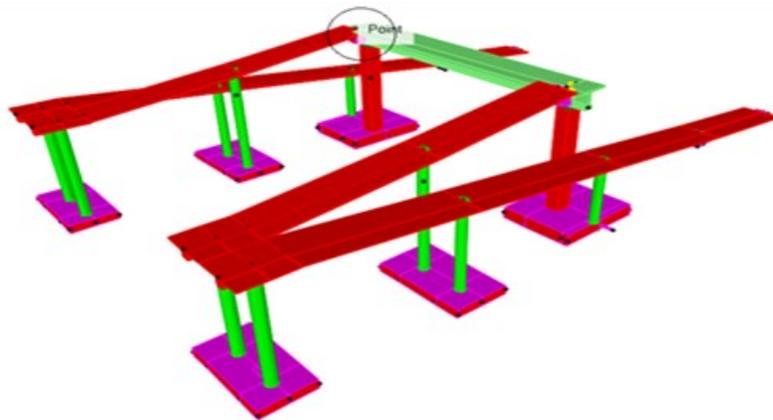


Figura 4.20 Punto (nodo) de análisis del modelo

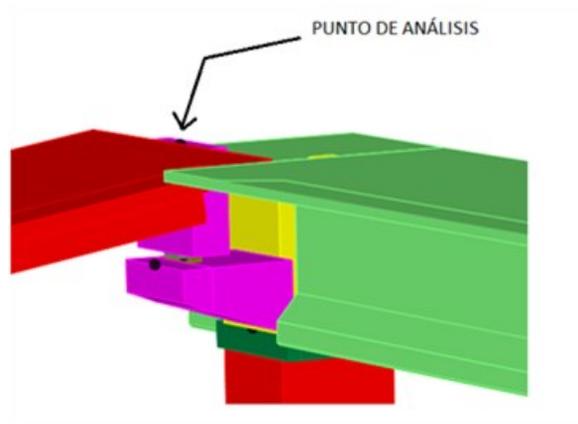


Figura 4.21 Punto de análisis del modelo

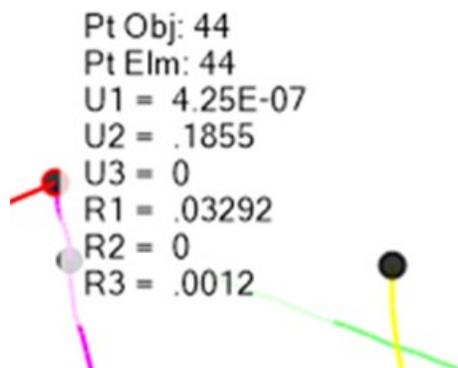


Figura 4.22 Nodo 44

4.5.- Resultados obtenidos

Resultados del análisis del modelo del puente peatonal por medio de un software comercial de análisis estructural

Tabla 4-2 Resultados del análisis del modelo sin refuerzo

U_1 (m)	U_2 (m)	U_3 (m)	R_1 (rad)	R_2 (rad)	R_3 (rad)
0.0000	0.1855	0.0000	0.03290	0.00E+00	0.00120
h (m) =	9.96				
Distorsion =	$Q U_2/h =$	0.037249			

Como puede apreciarse en la tabla 4-2, de los resultados obtenidos del análisis del modelo, al incluir el análisis por sismo en la dirección normal al puente, se tiene un desplazamiento de 18.55 cm y una distorsión igual a 0.0372, lo cual pone en evidencia la vulnerabilidad de la estructura estudiada y, por ende, los riesgos de accidente a los peatones en caso de que se presente un sismo.

5. Propuestas de mejora

5.1. Modelos de análisis

A partir de los resultados obtenidos y con la finalidad de mejorar las condiciones de servicio de los puentes peatonales, se propone reforzar a las estructuras con contraventeos convencionales, utilizando al mismo tiempo, para su análisis, diferentes diámetros de tubería estructural.

Los tipos de contraventeos que se propusieron para para el análisis se pueden observar en la figura 5.1, y estos son:

- Diagonal
- V invertida
- Tipo X
- Tipo K

Y los diámetros propuestos, para comparar con cada tipo de modelo de contraventeo, son de 4, 5, 6 y 8 pulgadas, los resultados del procesamiento de los datos a través del software se muestran en las tablas 5-1, 5-2, 5-3 y 5-4:

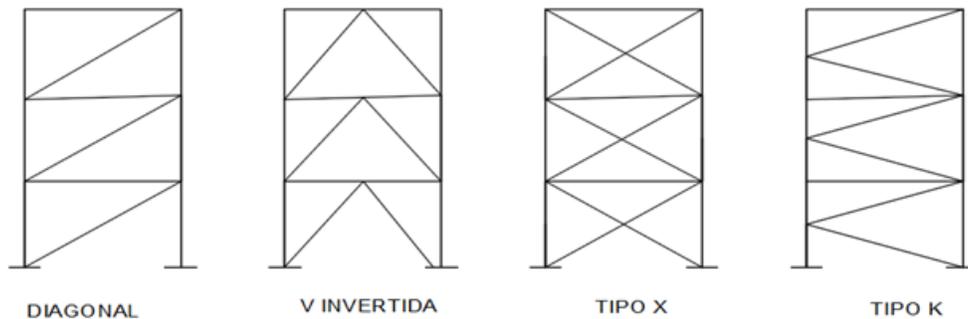


Figura 5.1 Tipos de modelos de contraventeo propuestos

Tabla 5-1 Contraventeo diagonal

DIÁMETRO	U ₁	U ₂	U ₃	R ₁	R ₂	R ₃
8"	0.0021	0.0314	0.0004	0.00561	5.00E-05	0.00139
6"	0.0023	0.0327	0.0004	0.00580	4.00E-05	0.00143
5"	0.0021	0.0369	0.0003	0.00646	3.00E-05	0.00156
4"	0.0014	0.0425	0.0002	0.00737	2.00E-05	0.00171

Tabla 5-2 Contraventeo tipo K

DIÁMETRO	U ₁	U ₂	U ₃	R ₁	R ₂	R ₃
8"	0.0020	0.0280	0.0005	0.00515	6.00E-05	0.00130
6"	0.0023	0.0292	0.0004	0.00534	5.00E-05	0.00134
5"	0.0024	0.0327	0.0004	0.00591	4.00E-05	0.00145
4"	0.0018	0.0377	0.0003	0.00675	3.00E-05	0.00159

Tabla 5-3 Contraventeo tipo X

DIÁMETRO	U ₁	U ₂	U ₃	R ₁	R ₂	R ₃
8"	0.0016	0.0241	0.0004	0.00450	5.00E-05	0.00160
6"	0.0019	0.0250	0.0004	0.00464	5.00E-05	0.00190
5"	0.0019	0.0278	0.0003	0.00506	3.00E-05	0.00129
4"	0.0019	0.0278	0.0003	0.00506	3.00E-05	0.00129

Tabla 5-4 Contraventeo tipo V invertida

DIÁMETRO	U ₁	U ₂	U ₃	R ₁	R ₂	R ₃
8"	0.0020	0.0300	0.0004	0.00541	5.00E-05	0.00136
6"	0.0021	0.0313	0.0003	0.00563	4.00E-05	0.00140
5"	0.0021	0.0355	0.0003	0.00630	3.00E-05	0.00152
4"	0.0014	0.0410	0.0002	0.00723	2.00E-05	0.00167

Al revisar los resultados obtenidos y ordenados en tabla 5.5. del análisis del modelo, de las diferentes opciones de estructuración, se puede observar que en todos de los casos se cumplen los requisitos que marcan las NTC, en cuanto a relación de esbeltez y distorsión de cada uno

de los elementos propuestos. En la figura 5.2 se muestra la distorsión generada utilizando contraventeos diagonales

Tabla 5-5 Concentrado de resultados de los diferentes tipos de contraventeo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
TIPO	Diámetro pulg	Long. (m)	Área cm ²	r (cm)	r esbeltez	Δ (cm)	Altura (m)	Distorsión	Distorsión normalizada en %	FUERZ AXIAL TON
K	4	2.96	20.48	3.83	77.28	3.77	9.96	0.0076	75.7028	23.55
	5	2.96	27.73	4.77	62.05	3.27	9.96	0.0066	65.6627	23.39
	6	2.96	36.00	5.70	51.93	2.92	9.96	0.0059	58.6345	22.80
	8	2.96	38.63	6.85	43.21	2.80	9.96	0.0056	56.2249	22.13
DIAGONAL	4	3.94	20.48	3.83	102.87	4.20	9.96	0.0084	84.3373	25.13
	5	3.94	27.73	4.77	82.60	3.69	9.96	0.0074	74.0964	26.32
	6	3.94	36.00	5.70	69.12	3.27	9.96	0.0066	65.6627	26.79
	8	3.94	38.63	6.85	57.52	3.14	9.96	0.0063	63.0522	26.33
X	4	3.94	20.48	3.83	102.87	2.78	9.96	0.0056	55.8233	17.74
	5	3.94	27.73	4.77	82.60	2.78	9.96	0.0056	55.8233	17.90
	6	3.94	36.00	5.70	69.12	2.50	9.96	0.0050	50.2008	17.86
	8	3.94	38.63	6.85	57.52	2.40	9.96	0.0048	48.1928	17.59
V INV	4	3.26	20.48	3.83	85.12	4.10	9.96	0.0082	82.3293	20.58
	5	3.26	27.73	4.77	68.34	3.55	9.96	0.0071	71.2851	20.93
	6	3.26	36.00	5.70	57.19	3.13	9.96	0.0063	62.8514	22.14
	8	3.26	38.63	6.85	47.59	3.00	9.96	0.0060	60.2410	17.93

5.2.- Descripción de la tabla 5-5 de resultados por cada modelo.

En la columna número 1, se indica el tipo de contraventeo propuesto.

En la segunda columna se encuentra el diámetro de la tubería utilizada para cada opción de refuerzo.

La tercera columna indica la longitud de la tubería utilizada entre dos columnas, en este caso, se analizó la correspondiente a las columnas de mayor altura.

La columna número 4 indica el área de la sección de la tubería en cm².

El radio de giro de la sección correspondiente a cada diámetro de tubería analizada se indica en la columna número 5.

En la columna 6 se calcula la relación de esbeltez de los elementos estructurales, observándose que es menor a la relación de esbeltez permitida. (NTC para diseño y construcción de estructuras de acero, 2017)

Los desplazamientos tomados a partir del modelo digitalizado se indican en la columna número 7; expresados en cm.

La altura de las columnas, expresadas en m, se indican en la columna 8, se tomó como base la de mayor altura que es la que se apoya en la ménsula anclada al muro pantalla, la cual corresponde al nodo 44 indicado en la figura 4.21.

En la columna 9 se calcula la distorsión (NTC para diseño por sismo, 2017) y en la columna 10 se presenta la distorsión normalizada en %

La columna 11 nos indica la fuerza axial que soportan los elementos. Aún, cuando los elementos metálicos no están trabajando como columnas será necesario revisarlos a compresión axial para determinar su resistencia.

5.2. Elección del modelo más conveniente.

De acuerdo a estos resultados se puede observar que la disminución de la distorsión es aceptable en todas las opciones, ya que la Norma Técnica Complementaria para diseño por sismo indica que, “para un sistema con base en columnas de concreto en voladizo y con un factor de comportamiento sísmico igual a 2, la distorsión límite es de 0.10”; y que además cumplen con los requisitos de resistencia a la compresión y de esbeltez; por ejemplo, se puede observar en la tabla 5-6, que el modelo de tipo X, de 8“, es el que produce la distorsión de menor magnitud, pero al mismo tiempo es el que tiene la mayor longitud de desarrollo y por lo tanto el de mayor peso.

Tabla 5-6 Índices de distorsión, peso y resistencia a la compresión

1	2	3	4	5	6	7	8	9
TIPO	Diámetro pulg	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	Long. Total m	Peso ton	γ	P	R	ÍNDICE GLOBAL
K	4	37.68	115.36	1.85	0.38	0.45	0.62	1.46
	5	57.14	115.36	2.51	0.33	0.61	0.41	1.35
	6	77.86	115.36	3.26	0.29	0.80	0.29	1.38
	8	85.76	115.36	3.50	0.28	0.85	0.26	1.39
DIAGONAL	4	28.55	86.00	1.38	0.42	0.34	0.88	1.64
	5	48.52	86.00	1.87	0.37	0.46	0.54	1.37
	6	70.81	86.00	2.43	0.33	0.59	0.38	1.30
	8	81.56	86.00	2.61	0.32	0.64	0.32	1.27
X	4	28.55	135.22	2.17	0.28	0.53	0.62	1.43
	5	48.52	135.22	2.94	0.28	0.72	0.37	1.37
	6	70.81	135.22	3.82	0.25	0.93	0.25	1.44
	8	81.56	135.22	4.10	0.24	1.00	0.22	1.46
V INV	4	34.93	115.49	1.86	0.41	0.45	0.59	1.45
	5	54.85	115.49	2.51	0.36	0.61	0.38	1.35
	6	76.13	115.49	3.26	0.31	0.80	0.29	1.40
	8	84.78	115.49	3.50	0.30	0.85	0.21	1.37

Con el propósito de poder identificar la propuesta más viable a partir de los resultados de la tabla 5-5. Se definieron 4 indicadores que permitieran tomar la decisión en forma cuantitativa, del modelo a utilizar, los cuales se presentan en la tabla 5-6, y son:

γ = La comparación de la distorsión obtenida entre la máxima permitida según la Norma

P = La relación del peso total del elemento utilizado y el de mayor peso analizado, con el objeto de poder determinar el elemento más económico.

R = La relación que existe entre la fuerza axial que soporta cada elemento y la resistencia a la compresión de cada uno de ellos.

Índice global = la suma de los índices $\gamma + P + R$

La resistencia a la compresión se presenta en la columna número 3 de la tabla 5-6. Se puede observar que, al comparar los resultados en dicha columna, la resistencia a la compresión en todas las propuestas, son mayores que la fuerza axial actuante, por lo tanto, con este parámetro no se tendría ningún problema en cualquiera de ellas.

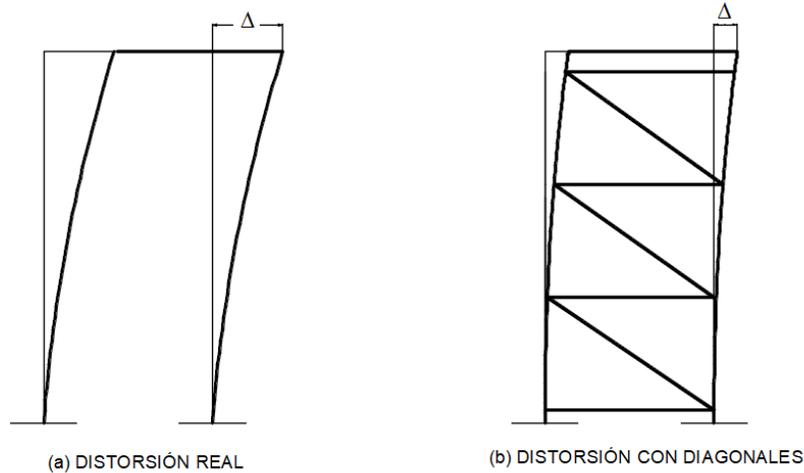


Figura 5.2 Comparación de la distorsión real contra la distorsión con contraventeos con diagonales

5.3. Modelos gráficos de las propuestas

5.3.1. Modelo de contraventeo con tubos de 8"

Dado que el modelo que cumple con el menor índice global resultó ser el de contraventeos con diagonales y con tubos de 8", se toma como propuesta de solución del puente. En las figuras 5.4 y 5.5 se presenta la forma de colocación de las placas y los tubos metálicos.

La estructura se describe a continuación.

Alrededor de las columnas circulares de concreto de 60 cm de diámetro, se fijarán placas de $\frac{3}{4}$ de pulgada y 60 cm de altura, semicirculares tal y como se muestra en la figura 5.3. Las placas a donde estarán soldados los tubos metálicos, garantizan al menos 10 cm de soldadura y estarán conectadas a las placas semicirculares también por soldadura. Se tomaron como ejemplo las columnas que están ubicadas al final de la primera rampa de acceso y que tienen la misma altura, $h = 5.60$ m y una separación entre ejes de 2.55 m

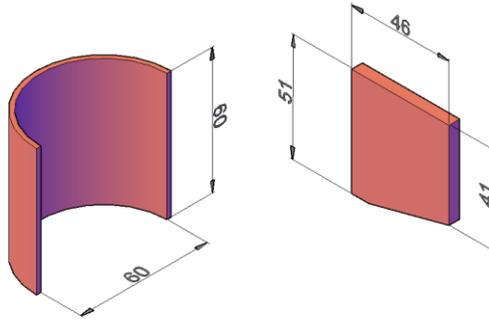


Figura 5.3 Placas de conexión a la columna y a los tubos de 8"

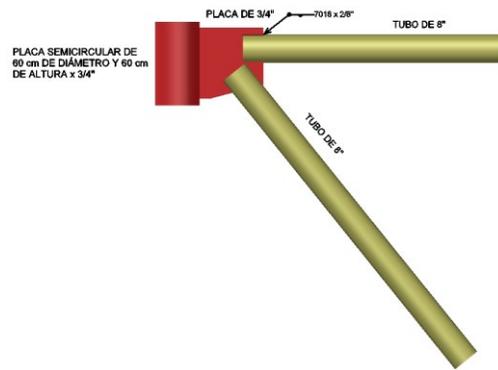


Figura 5.4 Detalle de conexión de placas y tubos metálicos

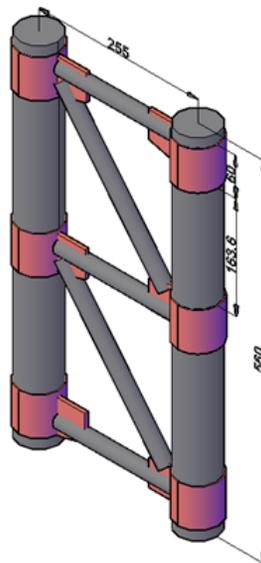


Figura 5.5 Modelo propuesto de refuerzo a las columnas

5.3.2. Placa de refuerzo de la ménsula.

Por otro lado, durante las evaluaciones del estado de condición de los puentes peatonales, se pudo observar que, otro serio problema que se presenta en los puentes peatonales, es la falla (grieta) que se observa en el empotre del muro pantalla, provocada por el momento flexionante que genera la ménsula anclada al muro pantalla, la cual sirve de apoyo a la rampa de acceso al puente.

Para corregir este problema, se ha realizado; por parte de la empresa que brinda el mantenimiento a las diferentes obras que conforman la carretera; composturas a base de tubos metálicos en forma diagonal, el esquema de reforzamiento se puede apreciar en la figura 5.3, sin embargo el problema persiste tal y como se aprecia en la figura 5.4, por lo que se propone construir una placa metálica que se coloque “encachetada”, en ambos lados de la columna en el sentido de mayor dimensión, con la finalidad de soportar la carga sobre la ménsula y reforzar la resistencia de los muros pantalla a flexión en su base, ver figura 5.4, las placas irían atornilladas o remachadas sobre las caras de la columna

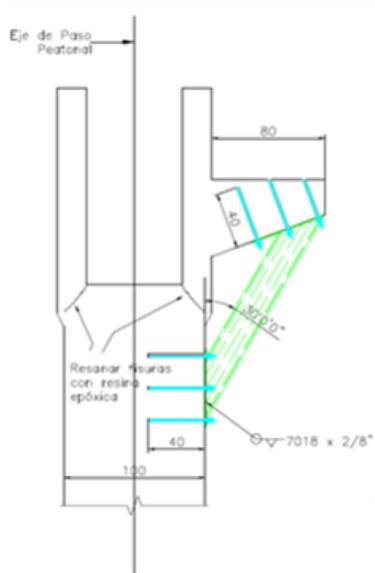


Figura 5.6 Detalle de reparación realizada, adecuado del plano original

5.3.2.1 Cálculo de las características de la placa de reforzamiento de la ménsula.

La Norma Técnica Complementaria de diseño y construcción de estructuras de acero indica que: “Las uniones en los patines y en alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno

de ellos, o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño”, lo cual también aplica en conexiones.



Figura 5.7 Vista de reparación realizada

La zona crítica de la placa es la que se encuentra debajo de la ménsula, justo en el paño interior de la columna, en la figura 5.8 se indica esta zona con una línea roja

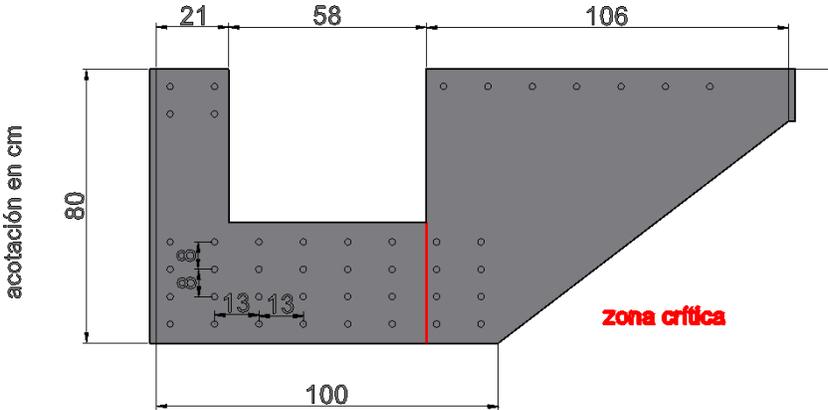


Figura 5.8 Placa de refuerzo para soportar el momento flexionante

Por lo que se determinará el ancho necesario para que la placa soporte el momento flexionante generado por la carga de la rampa, la cual está apoyada sobre una trabe que transmite el peso a la capa de neopreno y una base de concreto de 30 x 30 x 5, ver figura 5.9

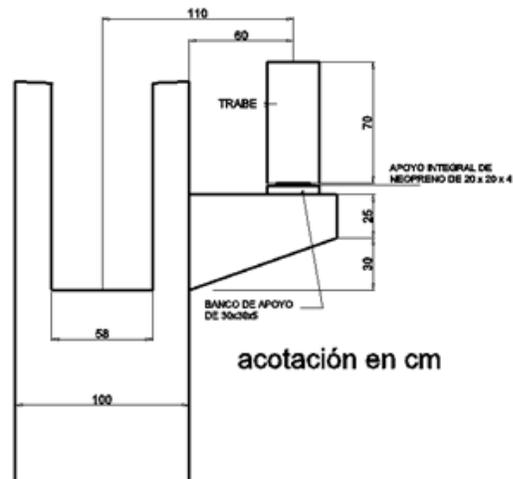


Figura 5.9 Detalle de trabe sobre la ménsula

La carga sobre la placa es de 7.08 ton, la cual fue determinada a partir del análisis realizado por medio del software comercial de análisis estructural.

$$P_c = (1.25)(7.08) = 8.85 \text{ t}$$

La distancia del apunto donde se concentra la carga a la zona crítica de la placa es de 81 cm, por lo que el momento flexionante en la conexión es igual a:

$$M_c = (8.85)(81) = 716.85 \text{ t - cm}$$

El diseño a flexión se realizará por el método plástico, por lo que se tiene:

$$M_u = 1.5 M_c$$

$$M_u = (1.5)(716) = 1075 \text{ t - cm}$$

$$M_u = F_R Z F_y$$

De donde

$$Z = \frac{M_u}{F_R F_y} = \frac{1075000}{(0.90)(2530)} = 472 \text{ cm}^3$$

El momento de inercia es igual a

$$I = \frac{th^3}{12}$$

Por lo tanto, el módulo de sección elástica es

$$S = \frac{th^2}{6}$$

Y el módulo de sección plástica es

$$Z = F_F S$$

El factor de forma $F_F = 1.5$ para secciones rectangulares

$$Z = \frac{1.5 th^2}{6} = 0.25 th^2$$

$$t = \frac{472}{0.25 h^2} = \frac{1888}{h^2}$$

Proponiendo un valor de $h = 35$ cm se tiene que:

$$t = \frac{1888}{(35)^2} = 1.54 \text{ cm} = 15.4 \text{ mm}$$

Por lo que se propone un espesor de placa de $3/4''$ (19 mm) > 15.4 mm ver figura 5.10

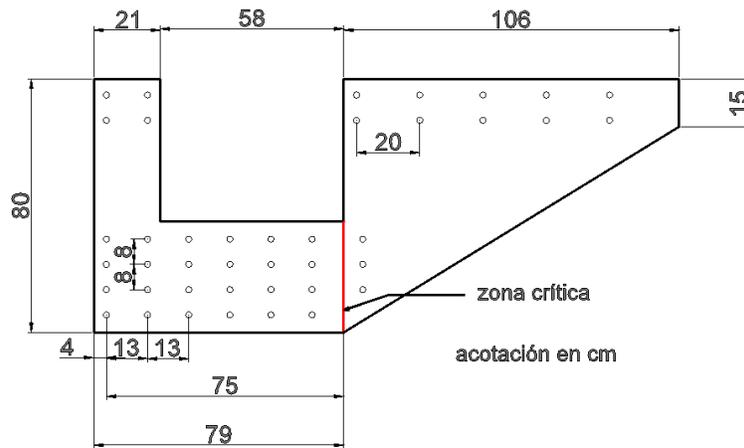


Figura 5.10 Detalle de placa metálica

Determinación de las fuerzas sobre los tornillos.

Para el cálculo se proponen 4 filas de 6 tornillos cada una por placa, la carga última que le corresponde a cada placa es de 8.85 t. Además, se proponen tornillos adicionales para fijar correctamente la placa a la ménsula y a la columna

Suponiendo una distribución lineal de las fuerzas que actúan sobre la placa metálica, ver figura 5.12, se puede determinar el valor de la pendiente m como

$$m = \frac{\Delta F}{x}$$

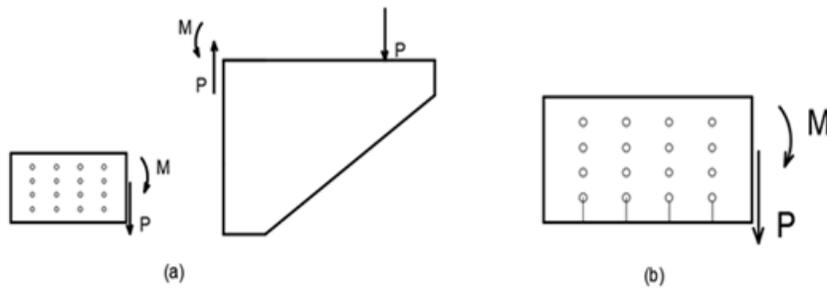


Figura 5.11 (a) Diagrama de cuerpo libre (b) Carga y momento sobre la placa

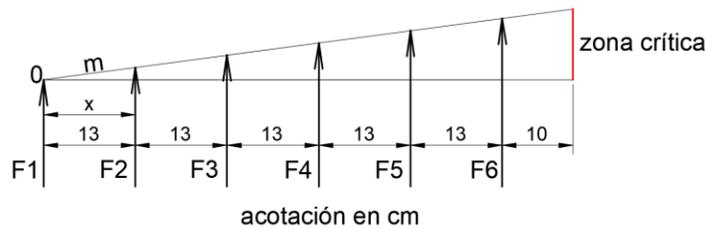


Figura 5.12 Distribución de fuerzas para 6 tornillos

$$\Delta F = F_2 - F_1$$

$$F_2 - F_1 = mx$$

Por lo tanto

$$F_2 = F_1 + mx$$

Aplicando las leyes de la estática se tiene que

$$\sum F = 8.85$$

Es decir

$$F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = 8.85$$

Pero

$$F_2 = F_1 + 13 m$$

$$F_3 = F_1 + 26 m$$

$$F_4 = F_1 + 39 m$$

$$F_5 = F_1 + 52 m$$

$$F_6 = F_1 + 65 m$$

Entonces

$$F_1 + (F_1 + 13m) + (F_1 + 26m) + (F_1 + 39m) + (F_1 + 52m) + (F_1 + 65m) = 13.275$$

$$6F_1 + 195 m - 8.85 = 0 \dots\dots\dots 1$$

Por otro lado se tiene que

$$\sum M/o = 0$$

Sacando momentos con respecto al punto 0 de la figura 5.10

$$F_2(13) + F_3(26) + F_4(39) + F_5(52) + F_6(65) - 13.275(75) - 1075 = 0$$

$$(F_1 + 13m)(13) + (F_1 + 26m)(26) + (F_1 + 39m)(39) + (F_1 + 52)(52) + (F_1 + 65)(65) - (8.85)(75) - 716.85 = 0$$

$$195F_1 + 9295 m - 1380.6 = 0 \dots\dots\dots 2$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se tiene que, $m = -0.37$ y $F_1 = 10.53 t$, por lo tanto, las fuerzas que soportarán las filas de tornillos son:

$$F_1 = 10.53 t$$

$$F_2 = 5.72 t$$

$$F_3 = 0.91 t$$

$$F_4 = -3.9 t$$

$$F_5 = -8.71 t$$

$$F_6 = -13.52 t$$

La fuerza sobre cada tornillo es

$$R_{U \text{ tornillo}} = F_F \text{ tornillo} = \frac{(1.5)(13.52)}{4} = 5.07 t$$

Proponiendo tornillos de 3/4", la resistencia a cortante de los mismos será

$$R = F_R A_b F_n$$

De la tabla 5.7 de la Norma Técnica Complementaria de construcción y diseño de estructuras de acero, el valor de $F_n = 3380 \text{ Kg/cm}^2$, para tornillos de alta resistencia A325 y el coeficiente $F_R = 0.75$

$$R = (0.75) \left(\frac{\pi(1.9)^2}{4} \right) (3380) = 7187 t$$

$$\frac{F_F}{R} = \frac{5070}{7187} = 0.705 < 1 \text{ OK}$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento.

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R R_n$, en donde F_R es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

$$R = F_R R_n$$

$$1.5 L_c t F_u = (1.5)(6.1)(1.9)(8840) = 153683 \text{ kg}$$

$$3d + F_u = 3(1.9)(1.9)(8840) = 95737 \text{ kg}$$

La norma indica que se debe tomar el menor de los dos resultados anteriores

$$R = F_R R_n = (0.75)(95737) = 68024 \text{ kg}$$

$$\frac{F_u \text{ tornillo}}{R} = \frac{5070}{68024} = 0.074 < 1 \text{ ok}$$

Con el propósito de reducir la cantidad de acero, se propuso que la placa no cubriera totalmente el peralte de la ménsula, así mismo en la parte posterior de la columna se propuso que se colocaran sólo dos placas de 20 cm de ancho, ver figura 5.13 y 5.14

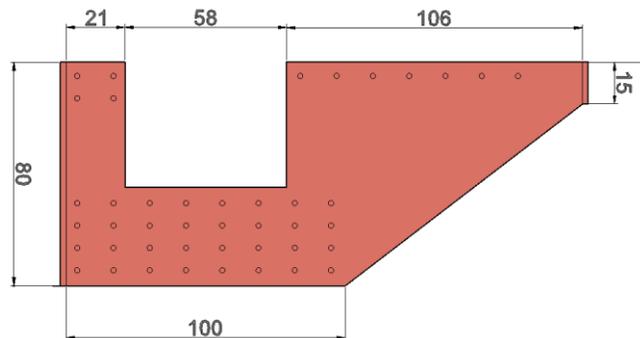


Figura 5.13 Características finales de la placa metálica

Para mejorar el trabajo conjunto de las 2 placas encachetadas sobre la columna, se propone que estas estén conectadas (soldadas) por el frente y por debajo de la ménsula con placas del mismo espesor, tal y como se aprecia en la figura 5.14, en la figura 5.15 se puede observar el modelo de placas en su conjunto

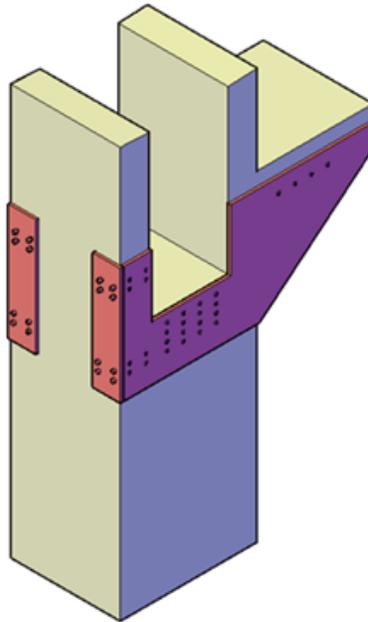


Figura 5.14 Detalle de colocación de las placas sobre la columna

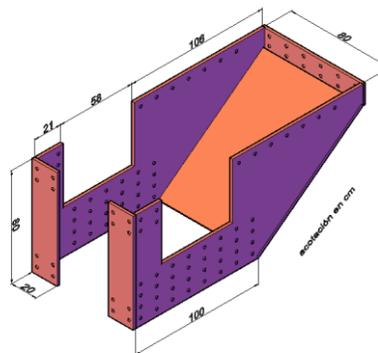


Figura 5.15 Esquema de placas trabajando en conjunto

Se espera que con estos resultados se mejore la estabilidad de las estructuras de concreto y se brinde la seguridad que deben proporcionar este tipo de puentes peatonales y cumplan totalmente con la función para lo que fueron construidos.

6.- Conclusiones

Mediante la cédula de inspección se revisaron los 20 puentes peatonales ubicados entre Tapachula y Cd. Hidalgo, Chiapas, como los puentes son relativamente nuevos, construidos en el 2010 aproximadamente; no se encontraron daños en los materiales provocados por el interperismo o malos procesos constructivos. Los daños significativos encontrados son debidos a una mala estructuración.

Debido a que prácticamente los puentes son puentes tipo, con algunas pequeñas variantes tales como la disposición de las rampas de acceso; se elaboró un modelo digitalizado para poder revisar su comportamiento estructural, obteniéndose los siguientes resultados:

- Al hacer el análisis sísmico en la dirección paralela al puente, se obtuvieron desplazamientos de gran amplitud, 18 cm, lo cual pone en evidencia la vulnerabilidad de la estructura dado que su distorsión es mayor que lo que indican las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, lo cual pone en riesgo la seguridad de los usuarios.
- Al proponer mejoras de estructuración a través de contraventeos por medio de tubos metálicos y realizar su análisis a través del modelo, se encontró una clara disminución en los desplazamientos de las rampas.
- La mejor solución de refuerzo con contraventeos de tubos metálicos es la de contraventeo diagonal con tubos de 8” debido a que fue la que obtuvo el menor índice global que sirvió como parámetro de comparación entre los diferentes resultados, obtenidos del análisis con el modelo del puente peatonal.
- La ménsula requiere un refuerzo adicional que evite que se sigan generando fallas (agrietamientos) en los muros pantalla, en este caso se propone reforzarlo con placas metálicas “encachetadas” a la columna principal en su sección más pequeña.

Anexos

ANEXO 1

EVALUACIÓN DE DAÑOS

Problemas geotérmicos		Estructura	
<input type="checkbox"/>	Grietas alrededor de columnas	<input type="checkbox"/>	Colapso total
<input type="checkbox"/>	Hundimientos diferenciales	<input type="checkbox"/>	Colapso parcial
<input type="checkbox"/>	Socavación o erosión	<input type="checkbox"/>	Rampas o escaleras
<input type="checkbox"/>	Licuasión de arenas	<input type="checkbox"/>	Piso

Daños observables						
Tipo de daño y características	Columnas	Trabes	Rampas	Piso	Contraviento	Conexiones
1.- Colapso / daño generalizado	<input type="checkbox"/>					
2.- Grietas inclinadas (por cortante)	<input type="checkbox"/> mm					
3.- Grietas normales al eje (por flexión)	<input type="checkbox"/> mm					
4.- Aplastamiento de concreto	<input type="checkbox"/>					
5.- Fractura refuerzo longitudinal	<input type="checkbox"/>					
6.- fractura refuerzo transversal o estribos	<input type="checkbox"/>					
7.- Pandeo de barras a compresión	<input type="checkbox"/>					
8.- Pandeo de placas	<input type="checkbox"/>					
9.- Pandeo global o inestabilidad	<input type="checkbox"/>					
10.- Falla de soldadura	<input type="checkbox"/>					
11.- Falla de conectores (tornillos/remaches)	<input type="checkbox"/>					
12.- Corrosión del acero	<input type="checkbox"/>					
Distancia entre estribos/atiesadores	<input type="text"/> cm					



Sistema de piso		Porcentaje de elementos dañados	
<input type="checkbox"/>	Colapso		
Grietas:		Grave	Medio
<input type="checkbox"/>	alrededor de columnas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	al centro del claro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	sobre las trabes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
anchura máxima: <input type="text"/> mm			

Columnas - Trabes	Daño grave	Medio
	Colapso Grietas por cortante > 2 mm Grietas por flexión > 5 mm Pandeo general Pandeo de placas Pandeo o fractura del refuerzo	> 1 mm > 2 mm

ANEXO 2

CÉDULA DE INSPECCIÓN DE PUENTES PEATONALES

DATOS GENERALES

IDENTIFICACIÓN

MUNICIPIO: TAPACHULA
 LOCALIZACIÓN GEOREFERENCIA:
 UBICACIÓN:
 CARRETERA
 REFERENCIA:

ESTADO: CHIAPAS
 Km: 13 + 790

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

TIPO DE PUENTE: CONCRETO
 LONG. DEL PUENTE (m):
 TOTAL DE VANOS: 1

AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 2010
 ANCHO DEL PUENTE (m): 2.50 m
 ALTURA DEL PUENTE (m): 5.50 m

ESTRUCTURACION:

ACCESO

RAMPAS: X
 No. DE RAMPAS O ESCALERAS: 4
 MATERIAL DE RAMPAS O ESCALERAS: CONCRETO
 NUMERO DE DESCANSOS: 2
 PENDIENTE EN RAMAS (%): 12.5
 HUELLA (cm):
 MATERIAL DEL PISO DEL PUENTE: CONCRETO

ESCALERAS:
 LONGITUD: m ANCHO (m): 2.50 m
 ESPESOR DE LOSA (cm): 10 cm
 NUMERO DE ESCALONES:
 MATERIAL DE ESCALON:
 PERALTE (cm):

COLUMNAS

NUMERO: 12
 SECCIÓN: CIRCULAR

MATERIAL: CONCRETO
 DIMENSIONES: 60 cm

VIGAS

NUMERO: 5
 SECCIÓN: RECTANGULAR

MATERIAL: CONCRETO
 DIMENSIONES:

TECHO (SI/NO): NO

RAMPA O ESCALERA	EJE-TRAMO	LONGITUD (m)

CROQUIS DE RAMPA O ESCALERA

COLUMNAS

CONCRETO (X)

METALICA ()

FISURAS

SIN FISURAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD: _____

GRIETAS

SIN GRIETAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD: _____

CORROSION POR CARBONATACIÓN O POR CLORUROS EN EL CONCRETO

NO SE APRECIA CORROSION (X) SUPERIOR () INFERIOR ()

CORROSION DEL ACERO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

SIN CORROSIÓN (X) MANCHAS DE OXIDACIÓN ()

ESCAMAS DE CORROSIÓN () PERDIDA DE SECCIÓN ()

HAY ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO:

SI () NO (X)

UBICACIÓN : EN TODAS LAS COLUMNAS**DESCONCHAMIENTO**

SIN DESCONCHAMIENTO (X) SUPERFICIAL () PARCIAL () PROFUNDA ()

EXISTE ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO EN: _____

CORROSIÓN EN LAS COLUMNAS METALICAS

SIN CORROSIÓN () INICIO DE CORROSIÓN () ORIFICIOS () RUPTURA () AGUJEROS ()

DIMENSIONES DE AGUJERO (cm):

UBICACIÓN: _____

HAY SOLDADURAS AGRIETADAS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

HAY REMACHES O TORNILLOS FLOJOS, PICADOS O EXPULSADOS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

LA COLUMNA REQUIERE PINTURA

SI (X) NO ()

No. DE COLUMNA	ALTURA (m)	TIPO DE SECCION	DIMENSIONES (cm)
	VARIABLE	CIRCULAR	60

CROQUIS

BARANDALES

CORROSIÓN EN LOS BARANDELES

SIN CORROSIÓN (X) INICIO DE CORROSIÓN () ORIFICIOS () RUPTURA () AGUJEROS ()

DIMENSIONES DEL AGUJERO (cm): _____

UBICACIÓN: _____

HAY SOLDADURAS AGRIETADAS

SI () NO (X)

UBICACIÓN: _____

HAY REMACHES O TORNILLOS FLOJOS, PICADOS O EXPULSADOS

SI () NO (X)

UBICACIÓN: _____

SE APRECIAN BARANDALES DESPRENDIDOS

SI () NO (X)

UBICACIÓN: _____

LOS BARANDALES REQUIEREN PINTURA:

SI () NO (X)

JUNTAS SI () NO ()

UBICACIÓN: _____

TIPO DE APOYOS: _____

CROQUÍS

ANALISIS DEL ESTADO DE LOS ELEMENTOS

PISO DEL PUENTE

LOSA: LOSA ACERO: _____ LAMINA: _____ OTROS: _____

SELECCIONA CON UNA X EL POSIBLE DAÑO PRESENTADO

FISURAS:

SIN FISURAS () SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN:

LECHO SUPERIOR () LECHO INFERIOR () CARA LATERAL ()

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD (mm): _____

GRIETAS:

SIN GRIETAS () SUEPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN:

LECHO SUPERIOR () LECHO INFERIOR () CARA LATERAL ()

LAS GRIETAS ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO: SI: _____ NO: _____

CORROSIÓN POR CARBONATACIÓN O POR CLORUROS EN EL CONCRETO

NO SE APRECIA CORROSION () LECHO SUPERIOR () LECHO INFERIOR ()

CORROSION DEL ACERO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

SIN CORROSIÓN () MANCHAS DE OXIDACIÓN () ESCAMAS DE CORROSIÓN ()

PERDIDA DE SECCIÓN ()

HAY ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO: SI: _____ NO:

EN LA PARTE DEL PISO SE OBSERVAN MANCHAS DE HUMEDAD: SI: NO: _____

FILTRACIONES

CENTRO DEL CLARO: _____ EXTREMOS: _____ TODA LA LOSA: _____

DESCONCHAMIENTO

SIN DESCONCHAMIENTO () SUPERFICIAL () PARCIAL () PROFUNDA: ()

PISO METALICO

SIN CORROSION () INICIO DE CORROSIÓN () ORIFICIOS () RUPTURA () AGUJEROS ()

DIMENSIONES DE AGUJERO (cm): _____ UBICACIÓN: _____

HAY SOLDADURAS AGRIETADAS

SI: _____ NO: UBICACIÓN: _____

HAY REMACHES O TORNILLOS FLOJOS, PICADOS O EXPULSADOS

SI: _____ NO: UBICACIÓN: _____

EL PISO REQUIERE PINTURA

SI: NO: _____

TRABES

CONCRETO (X)

METALICAS ()

FISURAS

SIN FISURAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD (mm): _____

GRIETAS

SIN GRIETAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD (mm): _____

LAS GRIETAS ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO: SI () NO ()**CORROSIÓN POR CARBONATACIÓN O POR CLORUROS EN EL CONCRETO**

NO SE APRECIA CORROSIÓN () CARA LATERAL () LECHO INFERIOR ()

CORROSIÓN DEL ACERO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

SIN CORROSIÓN () MANCHAS DE OXIDACIÓN ()

ESCAMAS DE CORROSIÓN () PERDIDA DE SECCIÓN ()

HAY ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO:

SI SI () NO (X)

UBICACIÓN: _____

DESCONCHAMIENTO

SIN DESCONCHAMIENTO (X) SUPERFICIAL () PARCIAL () PROFUNDA ()

EXISTE ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO EN: _____

CORROSIÓN EN LAS VIGAS METALICAS

SIN CORROSIÓN (X) INICIO DE CORROSIÓN () ORIFICIOS () RUPTURA () AGUJEROS ()

DIMENSIONES DE AGUJERO (cm): _____

UBICACIÓN: _____

HAY SOLDADURAS AGRIETADAS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

HAY REMACHES O TORNILLOS FLOJOS, PICADOS O EXPULSADOS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

LA VIGA REQUIERE PINTURA

SI (X) NO ()

CROQUIS

--

TRABES

CONCRETO (X)

METALICAS ()

FISURAS

SIN FISURAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD (mm): _____

GRIETAS

SIN GRIETAS (X) SUPERFICIAL () PROFUNDA () PARCIAL () TOTAL ()

UBICACIÓN: _____

ESPESOR (mm): _____ PROFUNDIDAD (mm): _____

LAS GRIETAS ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO: SI () NO ()

CORROSIÓN POR CARBONATACIÓN O POR CLORUROS EN EL CONCRETO

NO SE APRECIA CORROSIÓN () CARA LATERAL () LECHO INFERIOR ()

CORROSIÓN DEL ACERO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

SIN CORROSIÓN () MANCHAS DE OXIDACIÓN ()

ESCAMAS DE CORROSIÓN () PERDIDA DE SECCIÓN ()

HAY ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO:

SI () NO (X)

UBICACIÓN : _____

DESCONCHAMIENTO

SIN DESCONCHAMIENTO (X) SUPERFICIAL () PARCIAL () PROFUNDA ()

EXISTE ACERO DE REFUERZO DESCUBIERTO EN: _____

CORROSIÓN EN LAS VIGAS METALICAS

SIN CORROSIÓN (X) INICIO DE CORROSIÓN () ORIFICIOS () RUPTURA () AGUJEROS ()

DIMENSIONES DE AGUJERO (cm): _____

UBICACIÓN: _____

HAY SOLDADURAS AGRIETADAS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

HAY REMACHES O TORNILLOS FLOJOS, PICADOS O EXPULSADOS

SI () NO (X) UBICACIÓN: _____

LA VIGA REQUIERE PINTURA

SI (X) NO ()

CROQUIS

BIBLIOGRAFÍA

Alonso Farrera, F.A. (2006) OPTIMIZACIÓN CONJUNTA DE LAS POLÍTICAS DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN EN PUENTES MEDIANTE ALGORITMOS GENÉTICOS. APLICACIÓN AL SISTEMA DE GESTIÓN DE PUENTES DEL ESTADO DE CHIAPAS (MÉXICO), Barcelona, España

Carrión Viramontes, F.J., Quintana Rodríguez, J.A., López López, J.A, Balankin, A., & Samayoa Ochoa, D. (2006). Metodologías de inspección no destructivas aplicables a sistemas de gestión de puentes. Querétaro, México.

Martínez Cañamares, S. (2016). Sistema de Gestión de Puentes, Optimización de estrategias de mantenimiento, implementación en redes locales de carreteras. Madrid.

Ministerio de transportes y comunicaciones, República del Perú. (2006) GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES, Lima, Perú

Valenzuela Díaz, S.A, (2008) Metodología de gestión de puentes a nivel red basada en inspección visual. Santiago de Chile.

Claro Chuquimia, R., Meruvia Cabrera, P. (2004) Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de puentes

Bader, J (2017) nondetructive testing and evaluation of Steel Bridges.

[http://cee.umd.edu/~ccfu/ref7_17/BADER NDE of Steel Bridges.pdf](http://cee.umd.edu/~ccfu/ref7_17/BADER_NDE_of_Steel_Bridges.pdf).

Rodríguez, S., Vivas, J., Vega, A., & Baño, V. (2014) Metodología para la inspección, evaluación y diagnóstico mediante técnicas no destructivas del estado estructural de puentes de madera. España

Urquiza, M.J. (2012) Mantenimiento de puentes

Gamboa, A., Federíco, E. (1972) Manual de inspecciones de puentes del Ministerio de Obras Públicas

MTC Perú (2006) Guías para inspección de puentes

NTC PARA DISEÑO POR SISMO 2017

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO 2017

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO 2017