

Tesis

*Facultad de
Ingeniería Civil*

**Universidad
Michoacana de San
Nicolás de Hidalgo**

**CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES
ATIRANTADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN**



Presenta: Ing. Pablo Cesar
Domínguez Martínez

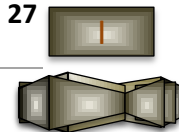
Asesor: *Dr. Manuel Jara
Díaz*

Grado a obtener: Maestro
en Ingeniería

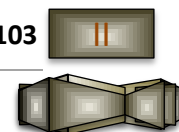
Agosto 2012 / Morelia

Índice

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO GENERAL	2
OBJETIVOS PARTICULARES	2
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	3
LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	4
CAPÍTULO 1 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES ATIRANTADOS	5
1.1 CARACTERÍSTICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO	5
1.2 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	10
VOLADIZOS SUCESIVOS	11
CONSTRUCCIÓN SOBRE APOYOS PROVISIONALES	15
OTROS PROCESOS	16
1.3 ANÁLISIS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	16
1.4 CONTROL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	18
CAPÍTULO 2 ACCIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	19
2.1 CARGA MUERTA	19
2.2 EQUIPO UTILIZADO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	20
2.3 VARIACIÓN DE LA FUERZA DE TENSADO DE LOS CABLES	22
MÉTODO DEL TABLERO ARTICULADO EN TODOS LOS CABLES	23
MÉTODO DE ANULACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS	23
MÉTODO DE ANULACIÓN DE LAS REACCIONES EN APOYOS FICTICIOS	25
MÉTODO DE ANULACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS A LO LARGO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	26
2.4 EFECTO DE LA INYECCIÓN DE DUCTOS	27

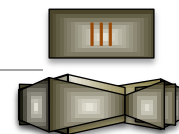


2.5	CONTRACCIÓN Y FLUJO PLÁSTICO	30
2.6	TEMPERATURA	31
2.7	SISMO	32
<u>CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA</u>		<u>33</u>
3.1	FUENTES IMPORTANTES DE SISMOS	33
3.2	ACELERACIÓN PARA EL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN	44
<u>CAPÍTULO 4 ANÁLISIS PARA IDENTIFICAR LAS FASES CRÍTICAS DE LA CONSTRUCCIÓN</u>		<u>50</u>
4.1	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PUENTE	50
4.2	DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA	50
	GEOMETRÍA LONGITUDINAL	50
	TABLERO	51
	TIRANTES	52
	PILAS	53
4.3	PREDISEÑO DEL PUENTE	54
4.4	ANÁLISIS DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO	58
4.5	INFLUENCIA DEL PESO DEL CARRO DE AVANCE	66
4.6	EFFECTO DE LA ACCIÓN SÍSMICA	68
4.7	FASES CRÍTICAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	74
<u>CAPÍTULO 5 CAPACIDAD SÍSMICA DURANTE LAS FASES CRÍTICAS DE CONSTRUCCIÓN</u>		<u>80</u>
5.1	ANÁLISIS DE LOS PUENTES	80
5.2	CURVAS DE CAPACIDAD	85
5.3	PUNTOS DE DESEMPEÑO	96
<u>CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS</u>		<u>103</u>
6.1	RESPUESTA DEL PUENTE CONSIDERANDO EL EFECTO SÍSMICO EN UNA SOLA DIRECCIÓN	103



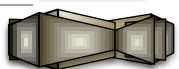
Capacidad sísmica de puentes atirantados durante la construcción

A) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA LA TORRE	103
B) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA LOS TIRANTES	105
C) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA EL TABLERO	106
6.2 RESPUESTA DEL PUENTE CONSIDERANDO LA COMBINACIÓN DE COMPONENTES SÍSMICAS	108
A) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA LA TORRE	108
B) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA LOS TIRANTES	109
C) ETAPA CRÍTICA DE CONSTRUCCIÓN PARA EL TABLERO	109
6.3 CONCLUSIONES	110
<u>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</u>	<u>112</u>
<u>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS</u>	<u>115</u>



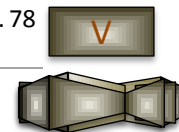
Índice de figuras

FIGURA 1.1 PUENTE ATIRANTADO Y COLGANTE.....	5
FIGURA 1.2 TORRES DE SUSTENTACIÓN.....	7
FIGURA 1.3 CABLES PRINCIPALES.....	7
FIGURA 1.4 VIGA TRANSVERSAL.....	8
FIGURA 1.5 VIGAS LONGITUDINALES.....	8
FIGURA 1.6 PUENTE ATIRANTADO TIPO ABANICO.....	9
FIGURA 1.7 PUENTE ATIRANTADO TIPO ARPA.....	10
FIGURA 1.8 PUENTE ATIRANTADO TIPO SEMI-ARPA.....	10
FIGURA 1.9 VOLADIZOS SUCESIVOS.....	11
FIGURA 1.10 ETAPA 1 VOLADIZOS SUCESIVOS.....	12
FIGURA 1.11 ETAPA 2 VOLADIZOS SUCESIVOS.....	12
FIGURA 1.12 ETAPA 3 VOLADIZOS SUCESIVOS.....	13
FIGURA 1.13 ETAPA 4 VOLADIZOS SUCESIVOS.....	13
FIGURA 1.14 VOLADIZOS SUCESIVOS (1 VOLADIZO).....	14
FIGURA 1.15 APOYOS PROVISIONALES.....	15
FIGURA 2.1 CARRO DE AVANCE.....	20
FIGURA 2.2 CARRO DE AVANCE EN DOBLE VOLADIZO.....	21
FIGURA 2.3 FUERZAS DEL CABLE EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA.....	27
FIGURA 2.4 ESQUEMA PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE INYECCIÓN DE DUCTOS.....	28
FIGURA 3.1 BASE MEXICANA DE DATOS DE SISMOS FUERTES.....	33
FIGURA 3.2 UBICACIÓN DE LOS SISMOS DE SUBDUCCIÓN SELECCIONADOS.....	34
FIGURA 3.3 UBICACIÓN DE LOS SISMOS DE FALLAMIENTO NORMAL.....	36
FIGURA 3.4 ESPECTROS DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN E-W.....	41
FIGURA 3.5 ESPECTROS DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN N-S.....	42
FIGURA 3.6 ESPECTROS DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN VERTICAL.....	42
FIGURA 3.7 ESPECTROS DE FALLAMIENTO NORMAL DIRECCIÓN E-W.....	43
FIGURA 3.8 ESPECTROS DE FALLAMIENTO NORMAL DIRECCIÓN N-S.....	43
FIGURA 3.9 ESPECTROS DE FALLAMIENTO NORMAL DIRECCIÓN VERTICAL.....	44
FIGURA 3.10 ESPECTRO ESCALADO DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN E-W.....	46
FIGURA 3.11 ESPECTRO ESCALADO DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN N-S.....	47



Capacidad sísmica de puentes atirantados durante la construcción

FIGURA 3.12 ESPECTRO ESCALADO DE SUBDUCCIÓN DIRECCIÓN VERTICAL.....	47
FIGURA 3.13 ESPECTRO ESCALADO DE FALLAMIENTO DIRECCIÓN SENTIDO E-W	48
FIGURA 3.14 ESPECTRO ESCALADO DE FALLAMIENTO NORMAL DIRECCIÓN N-S.....	48
FIGURA 3.15 ESPECTRO ESCALADO DE FALLAMIENTO NORMAL DIRECCIÓN VERTICAL	49
FIGURA 4.1 RELACIÓN DE CLAROS.....	51
FIGURA 4.2 GEOMETRÍA DEL TABLERO	52
FIGURA 4.3 CONFIGURACIÓN DE TIRANTES (MEDIO PUENTE).....	53
FIGURA 4.4 GEOMETRÍA DE PILAS	54
FIGURA 4.5 REACCIONES VIGA CONTINUA	55
FIGURA 4.6 NUMERACIÓN DE LOS DISTINTOS CABLES DEL PUENTE	55
FIGURA 4.7 FLECHA EN TABLERO Y TORRE.....	57
FIGURA 4.8 ETAPA 2.....	59
FIGURA 4.9 ETAPA 14.....	60
FIGURA 4.10 PUENTE COMPLETO	60
FIGURA 4.11 CABLES Y NODOS DE REFERENCIA PARA EL CONTROL DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	62
FIGURA 4.12 ELEMENTOS DEL TABLERO	62
FIGURA 4.13 DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DEL TABLERO CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	63
FIGURA 4.14 DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE LA TORRE CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	64
FIGURA 4.15 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL TABLERO CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.....	64
FIGURA 4.16 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA TORRE CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	65
FIGURA 4.17 FUERZAS EN LOS CABLES CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	65
FIGURA 4.18 MOMENTOS EN EL TABLERO CONSIDERANDO EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	66
FIGURA 4.19 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN PILAS Y TABLERO PARA LA ESTRUCTURA SOLA Y PARA LA ESTRUCTURA MÁS EL CARRO	67
FIGURA 4.20 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS EN LOS CABLES PARA LA ESTRUCTURA SOLA Y PARA LA ESTRUCTURA MÁS EL CARRO	68
FIGURA 4.21 ACELEROGRAMA MZ019510	69
FIGURA 4.22 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL TABLERO (CASO 1A).....	70
FIGURA 4.23 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA TORRE (CASO 1A)	71
FIGURA 4.24 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL TABLERO (CASO 4B).....	71
FIGURA 4.25 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL TABLERO (CASO 5A).....	72
FIGURA 4.26 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA TORRE (CASO 5A)	72
FIGURA 4.27 FUERZAS CONSIDERANDO EL CASO 1A	73
FIGURA 4.28 FUERZAS CONSIDERANDO EL CASO 5A	73
FIGURA 4.29 FASE CRÍTICA PARA LOS CABLES ETAPA 10.....	78

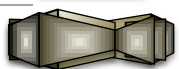


Capacidad sísmica de puentes atirantados durante la construcción

FIGURA 4.30 FASE CRÍTICA PARA LA TORRE ETAPA 8.....	79
FIGURA 4.31 FASE CRÍTICA PARA EL TABLERO ETAPA 14.....	79
FIGURA 5.1 ELEMENTOS CRÍTICOS.....	83
FIGURA 5.2 CARGA TRANSVERSAL EN LA ETAPA 8.....	86
FIGURA 5.3 CARGA LONGITUDINAL EN LA ETAPA 8.....	86
FIGURA 5.4 CARGA VERTICAL EN LA ETAPA 8.....	87
FIGURA 5.5 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL.....	87
FIGURA 5.6 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA LONGITUDINAL.....	88
FIGURA 5.7 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA VERTICAL.....	88
FIGURA 5.8 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....	89
FIGURA 5.9 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL, LONGITUDINAL Y VERTICAL.....	89
FIGURA 5.10 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL.....	90
FIGURA 5.11 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA LONGITUDINAL.....	91
FIGURA 5.12 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA VERTICAL.....	91
FIGURA 5.13 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....	92
FIGURA 5.14 CURVA DE CAPACIDAD APLICANDO CARGA TRANSVERSAL, LONGITUDINAL Y VERTICAL.....	92
FIGURA 5.15 ESPECTRO DE DISEÑO PARA LA COSTA DE MICHOACÁN.....	94
FIGURA 5.16 UBICACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	94
FIGURA 5.17 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL A LA ETAPA 8 DE CONSTRUCCIÓN.....	96
FIGURA 5.18 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA LONGITUDINAL A LA ETAPA 8 DE CONSTRUCCIÓN.....	97
FIGURA 5.19 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA VERTICAL A LA ETAPA 8 DE CONSTRUCCIÓN.....	97
FIGURA 5.20 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL A LA ETAPA 8 DE CONSTRUCCIÓN.....	98
FIGURA 5.21 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL, LONGITUDINAL Y VERTICAL A LA ETAPA 8 DE CONSTRUCCIÓN.....	98
FIGURA 5.22 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL A LA ETAPA 10 DE CONSTRUCCIÓN.....	99
FIGURA 5.23 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA LONGITUDINAL A LA ETAPA 10 DE CONSTRUCCIÓN.....	100
FIGURA 5.24 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA VERTICAL A LA ETAPA 10 DE CONSTRUCCIÓN.....	100
FIGURA 5.25 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL A LA ETAPA 10 DE CONSTRUCCIÓN.....	101
FIGURA 5.26 PUNTO DE DESEMPEÑO APLICANDO CARGA TRANSVERSAL, LONGITUDINAL Y VERTICAL A LA ETAPA 10 DE CONSTRUCCIÓN.....	101
FIGURA 6.1 CABLES MÁS AFECTADOS.....	105
FIGURA 6.2 ELEMENTOS DEL TABLERO MÁS AFECTADOS.....	107

Índice de tablas

TABLA 2.1 PESOS DE MATERIALES	19
TABLA 3.1 REGISTROS SÍSMICOS DE SUBDUCCIÓN	36
TABLA 3.2 REGISTROS SÍSMICOS DE FALLAMIENTO NORMAL	37
TABLA 3.3 DATOS DE LOS ESPECTROS DEL REGISTRO AC029310	38
TABLA 3.4 DATOS DE LOS ESPECTROS DEL REGISTRO AC029310 ESCALADO.	39
TABLA 3.5 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE LOS SISMOS DE SUBDUCCIÓN	40
TABLA 3.6 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE LOS SISMOS DE FALLAMIENTO NORMAL	40
TABLA 4.1 CÁLCULO INICIAL DEL ÁREA DE LOS CABLES	56
TABLA 4.2 PARTICIPACIÓN MODAL.....	61
TABLA 4.3 ÍNDICES DE DAÑO EN LOS CABLES	76
TABLA 4.4 ÍNDICES DE DAÑO EN LA TORRE	77
TABLA 4.5 ÍNDICES DE DAÑO EN EL TABLERO	77
TABLA 5.1 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE FALLAMIENTO NORMAL EN LA ETAPA 8.....	82
TABLA 5.2 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE SUBDUCCIÓN EN LA ETAPA 8	82
TABLA 5.3 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE FALLAMIENTO NORMAL EN LA ETAPA 10	83
TABLA 5.4 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE SUBDUCCIÓN EN LA ETAPA 10	83
TABLA 5.5 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE FALLAMIENTO NORMAL EN LA ETAPA 14	84
TABLA 5.6 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE SUBDUCCIÓN EN LA ETAPA 14	84
TABLA 5.7 PUNTOS DE DESEMPEÑO ETAPA 8	99
TABLA 5.8 PUNTOS DE DESEMPEÑO ETAPA 10	102
TABLA 6.1 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA EN LA PILA.....	104
TABLA 6.2 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA EN CABLES	106
TABLA 6.3 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA DE MOMENTOS EN EL TABLERO	107
TABLA 6.4 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA DE CARGAS AXIALES EN EL TABLERO	107
TABLA 6.5 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA EN LA PILA.....	108
TABLA 6.6 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA EN CABLES	109
TABLA 6.7 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA DE MOMENTOS EN EL TABLERO	110
TABLA 6.8 PORCENTAJE DE APORTACIÓN SÍSMICA DE CARGAS AXIALES EN EL TABLERO	110



Introducción

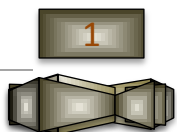
La necesidad de salvar grandes claros como ríos y arroyos, da inicio a la construcción de puentes que ayuden a pasar éstos y otros obstáculos. Las técnicas de construcción nos han llevado a elaborar en la antigüedad puentes formados por piedras, y hoy en día puentes atirantados, en arco y colgantes, que son los más largos del planeta.

El empleo de los diferentes materiales de construcción, los distintos elementos estructurales, la forma en que trabaja la estructura y el método constructivo empleado, generan las diferentes tipologías de puentes con los que se cuenta en la actualidad.

Los puentes atirantados son una tipología que se esta empleando con mayor frecuencia en estos días, debido a su eficiencia para salvar claros de hasta 1 kilometro y el atractivo visual que representan.

La capacidad sísmica del puente es un aspecto sumamente importante a considerar, ya que la resistencia y rigidez de un puente de este tipo durante su construcción es muy distinta de las condiciones del puente terminado, que pueden llevar a una falla en los elementos del puente, como la rotura de los cables, comprometiendo la resistencia de éstos y probablemente el colapso del puente.

Uno de los métodos constructivos empleado en los puentes atirantados, es el de voladizos sucesivos, este procedimiento es el más utilizado en la actualidad, no solamente para este tipo de puentes, sino para otros puentes de grandes claros.

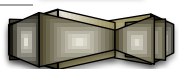


Objetivo general

Determinar la capacidad sísmica en la fase de construcción de puentes atirantados construidos mediante el método de voladizos sucesivos. Se consideraran los efectos espaciales del movimiento del terreno y la intensidad sísmica asociada al tiempo de ejecución de la obra.

Objetivos particulares

- a) Describir las variantes del procedimiento de construcción en voladizos sucesivos que se emplean usualmente en puentes atirantados.
- b) Definir la intensidad sísmica correspondiente al tiempo de construcción de este tipo de estructuras.
- c) Realizar análisis no lineales del puente considerando las acciones asociadas al proceso de construcción y al tiempo de ejecución de la obra, combinados con la acción sísmica.
- d) Evaluar las condiciones críticas para la estabilidad del puente ante la combinación de acciones que incluyan el efecto sísmico
- e) Obtener la capacidad sísmica de un puente atirantado en las etapas constructivas críticas, con base en las tipologías comunes de este tipo de puente



Organización del trabajo

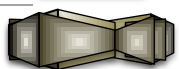
Debido a la gran relevancia que tiene el método de construcción, la primera parte del trabajo está enfocado en la descripción del procedimiento de construcción de este tipo de puentes, en particular el análisis y control del procedimiento constructivo utilizado en estos puentes, especialmente el método de voladizos sucesivos.

En el siguiente capítulo se describen las acciones que actúan comúnmente durante la construcción, tales como: la carga muerta; el equipo que se utiliza para el izaje y montaje de los elementos; también se analiza la variación de la fuerza de tensado de los cables, durante las distintas etapas de construcción; los efectos de la contracción, flujo plástico y temperatura.

Para la demanda sísmica se analizarán las fuentes sísmicas más importantes en el país, que son principalmente dos: los sismos de subducción los más frecuentes y afectan a más poblaciones en el país, donde se registran las mayores magnitudes sísmicas; el otro tipo de sismo es el de fallamiento normal, que son menos frecuentes y de menor magnitud, pero con el agravante de que pueden producirse a distancias más cercanas a las estructuras de interés.

Uno de los objetivos es identificar las fases críticas de la construcción del puente, por lo que el capítulo 4 está dirigido a estudiar el efecto de las cargas permanentes, del carro de avance y la acción sísmica considerando los movimientos horizontales y verticales del terreno.

En la parte final se construirán las curvas de capacidad y se obtendrán los puntos de desempeño para las etapas o fases críticas de la construcción del puente.

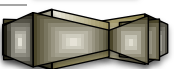


Líneas futuras de investigación

Para próximas investigaciones se recomienda analizar un mayor número de estructuras, con distintas condiciones de geometría. En los casos en que se excedan los límites elásticos del material desarrollar análisis no lineales y considerar también los efectos de segundo orden en pilas y tableros.

Es importante comparar los resultados con las recomendaciones reglamentarias en cuanto a la forma de combinar las acciones sísmicas y establecer las condiciones que deben tenerse en cuenta para exigir la revisión de la condición sísmica en la construcción.

Por último se sugiere realizar estudios sobre las medidas que deben adoptarse en aquellos casos en que el sismo en etapas de construcción pueda generar problemas a la estructura durante esta fase del proyecto.



Capítulo 1 Procedimientos de construcción de puentes atirantados

1.1 Características de un puente atirantado

Los puentes atirantados, al igual que los colgantes, tienen la característica de que sus estructuras están soportadas principalmente por los cables. Este tipo de estructuras son eficientes para salvar grandes claros, ya sea colgantes (claros hasta de 2 kilómetros) o atirantados (claros hasta de 1 kilómetro).

Tanto los puentes atirantados como colgantes cuentan con torres de sustentación, tablero y cables. En la Figura 1.1 se muestran los dos tipos de puentes, a la izquierda el puente atirantado, donde se observa como el tablero se encuentra suspendido por las torres mediante cables inclinados, a diferencia de los puentes colgantes (Figura 1.1 derecha) en que el tablero está sostenido por unos cables secundarios verticales que están conectados al cable principal horizontal sujeto con las torres.

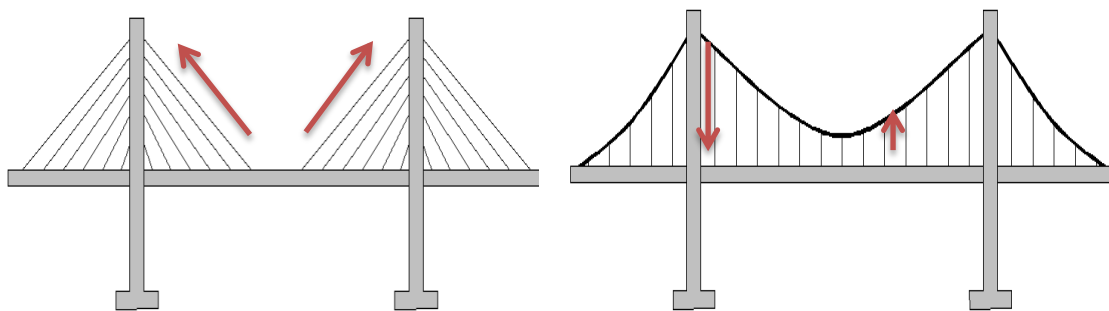
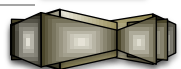


Figura 1.1 Puente atirantado y colgante
(Adaptada de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas>)

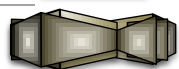


Visualmente podría parecer que los puentes son iguales (Figura 1.1), pero en la forma trabajar son totalmente diferentes, ya que los puentes colgantes al tener los cables en forma vertical permiten que la superestructura trabaje solamente a tensión, a diferencia de los cables del puente atirantado que están inclinados, haciendo que la componente horizontal de los tirantes produzca elevadas fuerzas de compresión en el tablero y en las torres.

En los puentes colgantes, el tablero es soportado por cables verticales que transmiten la carga a otro cable principal, que también trabaja a tensión y que envía la carga a un contrapeso ubicado en los extremos del puente. La mayor eficiencia de una estructura que trabaja a tensión, como es el caso del puente colgante, le permite salvar claros mayores que la de los puentes atirantados.

La reacción vertical de los cables sobre el tablero, proporciona a la superestructura los apoyos necesarios para soportar los grandes claros que se pueden construir con un puente atirantado. Las reacciones horizontales que se producen en el tablero por efecto de la inclinación de los cables, dan origen a compresiones elevadas en la superestructura que llegan a condicionar el máximo claro que puede salvarse con este tipo de puente. Las reacciones verticales en las torres también dan origen a grandes fuerzas de compresión que complican el diseño de estos elementos. Por otro lado, las fuerzas horizontales en las torres se tratan de equilibrar con las del claro adyacente para evitar la flexión en los fustes de la torre.

Los elementos fundamentales del puente atirantado son los tirantes, el tablero y las torres; los tirantes son cables rectos inclinados que le proporcionan al tablero un apoyo intermedio para que trabaje como una viga continua sobre apoyos múltiples.



Las torres de sustentación (Figura 1.2) son el soporte físico del puente, de tal manera que las torres se encargan de transmitir las cargas a la cimentación, su geometría y material son diversos pero presentan la característica de una gran rigidez en la dirección transversal del puente y una menor rigidez en la dirección longitudinal.

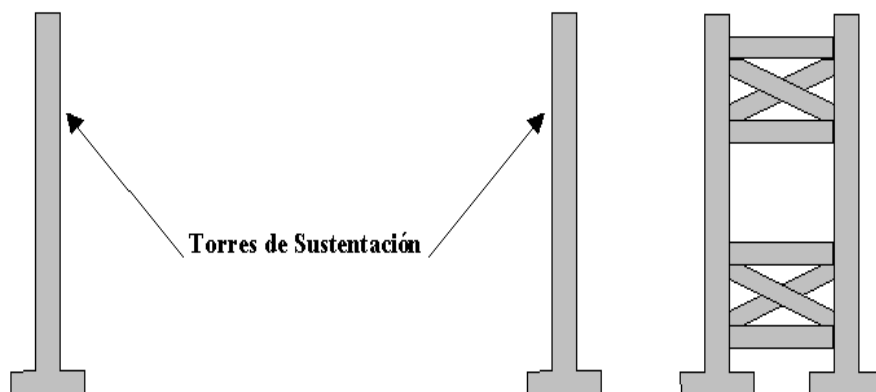


Figura 1.2 Torres de sustentación
(Tomada de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas>)

Los cables principales (Figura 1.3) se encuentran apoyados en distintas partes de la torre de sustentación y sirven como tensores para el resto de la estructura. Es importante mencionar que como los cables soportarán casi en su totalidad las cargas del puente estos suelen ser de acero de alta resistencia.

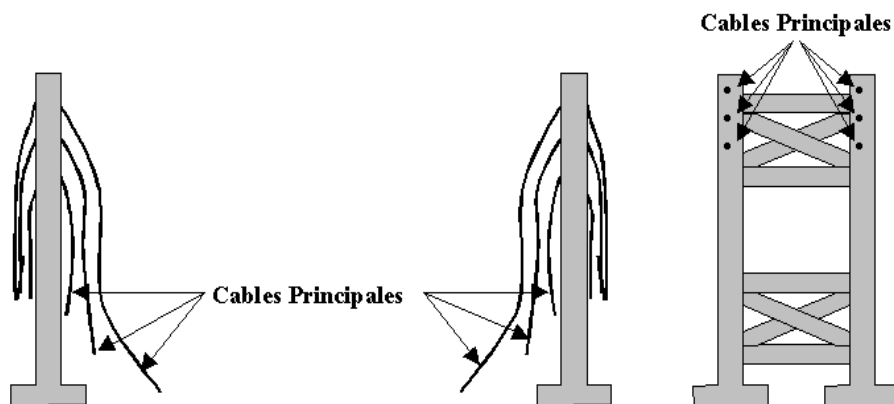


Figura 1.3 Cables principales
(Tomada de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas>)

Suspendidas por los cables principales del puente se encuentran las vigas transversales y longitudinales (Figura 1.4 y Figura 1.5), estas vigas forman el tablero del puente que soportara directamente las cargas de los vehículos que transiten por él. Así como las torres, el tablero también puede ser construido con diversos materiales.

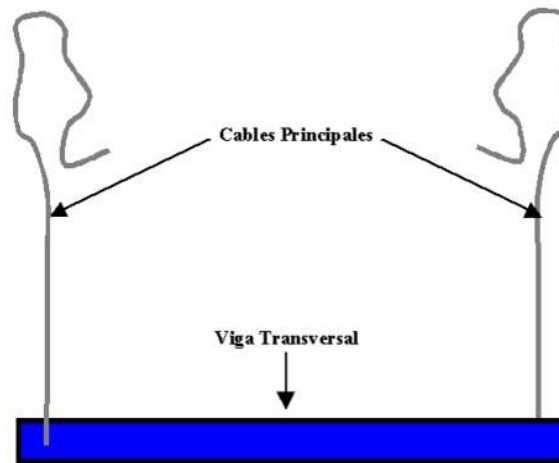


Figura 1.4 Viga transversal
(Tomada de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas>)

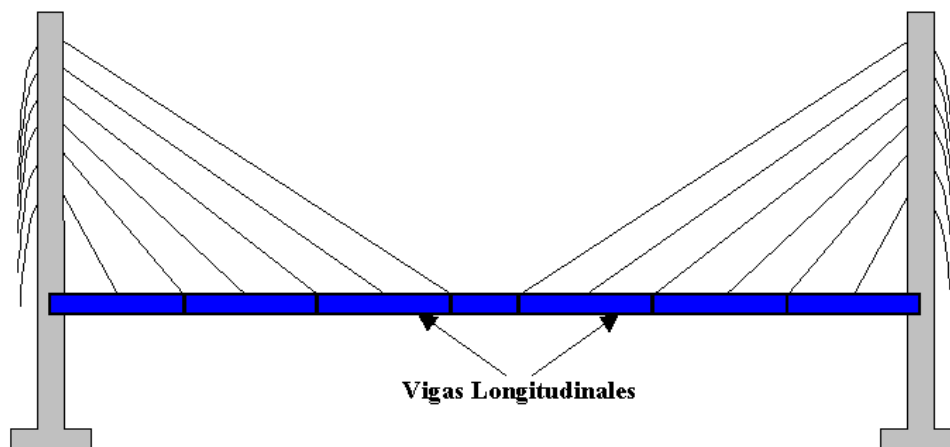
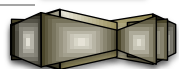


Figura 1.5 Vigas longitudinales
(Tomada de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas>)



Por lo que de manera general, el tablero transmite las cargas a los cables, estos a su vez transmiten las cargas a las torres de sustentación que finalmente transfieren las cargas a la cimentación.

Los tipos de puentes atirantados debido a la forma en que se encuentran apoyados sus cables o tirantes son: los de abanico (figura 1.6) y los tipo arpa (figura 1.7), ambas configuraciones de tirantes tienen ventajas y desventajas para el puente, por lo que se tiende a usar cada vez con mayor frecuencia una disposición intermedia conocida como semi-arpa (figura 1.8), ofreciendo las ventajas de ambas distribuciones.

La configuración en semi-arpa consiste en un anclaje en menor longitud de la torre que la disposición en arpa, permitiendo el alojamiento con mayor facilidad de los gatos hidráulicos para la colocación de los tirantes, así mismo permite una mayor rapidez de construcción que una configuración tipo abanico.

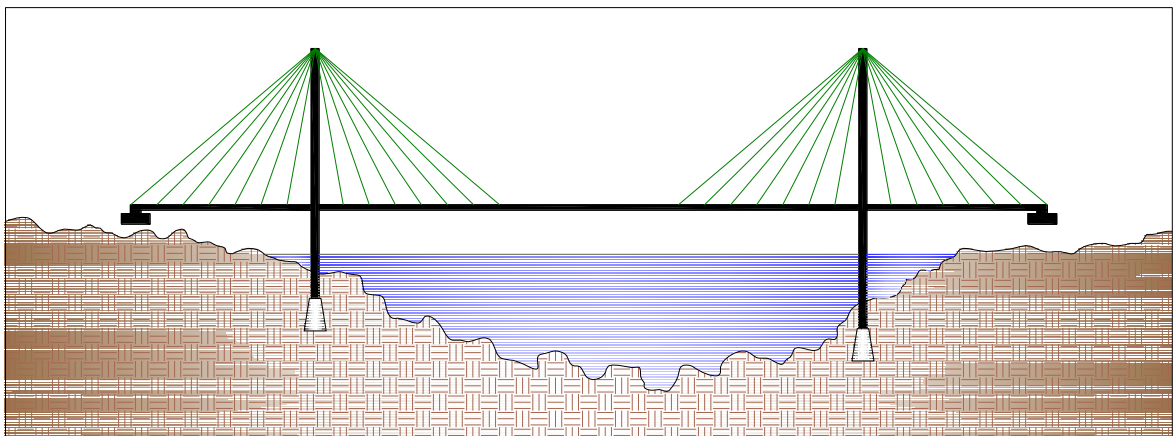
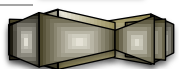


Figura 1.6 Puente atirantado tipo abanico



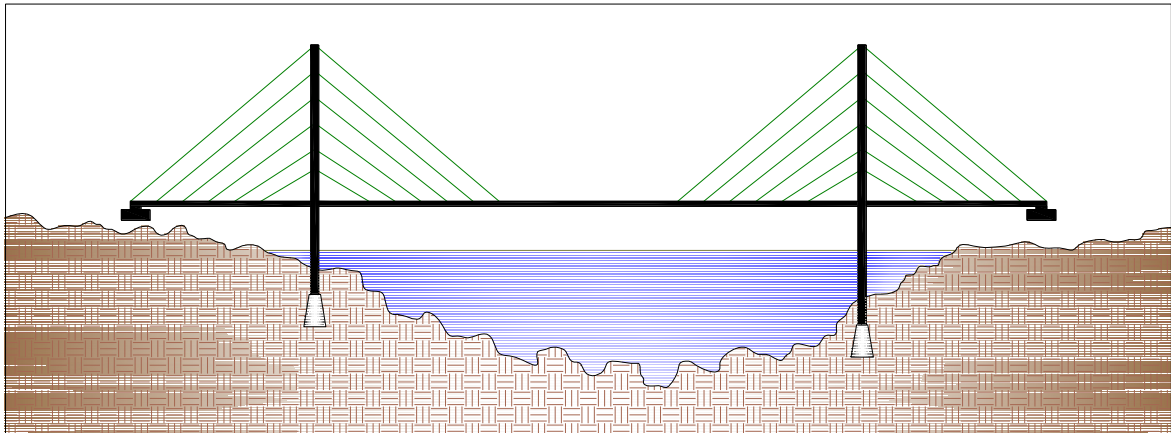


Figura 1.7 Puente atirantado tipo arpa

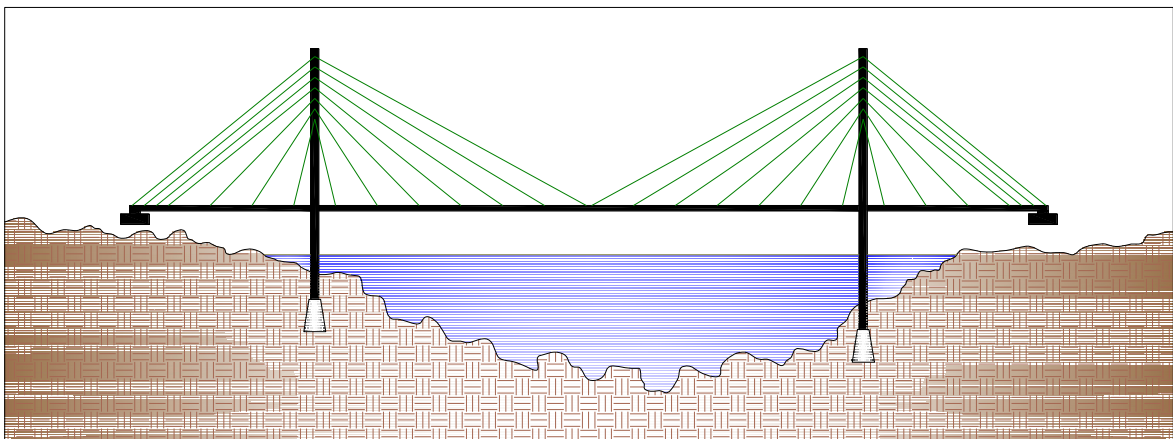
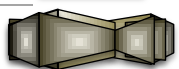


Figura 1.8 Puente atirantado tipo semi-arpa

1.2 Procedimientos constructivos

Debido a los grandes claros que cubren estos puentes el proceso constructivo es de igual relevancia, ya que los esfuerzos solicitados durante cada una de las etapas constructivas, tanto por el tiempo de ejecución de la obra, como por las grandes longitudes que se producen durante el proceso constructivo, dejan a la estructura en condiciones de vulnerabilidad ante un evento sísmico en la fase constructiva que deben ser estudiadas cuidadosamente.



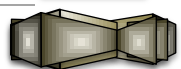
Voladizos sucesivos

Los procesos constructivos utilizados son variados pero el más común es el de voladizos sucesivos (figura 1.9). Este proceso es el más utilizado actualmente en la construcción, y no solamente es empleado en este tipo de puentes sino también en otros puentes de grandes claros.



**Figura 1.9 Voladizos sucesivos
(Tomada de Construction engineering of the hongkong-shenzhen
cable-stayed bridge.)**

De manera general, el procedimiento consiste en la construcción de la superestructura a partir de las torres, agregando tramos parciales que se sostienen de los tirantes, de una manera simétrica, a partir de cada torre, para mantener el equilibrio y que no se someta a grandes momentos a la estructura que provoquen volcadura de las torres o que exijan condiciones de diseño más desfavorables que las que se producirán durante su vida útil.



A continuación se muestra en etapas este procedimiento constructivo. La primera etapa consiste en el levantamiento de las torres principales y fijar las mismas (figura 1.10)

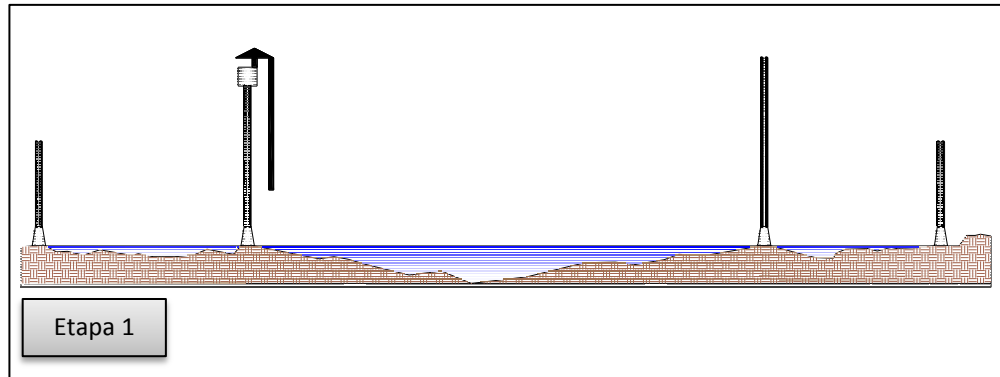


Figura 1.10 Etapa 1 Voladizos sucesivos

El siguiente paso mostrado en la figura 1.11 es iniciar el voladizo libre equilibrándolo con unas grúas torre de perforación que operan en el tablero levantando los segmentos de la viga transportada al sitio.

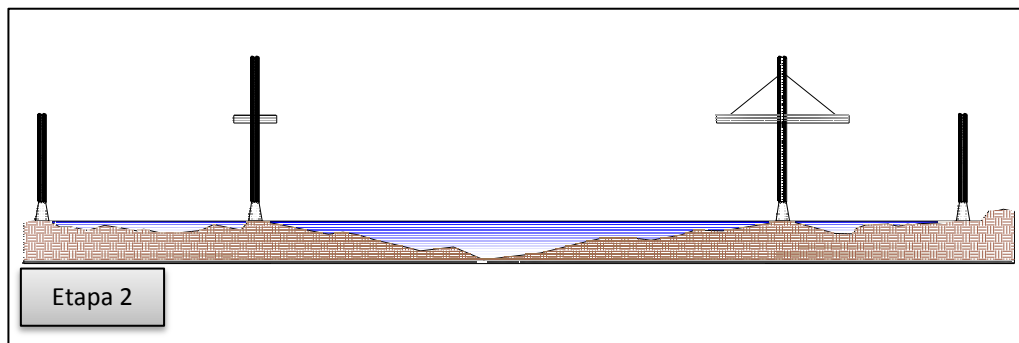
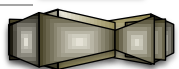


Figura 1.11 Etapa 2 Voladizos sucesivos

Debido a que los voladizos van creciendo pueden presentarse momentos que provoquen el vuelco de las torres, así que se instalan los tirantes (figura 1.12) y se tensionan inicialmente para evitar grandes momentos. Es frecuente que se completen los voladizos para la mitad del puente antes de mover las grúas a la otra mitad del puente.



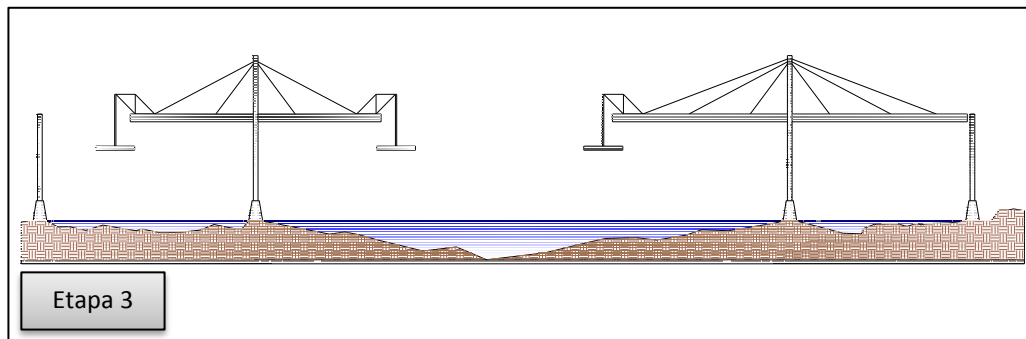


Figura 1.12 Etapa 3 Voladizos sucesivos

Finalmente se termina el puente cerrándolo en el tramo medio (figura 1.13), dejando aplicar las cargas adicionales que se presentan por la tensión final en los cables.

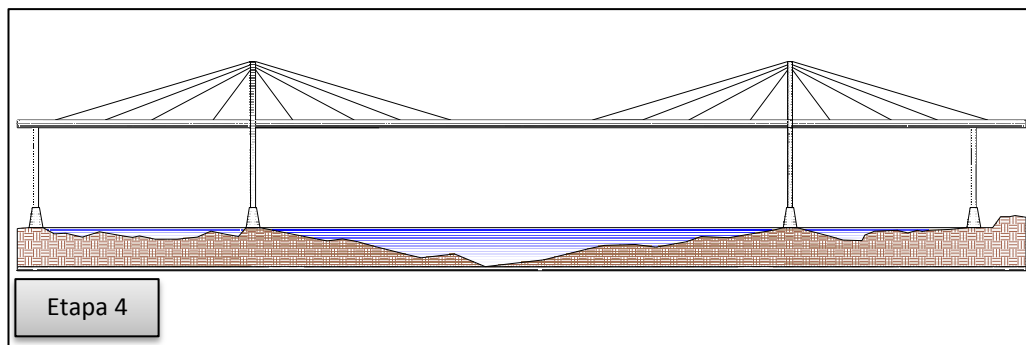
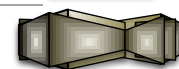


Figura 1.13 Etapa 4 Voladizos sucesivos

Para este proceso constructivo pueden emplearse dovelas prefabricadas o construirlas en el sitio.



Capítulo 1 Procedimientos de construcción de puentes atirantados

El proceso puede hacerse como se mostró en las figuras anteriores, el cual se hace con doble voladizo, o como se muestra en la figura 1.14, empleando solo un voladizo.

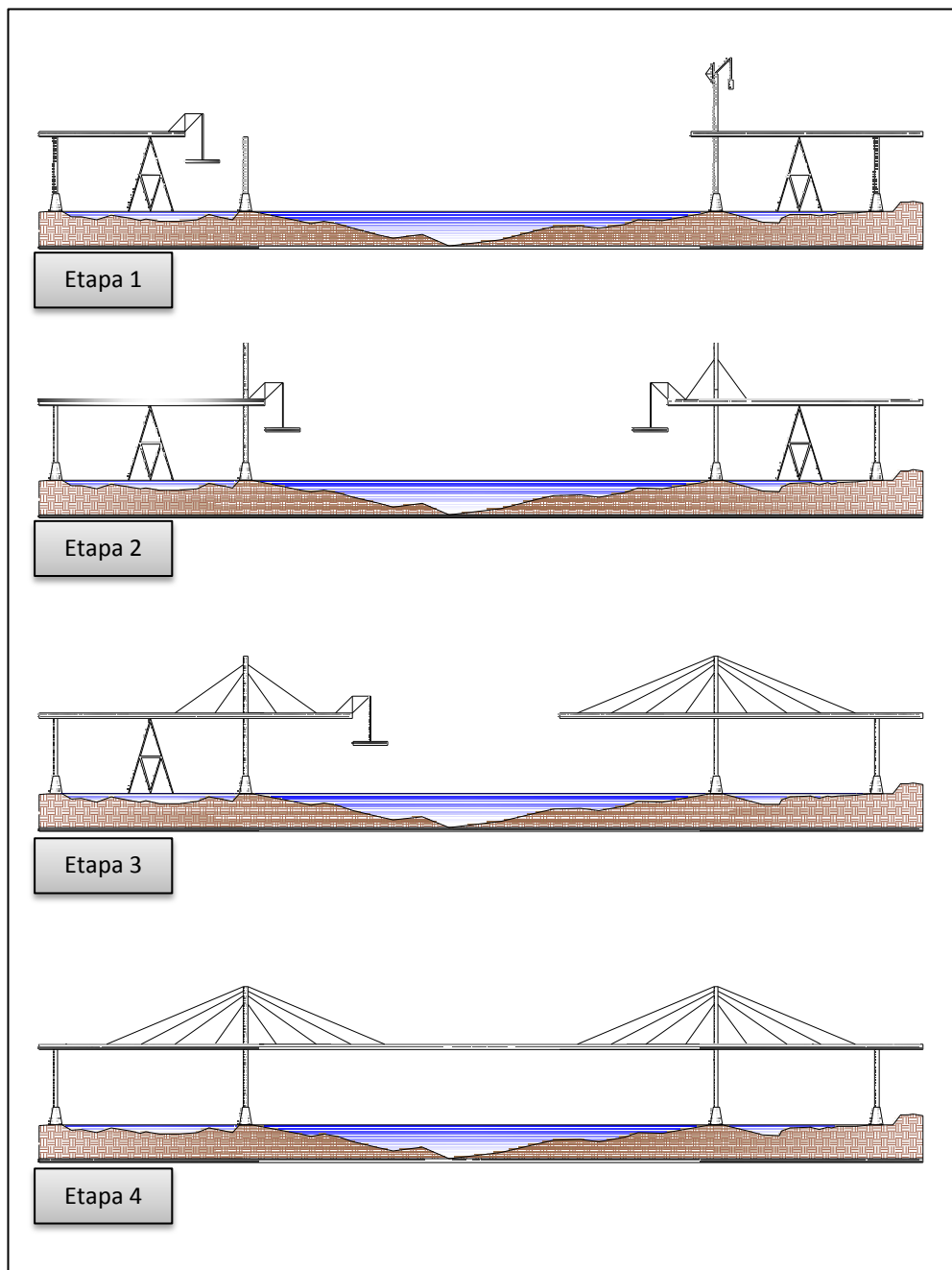
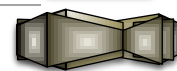


Figura 1.14 Voladizos sucesivos (1 voladizo)



Construcción sobre apoyos provisionales

Para este proceso el tablero es colocado sobre un sistema de apoyos provisionales antes de atirantarlo, una vez finalizado se ponen los tirantes y se les da carga hasta dejar al puente en su posición final, como se ilustra en la figura 1.15, se remueven todos los apoyos provisionales para transferir las cargas al sistema de cables.

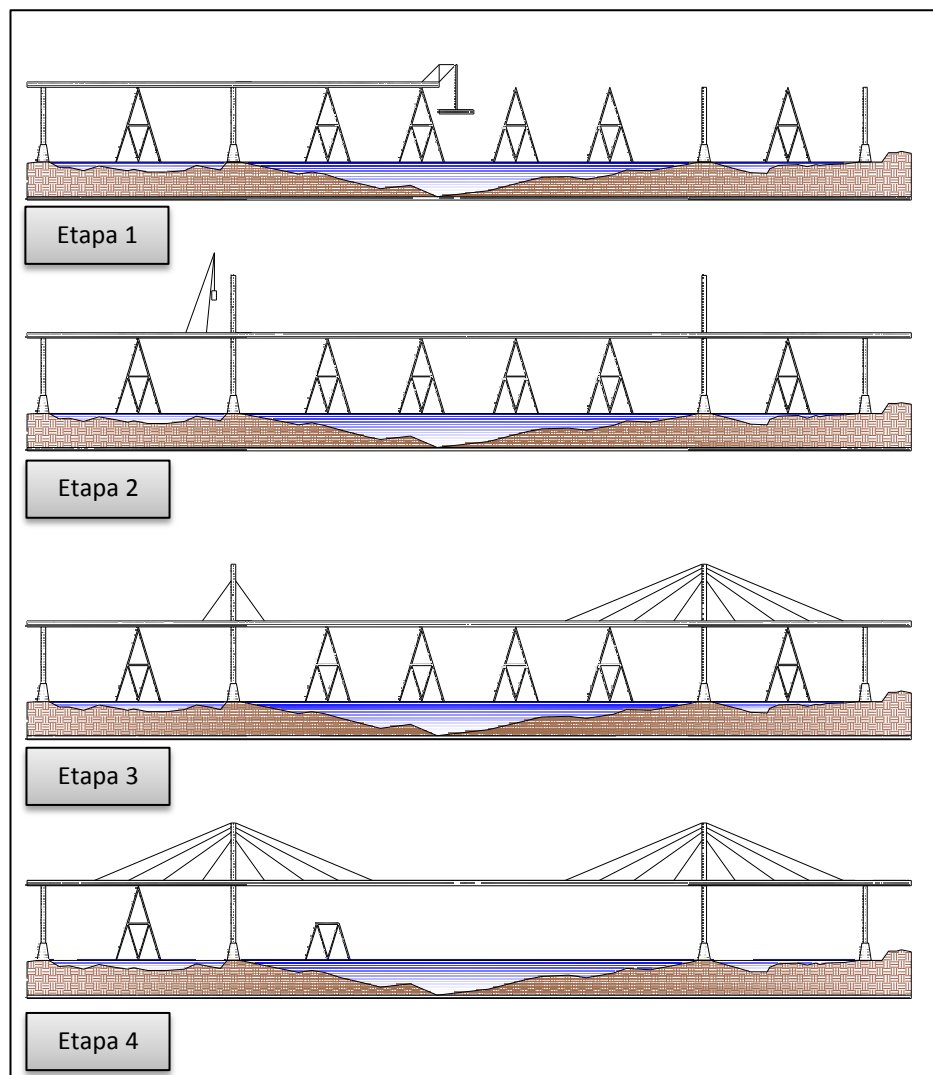
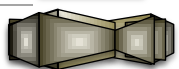


Figura 1.15 Apoyos provisionales



El procedimiento anterior puede resultar muy costoso pues todos los apoyos provisionales deberán tener una cimentación, que en muchos casos deberá realizarse debajo del nivel del agua y a profundidades de varias decenas de metros. Por otra parte, si los apoyos provisionales se colocan a distancias considerables, se encarece la superestructura, que deberá ser suficientemente resistente para las dimensiones de los claros que se producen durante la fase constructiva.

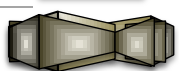
Otros procesos

Existen algunos otros procedimientos para la construcción de puentes atirantados, como por ejemplo el proceso de cimbrado general y el de lanzamientos progresivos, pero en general son como el de voladizos sucesivos, solamente con alguna variante en el proceso, o con alguna restricción o técnica específica del sitio.

1.3 Análisis durante la construcción

Debido a la disposición inclinada de los cables en los puentes atirantados, así como del peso y la longitud de los mismos, la forma que presentan no es recta sino curvada, lo que conduce a una no linealidad geométrica.

Lo anterior provoca que los elementos deban ser modelados como no lineales definiendo su respuesta en función de la carga de cada cable y cambio de tensión solicitado en cada etapa constructiva. Una alternativa para el modelado de los cables es realizando un análisis lineal equivalente que represente la



variación de la rigidez del cable, a través de una fórmula equivalente del módulo de elasticidad desarrollado por Ernst.

Para el modelo lineal equivalente existen dos opciones, una es mediante la aplicación del módulo de elasticidad tangente:

$$E_t = \frac{E}{1 + \left[\frac{(W_c L_h)^2 AE}{12T^2} \right]} \quad (1.1)$$

Para el caso en que la variación de carga en el tirante es apreciable, se aplica la segunda opción, el módulo de elasticidad secante:

$$E_s = \frac{E}{1 + \left[\frac{(W_c L_h)^2 (T_i + T_f) AE}{24T_i^2 T_f^2} \right]} \quad (1.2)$$

E Módulo de elasticidad del material del cable

W_c Peso propio del cable

L_h Longitud horizontal del cable

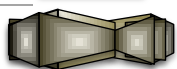
A Sección del cable

T Fuerza de tensado del cable

T_i Fuerza de tensado inicial del cable

T_f Fuerza de tensado final del cable

El análisis no lineal se realizará considerando la variación geométrica de la catenaria que se forma en los cables al aplicarles las fuerzas de tensión, ya que el programa sap2000 considera la variación de rigidez causada por este efecto.

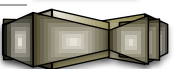


1.4 Control del proceso constructivo

Debido a que las flechas en el tablero, los momentos flexionantes en las torres y las fuerzas de tensado en los cables están cambiando durante todas las etapas constructivas del puente atirantado, se debe controlar y ajustar el comportamiento del puente, ya que pueden generarse errores geométricos, que pueden acumularse y ocasionar un comportamiento estructural inadecuado e incluso preocupaciones de seguridad.

El comportamiento ideal del puente al que se quiere llegar es el de una viga continua bajo la condición de cargas permanentes, de manera que en las etapas de predimensionamiento, se modela el tablero como una viga, colocando un apoyo en cada punto donde se encuentre un cable.

Para evitar el encarecimiento de la estructura es importante que los esfuerzos solicitados durante las etapas constructivas no sobrepasen a los del puente terminado, por esta razón el control de calidad de la construcción es una parte sustancial de la edificación de este tipo de puentes.



Capítulo 2 Acciones durante la construcción

2.1 Carga muerta

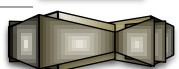
La carga muerta es la carga vertical que se produce en una estructura por efecto de la acción de la gravedad en todos los elementos que están permanentemente sobre el puente.

Esta acción está constituida por los elementos de la superestructura: parapetos, banquetas, barandales, asfalto, losa, travesaños, cables y diafragmas. El peso de estos elementos estará de acuerdo con lo especificado en los planos del puente y de su peso específico correspondiente.

Los materiales de mayor interés para puentes atirantados se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Pesos de materiales
(Adaptada de (Jara, 2012), Apuntes de acciones sobre los puentes)

Material	Peso (t/m ³)
Acero	7.8
Asfalto	2.2
Concreto	2.4
Mampostería	1.9
Terreno	1.3 a 1.9



2.2 Equipo utilizado durante la construcción

El proceso constructivo más conocido y utilizado en la construcción para puentes de grandes claros es el de voladizos sucesivos, tal y como se describe en el capítulo anterior. El peso más importante de todos los medios que se utilizan para construir los tableros en voladizo, es el debido al carro de avance.

El carro de avance (figura 2.1) se ubica en la zona de trabajo del avance del puente, ya que traslada las dovelas y las coloca en el caso de elementos prefabricados, o directamente soporta la cimbra para las dovelas coladas en sitio.

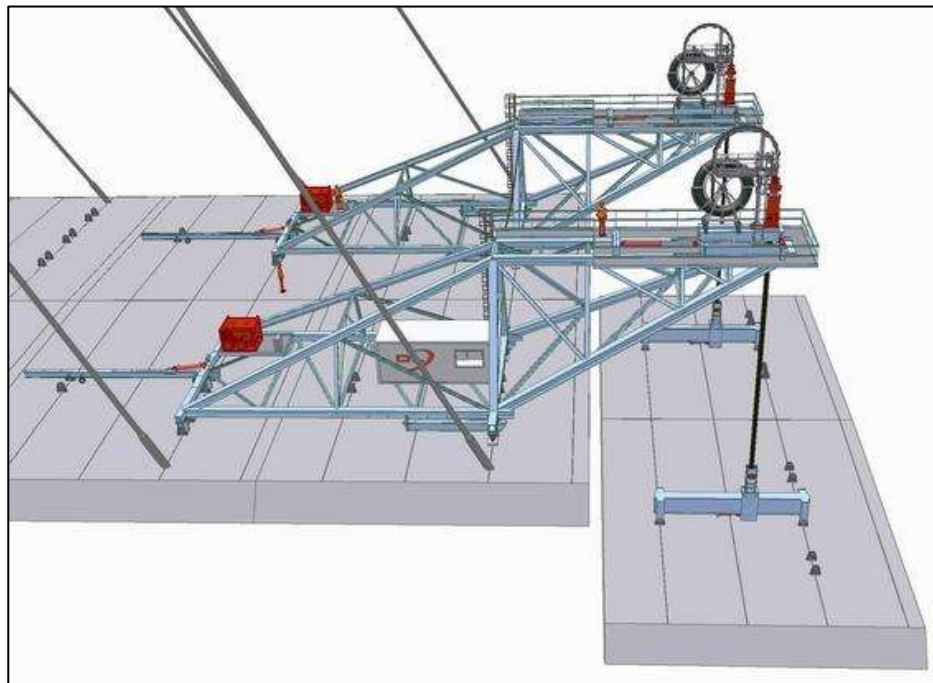
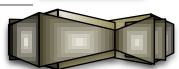


Figura 2.1 Carro de avance

(Tomada de http://www.dormanlongtechnology.com/en/projects/Sutong_gantries.htm)



Capítulo 2 Acciones durante la construcción

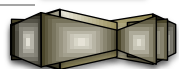
A partir de la colocación de las primeras dovelas inmediatas a la pila, se puede usar el carro de avance sobre la dovela, para el montaje y colocación de la siguiente dovela. Cuando finalice la colocación de esa dovela se puede proceder al avance del carro sobre ella para la colocación de la dovela siguiente.

El proceso de avance del carro se realiza de acuerdo con el procedimiento constructivo utilizado, que en el caso de doble voladizo sucesivo, se emplea para diversas dovelas de forma simétrica en sentido opuesto a partir de la pila, como se ilustra en la figura 2.2.



Figura 2.2 Carro de avance en doble voladizo
(Tomada de <http://www.dormanlongtechnology.com/en/projects/shanghai-yangtze.htm>)

Es importante revisar durante todo el proceso constructivo el movimiento del carro de avance, ya que esta operación ocasiona esfuerzos y deformaciones tanto en el carro como en los elementos que lo unen al tablero, teniendo un cierto desgaste que puede sobrepasar a lo especificado por el fabricante, generando la necesidad de la sustitución de los elementos desgastados como las barras o tuercas.



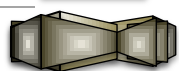
El peso de los carros de avance depende del tamaño de las dovelas que se tengan, cuyo tamaño promedio oscila entre 3.0m y 3.5m, aunque últimamente se han utilizado dovelas de 6m a 8m, permitiendo una avance mas rápido de la construcción del puente. Para dovelas pequeñas el peso del carro oscila de entre 30 t y 40 t, y los carros grandes entre 100 t y 120 t. Para el tamaño promedio de dovelas no es raro encontrar carros que llegan a pesar 60 toneladas. Por ejemplo, en el puente atirantado El Baluarte se empleó un carro de avance de 140 toneladas de peso (Patrón, 2012).

2.3 Variación de la fuerza de tensado de los cables

Debido a la flexibilidad del tablero en los puentes atirantados se acepta una gama de fuerzas de instalación de los cables, donde resulta importante escoger la distribución inicial apropiada de estas fuerzas. Los elementos del puente sufren variaciones en los esfuerzos durante el proceso de construcción y, en el caso de tableros de concreto reforzado, experimentan también los efectos de contracción y flujo plástico, alterando las deformaciones y esfuerzos internos. Por tal razón, es importante tener una adecuada distribución de esfuerzos en la configuración inicial para lograr un proceso de construcción apropiado y lograr que la estructura al finalizar el proceso constructivo, quede conforme con lo proyectado.

Para obtener una correcta distribución de fuerzas en los cables, se pueden emplear los siguientes métodos:

- Método del tablero articulado en todos los cables
- Método de anulación de los desplazamientos
- Método de anulación de las reacciones en apoyos ficticios
- Método de anulación de los desplazamientos a lo largo del proceso constructivo.



Método del tablero articulado en todos los cables

El método establece que un cable soporta el peso del tramo existente entre dos cables, considerando el peso propio de cada voladizo se obtiene la fuerza inicial y el área de los cables.

El método consiste en implantar un modelo con articulaciones en los cables, de tal forma que se obtienen las fuerzas en los cables debidas al peso propio. Después se calculan los gradientes de temperatura necesarios en los cables, para simular el tensado necesario para soportar las cargas respectivas.

La variación de temperatura de un cable referente a una fuerza es:

$$\Delta T = \frac{F}{\alpha EA} \quad (2.1)$$

ΔT Deflexion vertical (cm)

F Fuerza en el cable debido a la carga de peso propio

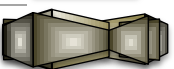
α Coeficiente de expansión térmica

E Módulo de elasticidad

A Área de la sección transversal

Método de anulación de los desplazamientos

Se basa en el concepto ideal de comportamiento del tablero como viga continua, sin considerar la distribución de tensiones en las torres o el tablero, provenientes de las tensiones que se aplican en las distintas etapas constructivas. El objetivo del método es anular los desplazamientos verticales (δ) cuando el tablero está sometido al peso propio de la estructura.



El método determina las fuerzas de los cables (F), donde en la unión con el tablero, la flecha debido al peso propio sea nula.

La ecuación de equilibrio resulta de la siguiente manera:

$$[F_g] = [F] + [K][\delta] \quad (2.2)$$

$[F_g]$ Vector de fuerzas de los cables debido al peso propio

$[F]$ Vector de fuerzas en los cables debido a la tensión

$[K]$ Matriz de rigidez condensada

$[\delta]$ Desplazamiento de la estructura en la unión tablero – cable

El postensado en el método es simulado también como un incremento o decremento de temperatura; además se puede calcular el vector de fuerzas tal que los desplazamientos sean nulos:

$$[\delta] = [D][F_g] + [D_T][T] \quad (2.3)$$

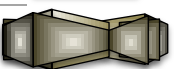
$[D]$ Matriz de flexibilidades condensada, inversa de $[K]$

$[D_T]$ Matriz $[D]$ en términos de temperatura

$[T]$ Vector de temperatura en los cables

Como se va a calcular $[T]$ en función de que los desplazamientos sean nulos, se tiene lo siguiente:

$$-[\delta_g] = [D_T][T] \quad (2.4)$$



Se aplica a cada cable una carga de temperatura unitaria (T_i), se tabulan los resultados de los desplazamientos verticales de los nodos que corresponden a la intersección tablero-cable. Se crea una matriz que contiene los desplazamientos del tablero en función de la temperatura $[D_T]$, las columnas representan los desplazamientos de los nodos del tablero para la carga T_i .

El desplazamiento correspondiente a un cable debido a carga de temperatura es representado en cada elemento de la matriz, de tal manera que δ_{ij} es el desplazamiento en el nodo i , debido a la carga de temperatura en el cable j .

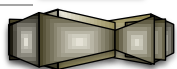
$$[D_T] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \cdots & \delta_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \cdots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Si se intenta resolver la ecuación 2.4 invirtiendo directamente la matriz $[D_T]$ se llegaría a un resultado erróneo, esto debido a que los desplazamientos obtenidos cuando los cables están cargados son pequeños, llegando a un sistema de ecuaciones mal condicionado.

Una propuesta para resolver el problema es determinar el vector de temperaturas $[T]$ por mínimos cuadrados.

Método de anulación de las reacciones en apoyos ficticios

El método se basa en obtener una buena distribución de momentos anulando los momentos del tablero. Se supone un comportamiento del tablero como viga continua y cada cable representa un apoyo por lo que tendrá una reacción asociada a este.



Al igual que en el método de anulación de los desplazamientos, se idealiza el puente modelado con apoyos ficticios en los puntos de unión de cables y tablero. Se aplica una carga de temperatura unitaria $[T_i]$ y los resultados de las reacciones en los apoyos se tabulan. Después se crea una matriz de rigidez condensada $[K]$, donde las columnas representan las reacciones de los apoyos ficticios.

La reacción en los apoyos ficticios $[R]$ está dada por:

$$[K_R][T] = [R] \quad (2.6)$$

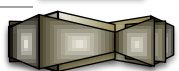
Si $[R_{g1}]$ es el vector de reacciones debido al peso propio, tenemos:

$$-[R_g] = [R] \quad (2.7)$$

En este método al igual que en el de anulación de desplazamientos se consideran las mismas restricciones y se analizan las mismas hipótesis.

Método de anulación de los desplazamientos a lo largo del proceso constructivo

Los métodos descritos anteriormente se basan en una configuración final del puente, pero el proceso constructivo tiene una influencia considerable en la distribución interna de esfuerzos en la estructura. Este método contempla el proceso constructivo más usual, el de voladizos sucesivos, considerando nulos los desplazamientos en el voladizo final de cada fase constructiva, tal como se muestra en la figura 2.1. En este procedimiento se puede incorporar en cada etapa el efecto de la deformación tanto del tablero como de la torre, representando mejor el comportamiento real del sistema.



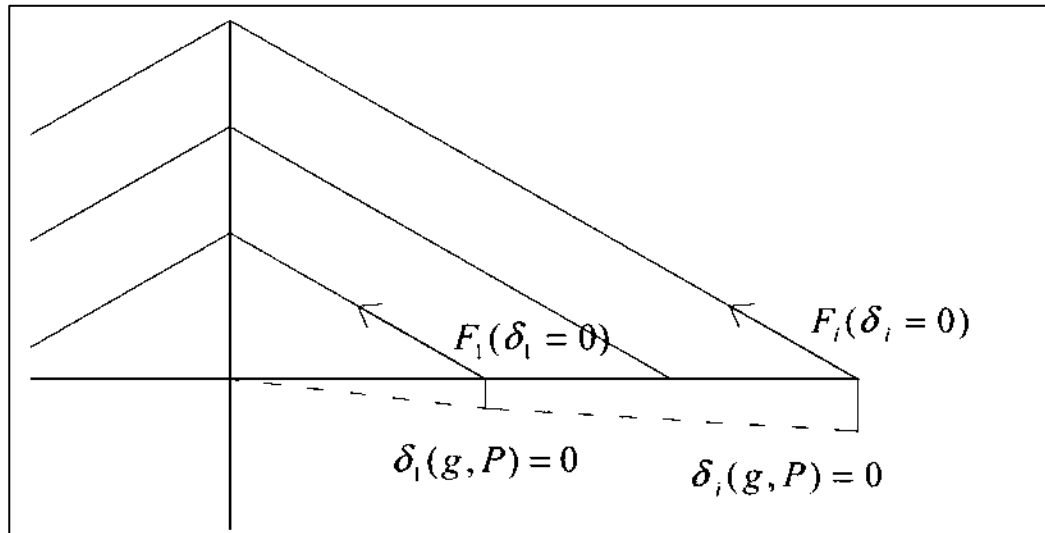


Figura 2.3 Fuerzas del cable en la etapa constructiva (Tomada de Quintana, M. F, 2009)

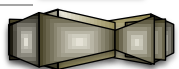
En cada etapa constructiva se obtiene el desplazamiento en el último voladizo $\delta_i(g_i)$ para calcular la tensión P_i que anula este desplazamiento, por lo tanto:

$$\delta_i[g_i] + \delta_i[P_i] = 0 \quad (2.8)$$

De esta manera se determinan las fuerzas de tensión de los cables en cada etapa constructiva.

2.4 Efecto de la inyección de ductos

La inyección de un material protector dentro del ducto de un tirante ocasiona un aumento de peso y en consecuencia un aumento de la tensión en él aplicada. Este aumento se puede definir con un procedimiento esquematizado (Figura 2.4) de acuerdo con los siguientes pasos:



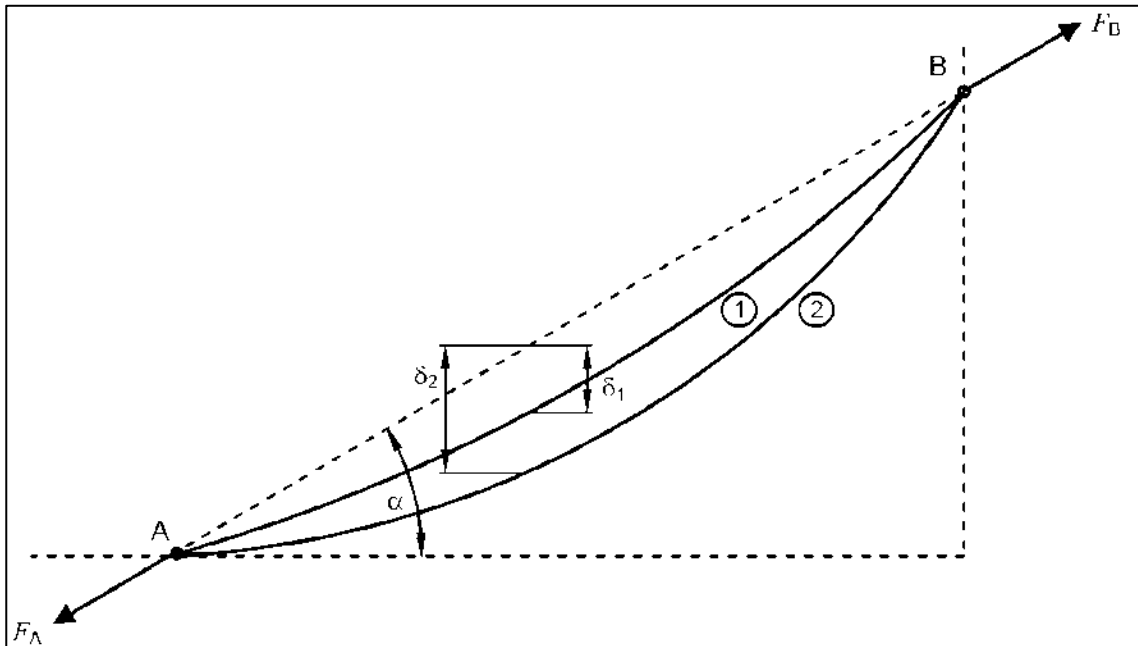


Figura 2.4 Esquema para evaluar los efectos de inyección de ductos (Tomada de <http://normas.imt.mx/carr.htm>)

a) Calcular la deflexión vertical antes y después de la inyección del material protector.

Deflexión vertical antes de la inyección del material protector:

$$\delta_1 = \frac{w_1 l^2}{8T_1 \cos^2 \alpha} \quad (2.9)$$

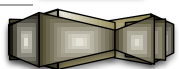
Deflexión vertical después de la inyección del material protector:

$$\delta_2 = \frac{w_2 l^2}{8T_1 \cos^2 \alpha} \quad (2.10)$$

δ_1, δ_2 Deflexión vertical (cm)

α Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante (grados)

w_1, w_2 Fuerza de tensado del cable (kN/cm)



l Proyección horizontal de la longitud del tirante (cm)

T_1 Tensión inicial supuesta (kN)

b) Calcular el incremento de tensión ΔT :

$$\Delta T = \frac{8}{3} E_t A \cos^3 \alpha \left[\frac{\delta_2^2 - \delta_1^2}{l} \right] \frac{1}{L} \quad (2.11)$$

ΔT Incremento de tensión (kN)

L Longitud del tirante (cm)

A Área de la sección transversal del tirante (cm²)

E_t Módulo de elasticidad tangente (MPa)

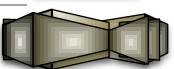
c) Obtener la tensión total en el tirante T_2 :

$$T_2 = T_1 + \Delta T \quad (2.12)$$

d) Calcular con T_2 nuevamente a δ_2 sustituyendo la tensión inicial supuesta por la tensión total en el tirante.

e) Se calcula ΔT (ecuación 2.11) con el nuevo valor de δ_2

f) Se repite el proceso hasta lograr la convergencia



2.5 Contracción y flujo plástico

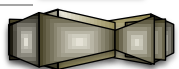
La contracción es la deformación del concreto debida principalmente a la pérdida de humedad del elemento como consecuencia de las variaciones de temperatura y humedad en el medio ambiente en determinado tiempo por tal motivo la contracción se debe a factores tales como: la humedad relativa del ambiente, la temperatura, las condiciones de curado, las dimensiones del elemento y la relación agua/cemento del concreto.

El efecto de contracción puede reducirse casi en su totalidad si se utilizan elementos prefabricados, pues este fenómeno ocurre principalmente en las primeras semanas de colado el concreto.

El flujo plástico es la propiedad del material mediante el cual a través de un lapso de tiempo bajo carga o esfuerzo permanente se sigue deformando el material, la velocidad del incremento de la deformación es mayor al principio y va disminuyendo con el tiempo hasta alcanzar un valor constante.

El flujo plástico del concreto es la deformación diferida de elementos sujetos a carga de larga duración por la variación del módulo de elasticidad del material desde el módulo elástico inicial E_i , hasta el módulo elástico final E_f , correspondiendo el primero a $t = 0$ y el segundo a $t = \infty$, donde t es el tiempo de aplicación de la carga.

Los valores de E_i y E_f varían con la edad del concreto a la cual se aplica la carga, midiéndose esta edad desde el colado del concreto.



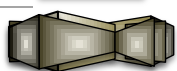
Para miembros de concreto presforzado donde el esfuerzo de compresión del acero es sostenido, el flujo plástico resultante es una importante fuente de la pérdida de fuerza pretensora. En estos elementos presforzados la fuerza de compresión que produce el flujo plástico no es constante debido al relajamiento del acero y la contracción del concreto.

El valor de las acciones reológicas se obtendrá de la deformación resultante en función de la magnitud y duración de la carga, las propiedades de los materiales y las condiciones ambientales. Estas deformaciones modifican el estado de esfuerzos en el tablero, en la torre y la tensión en los cables.

2.6 Temperatura

La temperatura es una acción que se presenta cuando los elementos están restringidos a deformarse por este factor, tal es el caso del acero que experimenta alargamiento o acortamiento dependiendo de las altas o bajas temperaturas del medio ambiente.

La acción térmica está asociada fundamentalmente al lugar de construcción, ya que se tiene la temperatura ambiental anual del sitio, pero también se deben tener en cuenta los gradientes térmicos de las secciones transversales que se generan de acuerdo a las variaciones diarias de temperatura. La diferencia en el factor de exposición, la geometría de los distintos elementos, las diferencias en los coeficientes de expansión térmica, entre otros, causan deformaciones que, al igual que la contracción y el flujo plástico, modifican el estado de esfuerzos en el tablero, en la torre y la tensión en los cables.



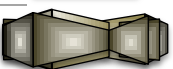
2.7 Sismo

Las fuentes de sísmicas más importantes en la República Mexicana son principalmente dos:

Sismos de subducción: la subducción ocurre en los límites donde el movimiento relativo de dos placas es una hacia la otra, es la fuente de sismo más importante de México, los sismos se presentan con mayor frecuencia que cualquier otro en el país, afectan a más poblaciones y este tipo de sismo registran las mayores magnitudes.

Sismos de fallamiento normal: también llamados sismos de profundidad intermedia, los cuales son menos frecuentes y de menores magnitudes, pero pueden producirse a distancias más cercanas a las estructuras de interés.

Para la acción sísmica se obtendrán registros de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, para ambos tipos de temblores, con magnitudes mayores a 6 y distancias de 0 a 120 kilómetros.



Capítulo 3 Demanda sísmica

3.1 Fuentes importantes de sismos

Para la demanda sísmica se analizarán las fuentes de sismo más importantes en México, que son principalmente dos: los sismos de subducción, los más frecuentes, que afectan a más poblaciones en el país y en los que se registran las mayores magnitudes sísmicas, la otra fuente sísmica que se considera es la de fallamiento normal, que a pesar de que produce sismos menos frecuentes y de menores magnitudes, pueden producirse a distancias más cercanas a las estructuras de interés.

Los acelerogramas de los dos tipos de sismos mencionados se obtendrán de la base mexicana de datos de sismos fuertes (Figura 3.1), haciendo un filtrado en la búsqueda para encontrar los eventos de magnitud igual o mayor de 6, ya que son los que tienen mayor probabilidad de producir daño en las estructuras.

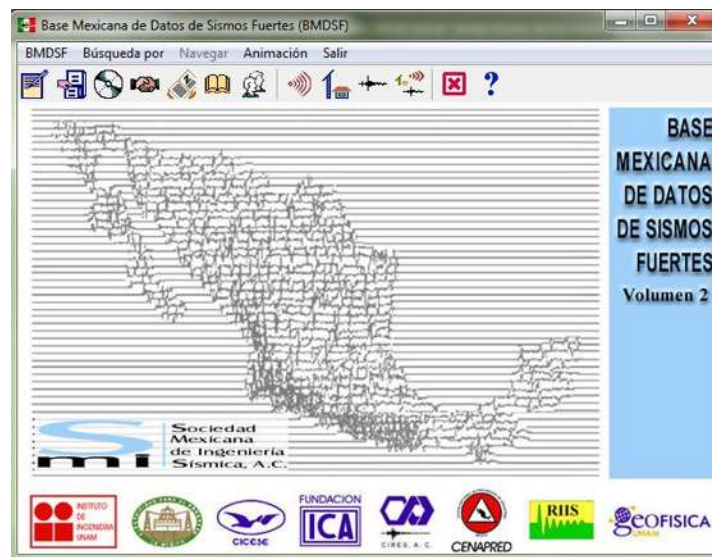
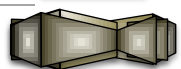


Figura 3.1 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (Tomada de BMDSF)



En total fueron seleccionados 62 registros, de los cuales, de acuerdo con su ubicación y profundidad focal resultaron 42 sismos de subducción (figura 3.2) y 20 sismos de fallamiento normal.



Figura 3.2 Ubicación de los sismos de subducción seleccionados (Tomada de Google Earth)

Los sismos de subducción que se presentan en México, se originan principalmente en una zona comprendida entre el golfo de Tehuantepec y el estado de Jalisco, en esta zona es donde se concentran la mayoría de las estaciones acelerográficas para la medición sísmica del país. En la tabla 3.1 se presentan los registros sísmicos de subducción seleccionados para el análisis.

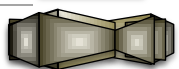
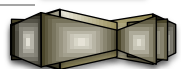


Tabla 3.1 Registros sísmicos de subducción

Archivo	Sismo				
	Magnitud	Coordenadas		Profundidad focal (km)	Acel. Max. Gal (cm/s/s)
		Latitud (N)	Longitud (W)		
AC029310.241	6.6	16.54	98.98	5	129.12/89.62/95.08
ACAC8904.251	6.9	16.603	99.4	19	109.94/-116.80/-101.21
ACAC9509.141	7.2	16.31	98.88	22	23.93/46.89/-70.82
ACAC9607.151	6	17.45	101.16	20	11.21/-19.34/20.87
ACAC9701.11	6.9	17.91	103.04	16	8.78/-12.11/13.64
ACAC9909.301	7.6	15.95	97.03	16	-24.00/26.41/-33.67
ACAP7903.141	7	17.49	101.26	28	27.828/24.242/34.307
ACAP8509.191	8.1	18.081	102.942	15	-16.611/-27.597/27.72
ACAP8509.211	7.6	18.021	101.479	15	-18.705/22.324/26.369
ACAS8509.191	8.1	18.081	102.942	15	19.219/-17.468/-25.168
APAT7903.141	7	17.49	101.26	28	50.437/-24.806/-62.217
APAT8110.251	7.3	17.88	102.15	14	81.567/35.578/96.548
APAT8509.191	8.1	18.081	102.942	15	-68.740/-44.628/81.282
APAT8509.211	7.6	18.021	101.479	15	18.618/-8.312/-20.796
APAT8604.301	7	18.024	103.057	20	-47.780/-38.366/-52.341
ARCS9510.091	7.3	18.74	104.67	5	24.353/12.208/20.777
ATYC8509.191	8.1	18.081	102.942	15	59.96/-59.70/53.04
AZIH8509.191	8.1	18.081	102.942	15	-100.09/-153.93/-98.62
CALE9701.111	6.9	17.91	103.04	16	396.21/413.94/-350.27
CALT8110.251	7.3	17.88	102.15	14	49.330/-23.011/37.055
CARD8604.301	7	18.024	103.057	20	8.50/26.99/-15.61
CHI18206.071	6.9	16.17	98.36	18	54.583/30.805/-53.804
COLI8604.301	7	18.024	103.057	20	-69.192/0.000/-84.052
CZ059309.102	7.3	14.14	92.82	14	14.791/4.205/16.858
HUIG9802.031	6.2	15.69	96.37	33	-235.498/-330.843/283.813
HUIG9909.301	7.6	15.95	97.03	16	-76.371/-146.553/124.933
IN089412.101	6.3	18.02	101.56	20	335.92/-322.52/237.34
IN089607.151	6	17.45	101.16	20	-28.81/24.95/31.53
IN089701.111	6.9	17.91	103.04	16	265.78/-243.99/434.52
IN128509.191	8.1	18.081	102.942	15	320.90/-392.51/329.36
IN187903.141	7	17.49	101.26	5	327.85/-324.78/354.89
IN188509.211	7.6	18.021	101.479	15	15.97/-23.68/15.24
IN188604.301	7	18.024	103.057	20	-92.83/172.77/81.06
LZ019607.151	6.5	17.4	101.1	20	22.952/11.588/30.729
MZ019510.092	7.3	18.74	104.67	5	387.62/302.86/387.13



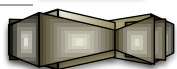
Continuación tabla 3.1 Registros sísmicos de subducción

Archivo	Sismo				
	Magnitud	Coordenadas		Profundidad focal (km)	Acel. Max. Gal (cm/s/s)
		Latitud (N)	Longitud (W)		
OAXM7207.081	6.1	15.87	97.19	33	36.111/21.305/41.968
OAXM7811.291	7.8	16	96.69	19	216.429/81.084/144.828
OAXM8206.071	6.9	16.17	98.36	18	-16.693/-15.119/-19.048
OAXM9509.141	7.2	16.31	98.88	22	-31.29/-40.96/40.02
PNTP9602.251	6.9	15.83	98.25	3	10.11/-16.79/15.79
VILB7201.021	6.2	15.7	98.43	33	25.42/-27.38/47.46
VILC8110.251	7.3	17.88	102.15	14	142.37/183.80/421.79

Los sismos de fallamiento normal generan magnitudes menores que las máximas producidas por los sismos de subducción, así como con una frecuencia menos recurrente. La profundidad focal de estos sismos se encuentra dentro del continente a profundidades mayores a 45 km, en la figura 3.3 se presenta la ubicación de los sismos considerados de este tipo.



Figura 3.3 Ubicación de los sismos de fallamiento normal (Tomada de Google Earth)

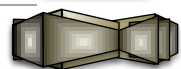




Las ciudades del interior del país en muchas ocasiones no son afectadas por los sismos de mayor magnitud generados por la subducción, debido a la distancia que se encuentran de esta zona sísmica, el peligro mayor de las ciudades alejadas de la costa es generado por los sismo de fallamiento normal ya que se generan a distancias menores, por eso la importancia de considerar este tipo de sismos, los cuales se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Registros sísmicos de fallamiento normal

Archivo	Sismo				
	Magnitud	Coordenadas		Profundidad focal (km)	Acel. Max. Gal (cm/s/s)
		Latitud (N)	Longitud (W)		
ACAD9906.151	6.5	18.18	97.51	69	-11.12/-22.47/-24.50
ACAS7308.281	6.8	18.29	96.45	84	-20.508/7.434/26.432
ACAS8010.241	7	18.03	98.29	70	18.411/-7.915/0.000
AZIH9912.291	6.1	18.02	101.68	82	-15.66/-21.54/18.38
CU016407.061	6.7	18.03	100.77	100	-18.295/-11.999/-15.737
CZ019403.141	6.5	15.67	93.01	95	20.022/9.376/18.413
HUIG9403.141	6.8	15.68	92.43	204	36.512/-10.726/28.760
HUIG9906.151	6.5	18.18	97.51	69	6.293/-13.020/-11.160
IK189906.151	6.5	18.18	97.51	69	-18.84/14.29/17.38
IN187301.301	7.5	18.27	102.88	43	-90.74/160.07/80.33
LOTS8010.241	7	18.03	98.29	70	17.735/-7.251/-24.861
MALC7308.281	6.8	18.29	96.45	84	-17.04/-25.73/-22.41
MINA7308.281	6.8	18.29	96.45	84	17.109/11.251/-17.628
NONS8010.241	7	18.03	98.29	70	-15.770/14.325/-33.007
OAXM7308.281	6.8	18.29	96.45	84	199.404/123.369/163.958
OAXM8010.241	7	18.03	98.29	70	-117.450/-65.526/162.444
OAXM9510.211	6.5	16.92	93.62	98	-18.74/-32.99/-34.41
PAJA7308.281	6.8	18.29	96.45	84	-59.241/-20.658/45.039
SXCU8010.241	7	18.03	98.29	70	-25.270/-12.451/23.468
VILC7301.301	7.5	18.27	102.88	43	18.60/-63.27/-49.34



Utilizando el método de Newmark se obtuvo el desplazamiento máximo (u_{imax}), la velocidad máxima (v_{imax}) y la aceleración máxima (a_{imax}) para un periodo de hasta 6 segundos para un oscilador de un grado de libertad (1GDL). Conocido el desplazamiento en cada periodo se calculó la pseudo-velocidad (ecuación 3.1) y la pseudo-aceleración (ecuación 3.2) para cada uno de los registros seleccionados.

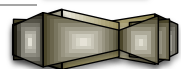
$$v_{imax} = u_{imax} \frac{2\pi}{T_n} \tag{3.1}$$

$$a_{imax} = u_{imax} \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 \tag{3.2}$$

En la tabla 3.3 se muestran los resultados obtenidos con el método de Newmark y la aplicación de las ecuaciones de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, para el registro AC029310, correspondiente a un sismo de subducción con magnitud 6.6 en el sentido E-W.

Tabla 3.3 Datos de los espectros del registro AC029310

AC029310.241					
T_n	u_{imax}	v_{imax}	a_{imax}	S_v	S_a
0	0	0	129.1200	0	129.1200
0.1	0.0627	3.2618	222.9963	3.9388	247.4804
0.2	0.3092	9.0331	307.6658	9.7132	305.1502
0.3	1.4210	30.1565	690.8278	29.7615	623.3243
0.4	0.6010	12.7253	278.1783	9.4403	148.2885
0.5	0.4371	9.6357	197.6460	5.4924	69.0192
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
3	0.3925	6.6018	130.5776	0.8220	1.7217
3.1	0.4090	6.5587	130.1949	0.8289	1.6801
3.2	0.4615	6.4758	129.8896	0.9062	1.7794
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	0.5784	6.4760	129.4737	0.6057	0.6343





De acuerdo con el estudio de peligro sísmico de Jara y Jara (2008), se consideró como aceleración de diseño ($a_{diseño}$) $350 \text{ cm}/s^2$, por lo tanto, los registros elegidos se escalan para dicha aceleración.

La tabla 3.4 muestra los valores del espectro del registro AC029310 después de escalarlo

Tabla 3.4 Datos de los espectros del registro AC029310 escalado.

AC029310.241					
T_n	U_{imax}	V_{imax}	a_{imax}	S_v	S_a
0	0	0	350.0000	0	350.0000
0.1	0.1699	8.8418	604.4664	10.6767	670.8344
0.2	0.8381	24.4857	833.9765	26.3292	827.1575
0.3	3.8519	81.7439	1872.5969	80.6733	1689.6182
0.4	1.6291	34.4940	754.0459	25.5895	401.9593
0.5	1.1847	26.1190	535.7504	14.8879	187.0873
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
3	1.0639	17.8953	353.9510	2.2283	4.6669
3.1	1.1086	17.7783	352.9138	2.2469	4.5542
3.2	1.2511	17.5536	352.0860	2.4565	4.8233
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	1.5679	17.5542	350.9587	1.6419	1.7194

Una vez obtenidos los resultados para todos los registros, se hizo un promedio de los 42 sismos de subducción (tabla 3.5) para cada una de las direcciones correspondientes a la dirección E-W, N-S y vertical. De la misma manera se realizó este procedimiento para los 20 registros de fallamiento normal (tabla 3.6).

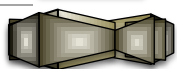
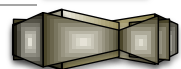


Tabla 3.5 Promedio de los espectros de los sismos de subducción

PROMEDIO					
T_n	$u_{i\max}$	$V_{i\max}$	$a_{i\max}$	S_v	S_a
0	0	0	320.5639	0	320.5639
0.1	0.1613	8.1187	497.5929	10.1378	636.9759
0.2	0.7815	22.1567	716.0296	24.5509	771.2894
0.3	1.7624	35.2920	791.5359	36.9125	773.0931
0.4	2.6182	40.4165	731.2630	41.1271	646.0223
0.5	3.7723	46.8256	679.2956	47.4038	595.6932
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
3	9.2112	33.6527	339.1935	19.2919	40.4049
3.1	9.3113	33.0376	339.0278	18.8725	38.2513
3.2	9.2019	32.2967	339.0427	18.0680	35.4764
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	11.6956	28.8796	325.5640	12.2476	12.8256

Tabla 3.6 Promedio de los espectros de los sismos de fallamiento normal

PROMEDIO					
T_n	$u_{i\max}$	$V_{i\max}$	$a_{i\max}$	S_v	S_a
0	0	0	315.0184	0	315.0184
0.1	0.1629	8.1320	506.7195	10.2371	643.2136
0.2	0.7405	21.1452	702.8238	23.2643	730.8711
0.3	1.5287	30.7563	728.4060	32.0168	670.5576
0.4	2.2428	34.7400	633.2555	35.2304	553.3983
0.5	3.6283	45.8516	692.4958	45.5942	572.9542
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
3	14.1446	41.4502	351.4168	29.6243	62.0450
3.1	14.3737	41.0943	351.4011	29.1331	59.0479
3.2	14.7570	40.8695	350.1002	28.9754	56.8931
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	13.6360	31.1366	330.8499	14.2795	14.9535



Graficando los promedios de los registros sísmicos de cada tipo y para cada una de las direcciones obtenemos los espectros de respuesta que serán considerados en el análisis. En las figuras 3.4, 3.5 y 3.6 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones para las direcciones E-W, N-S y vertical respectivamente, de acuerdo al promedio de sismos de subducción. De la misma manera en las figuras 3.7, 3.8 y 3.9 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones para los sismos de fallamiento normal.

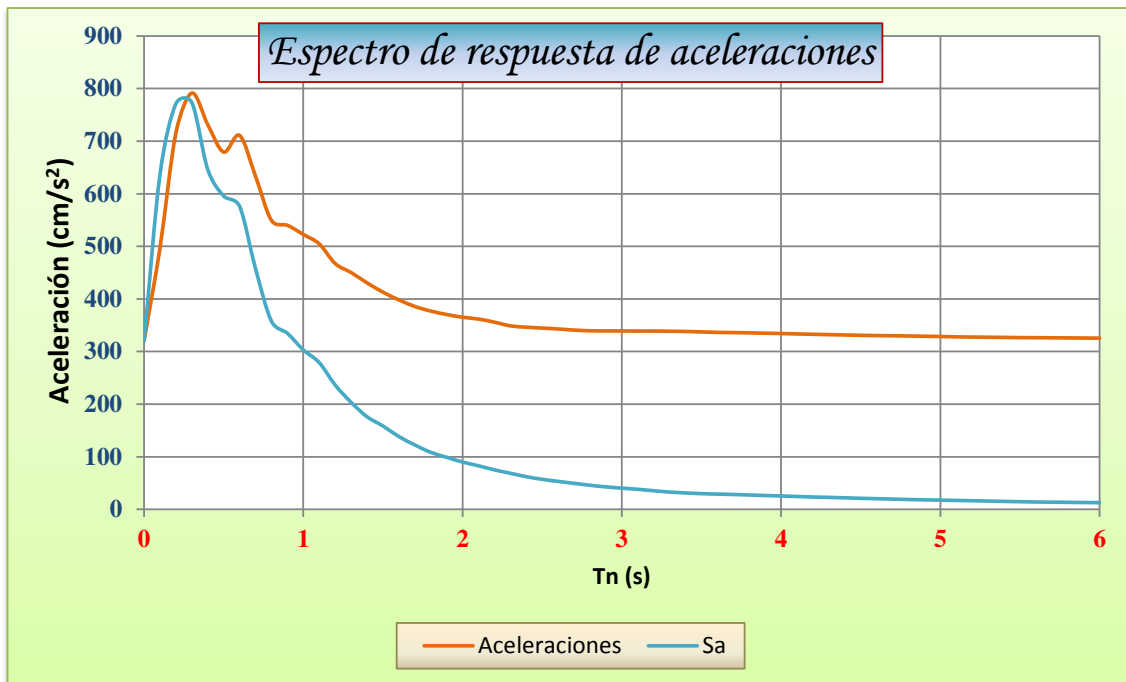
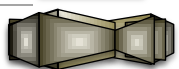


Figura 3.4 Espectros de subducción dirección E-W



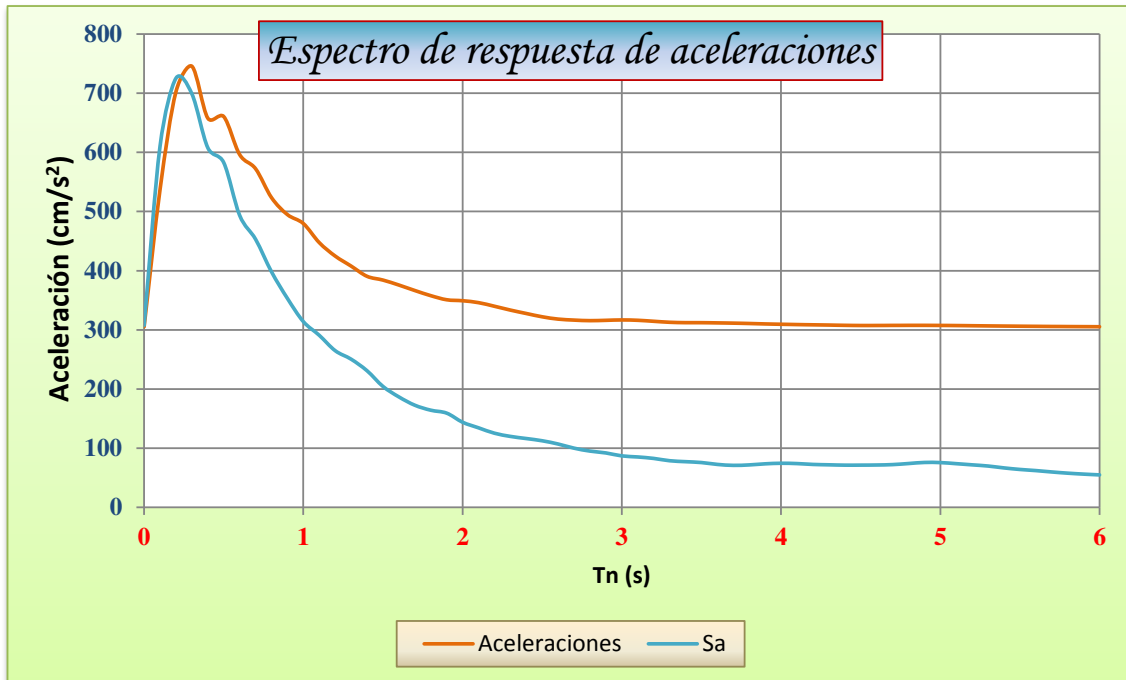


Figura 3.5 Espectros de subducción dirección N-S

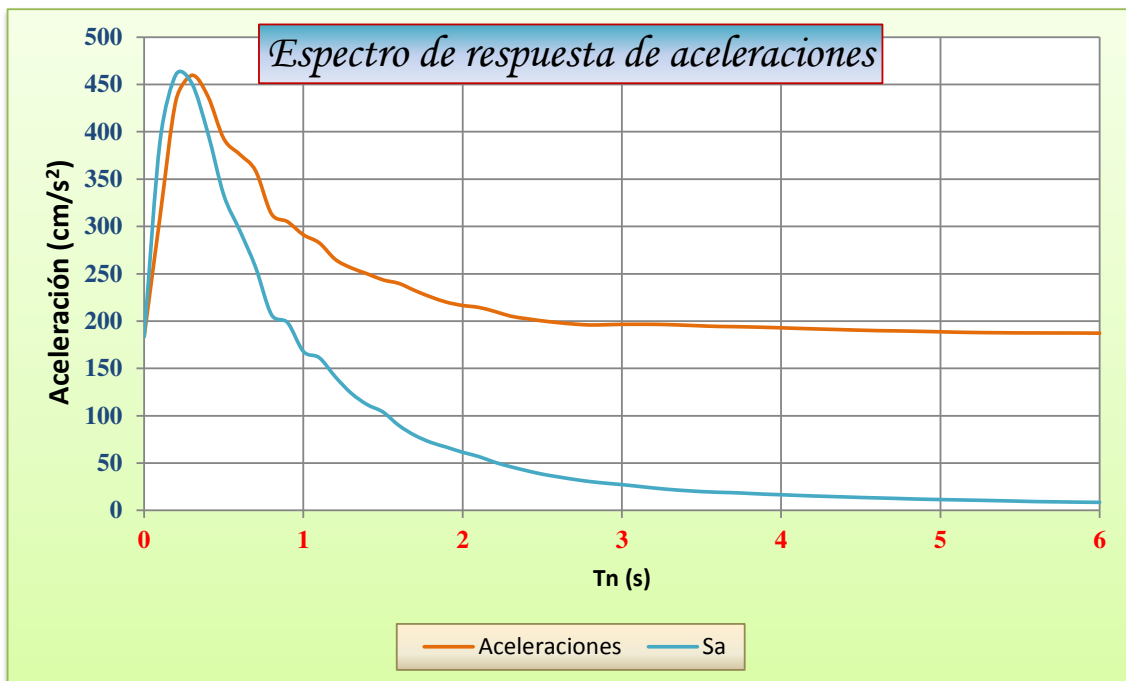
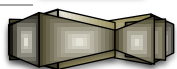


Figura 3.6 Espectros de subducción dirección vertical



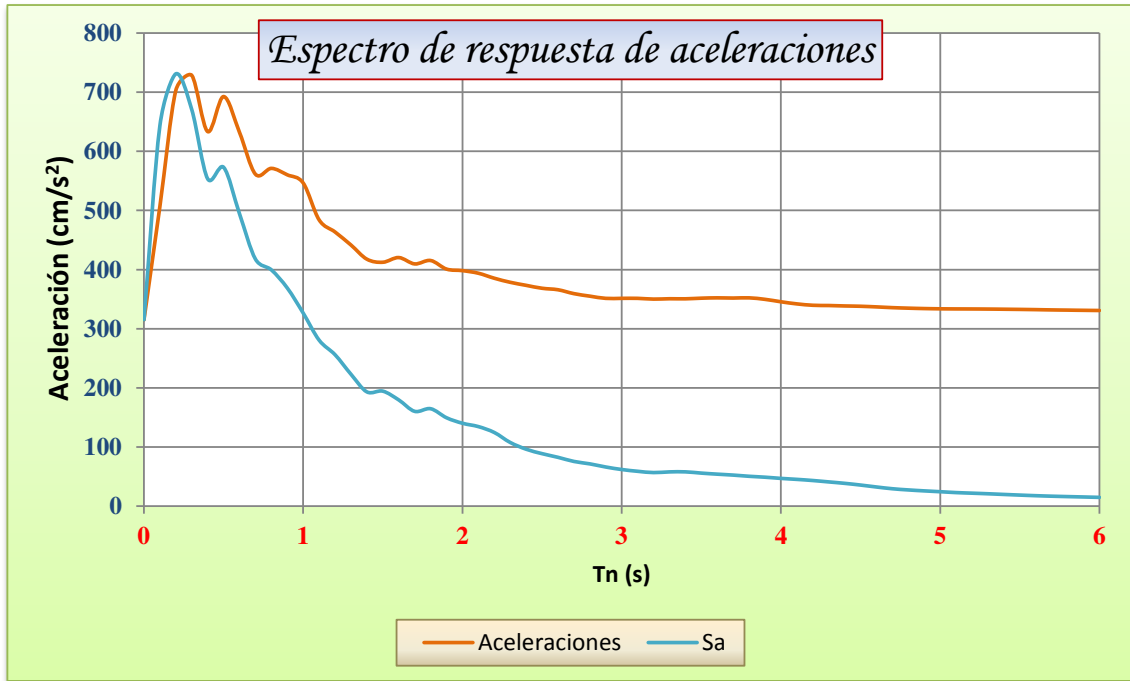


Figura 3.7 Espectros de fallamiento normal dirección E-W

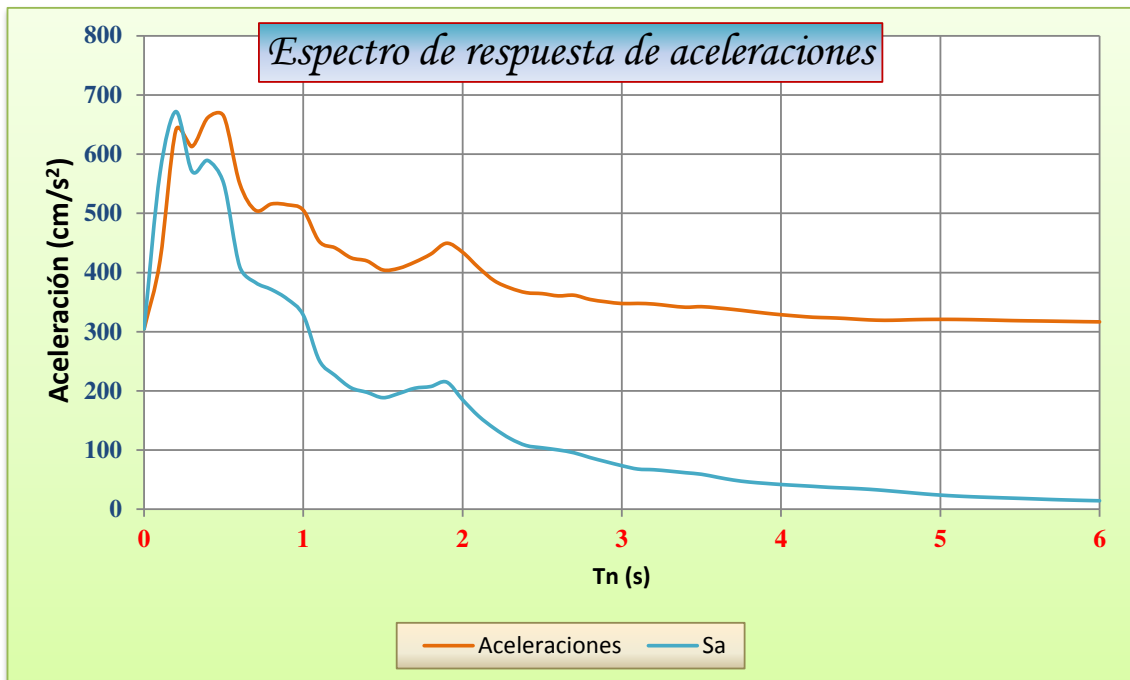


Figura 3.8 Espectros de fallamiento normal dirección N-S

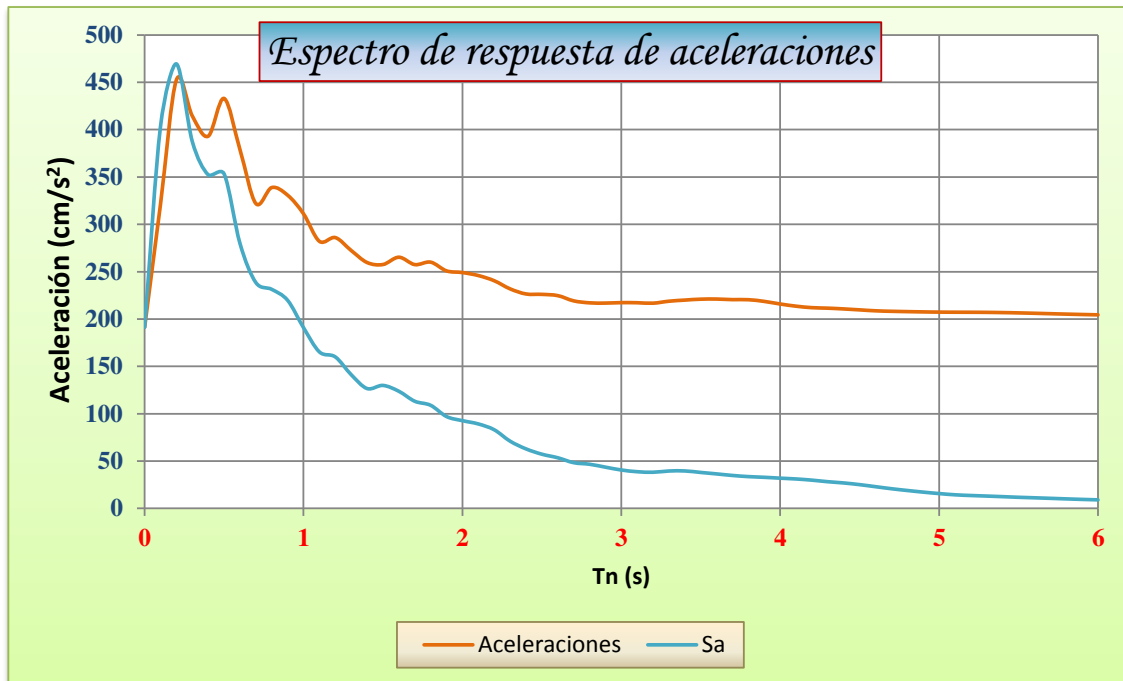
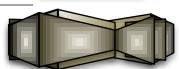


Figura 3.9 Espectros de fallamiento normal dirección vertical

3.2 Aceleración para el tiempo de construcción

El tiempo de construcción para los puentes atirantados es variable, ya que esta ligado al proceso constructivo que se emplee. Para fines de este trabajo se consideran 5 años. Como la construcción se desarrolla en un tiempo limitado, el periodo de retorno considerado no es el mismo que el periodo de retorno utilizado para fines de diseño, de manera que si se considera que los eventos sísmicos son independientes, el periodo de retorno para la etapa constructiva es el siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t_c}}} \quad (3.3)$$



donde:

T_R *Periodo de retorno*

p *Probabilidad de excedencia*

t_c *Tiempo de construcción*

Se recomienda que la probabilidad de excedencia no sea mayor de 0.05 (Eurocódigo 8, 2003), por lo tanto, al aplicar la ecuación 3.3, el periodo de retorno para la construcción resulta de aproximadamente 100 años.

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t_c}}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.05)^{\frac{1}{5}}} = 97.979 \text{ años}$$

La aceleración para la etapa de construcción se obtiene con la ecuación 3.4 propuesta en el Eurocódigo 8, (2003), que se muestra a continuación:

$$a_{cons} = a_{g475} \left(\frac{T_R}{T_{R475}} \right)^{0.35} \quad (3.4)$$

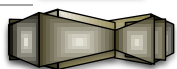
a_{cons} *Aceleración para la etapa de construcción*

a_{g475} *Aceleración para fines de diseño (475 años)*

T_{R475} *Periodo de retorno para fines de diseño (475 años)*

El valor de la aceleración para fines de construcción resulta:

$$\frac{a_{cons}}{a_{g475}} = \left(\frac{T_R}{T_{R475}} \right)^{0.35} = \left(\frac{100}{475} \right)^{0.35} = 0.58$$



Con un factor de 0.58 se reducirán los espectros de diseño para el análisis del puente atirantado en construcción, de manera que los espectros escalados para subducción se muestran en las figuras 3.10, 3.11 y 3.12, para las direcciones E-W, N-S y vertical respectivamente, de igual forma en las figuras 3.13, 3.14 y 3.15 se presentan los espectros escalados para fines de construcción para sismos de fallamiento normal.

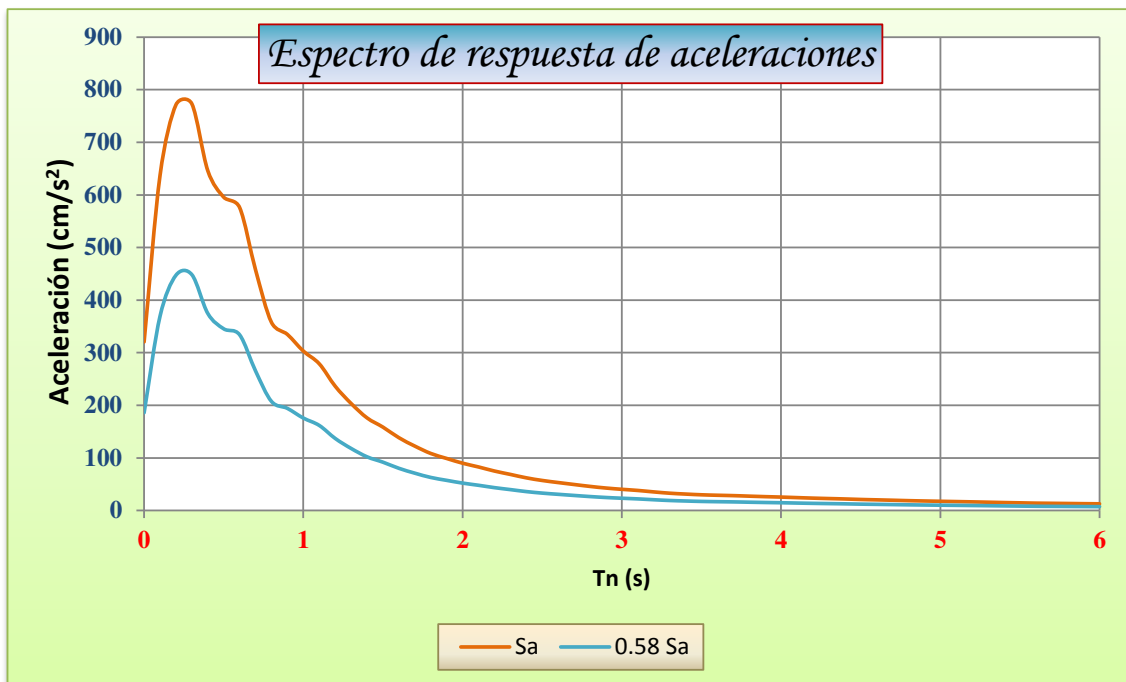


Figura 3.10 Espectro escalado de subducción dirección E-W

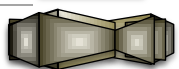




Figura 3.11 Espectro escalado de subducción dirección N-S

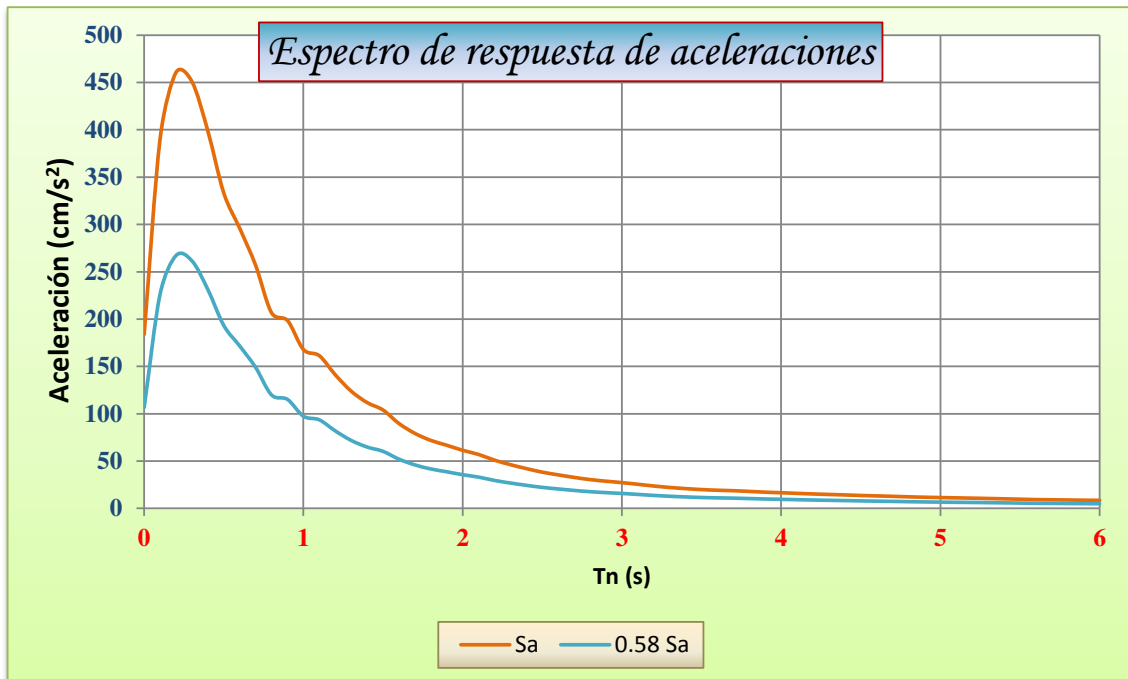


Figura 3.12 Espectro escalado de subducción dirección vertical

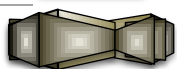




Figura 3.13 Espectro escalado de fallamiento dirección sentido E-W



Figura 3.14 Espectro escalado de fallamiento normal dirección N-S

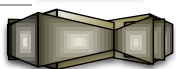
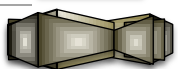




Figura 3.15 Espectro escalado de fallamiento normal dirección vertical



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

4.1 Características estructurales del puente

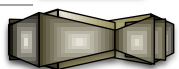
Estos puentes tienen como elemento importante de soporte a los cables, los cuales funcionan como apoyos intermedios del tablero, lo que les permite salvar grandes claros de entre 150m y 1000m, de acuerdo con estudios de costo y realizaciones actuales.

4.2 Definición de la geometría

Para fines del estudio se analizará un puente atirantado típico, con las características que se mencionan a continuación:

Geometría longitudinal

La longitud total del puente es de 350m distribuidos en un claro principal y dos claros de compensación. La relación entre el claro principal y los claros de compensación que se recomienda para evitar deflexiones importantes en la torre y en el tablero es (Jara, 2012):



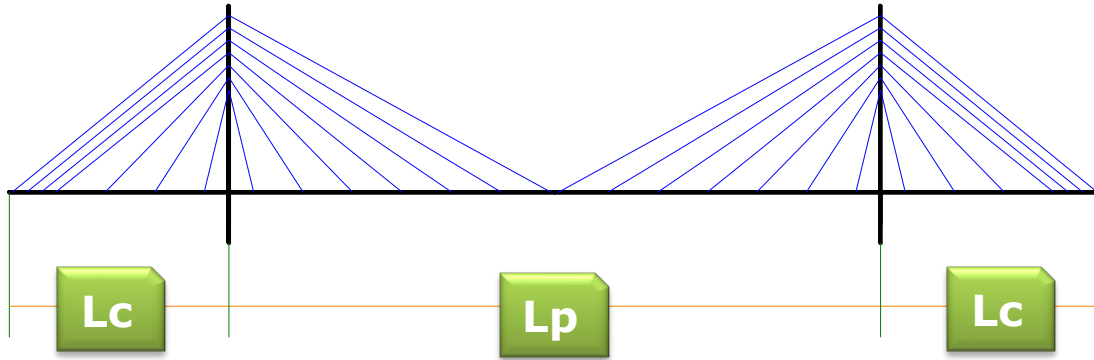


Figura 4.1 Relación de claros

$$3 \leq \frac{L_p}{L_c} \leq 5 \quad (4.1)$$

L_p Longitud del claro principal

L_c Longitud del claro de compensación

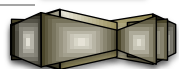
Se propone una longitud del claro principal de 210m y 70m para los claros de compensación, para cubrir los 350m de la longitud total del puente. Con estos valores la relación de claros es igual a 3, cumpliendo con el límite inferior recomendado.

$$\frac{L_p}{L_c} = \frac{210}{70} = 3$$

Tablero

Para longitudes superiores a los 150m, como es el caso, se recomienda aligerar el tablero, por lo que se proponen dovelas con dos celdas, para un ancho total del puente (b) de 14.5m.

También se recomienda (Jara, 2012) que el ancho b del puente sea $b > 10h$, donde h se refiere al peralte de la sección. Esta recomendación tiene como propósito que el comportamiento del puente ante la acción del viento sea



estable. Para cumplir con esta recomendación se propone un espesor de 1.25m con lo cual se obtiene:

$$14.5 > 10 (1.25)$$

$$14.5 > 12.5 \therefore \text{seccion estable}$$

La geometría del tablero que se propone es la siguiente:

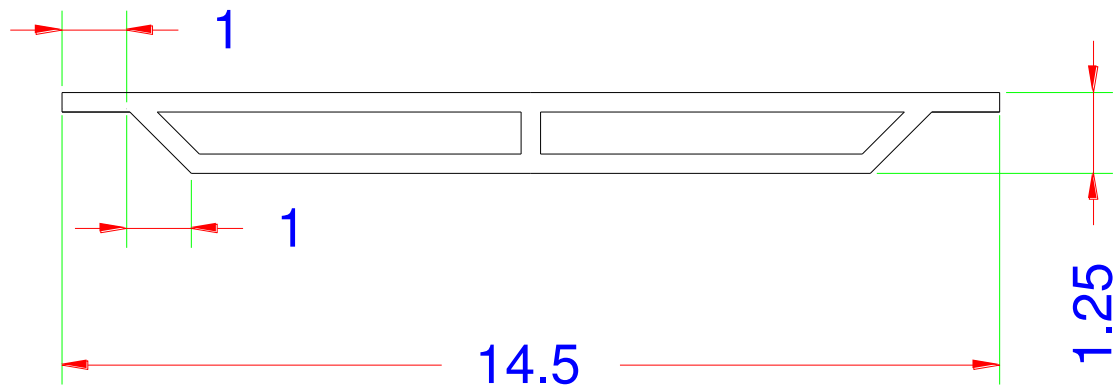
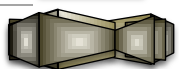


Figura 4.2 Geometría del tablero

El espesor de las alas, para alojar adecuadamente los cables de presfuerzo y el acero de refuerzo ordinario es de 0.30m.

Tirantes

Para la configuración de los tirantes se tienen tres opciones: en arpa, en abanico o en semiarpa que es una combinación de los dos primeros; debido a que una configuración en semiarpa no presenta problemas de espacio para anclar los tirantes en la torre, pero con una menor longitud de la torre, se decidió adoptar esta disposición de tirantes.



La separación de los tirantes que se recomienda (Jara, 2012) está comprendida entre 5 y 15 m, de manera que una propuesta para este modelo es de 8m. Como resultado se tiene la siguiente configuración:

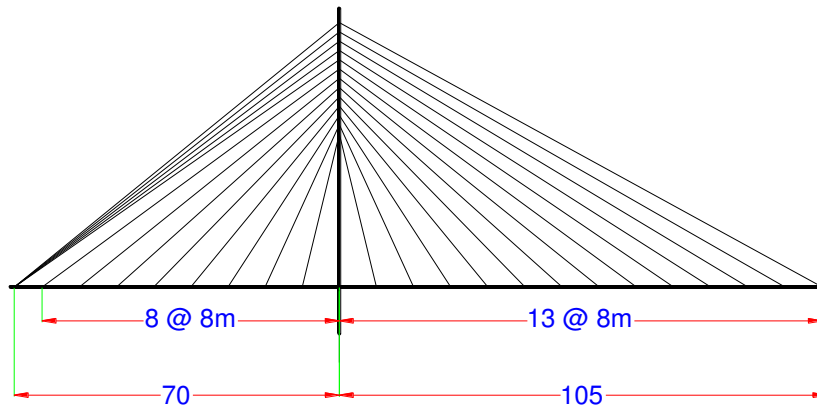
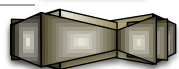


Figura 4.3 Configuración de tirantes (medio puente)

En cuanto a la disposición transversal de los tirantes se propone que se distribuyan en dos planos, ya que permite liberar los efectos de flexión y torsión general al tablero y le da una mayor estabilidad ante acciones laterales debidas a sismo o viento.

Pilas

Para un atirantamiento en dos planos se recomienda el uso de pilas con dos postes con arriostramiento transversal que ayude a resistir las cargas transversales, aunque también se utiliza con frecuencia un solo poste con un ancho suficiente para alojar los dos planos de tirantes. Si se adopta el uso de un solo poste de mayor ancho se acostumbra cambiar la inclinación de las partes inclinadas de la torre, a la altura del tablero, con el propósito de no encarecer la cimentación dando origen a una pila tipo diamante. La figura 4.4 muestra las dimensiones principales que se proponen para el modelo de análisis:



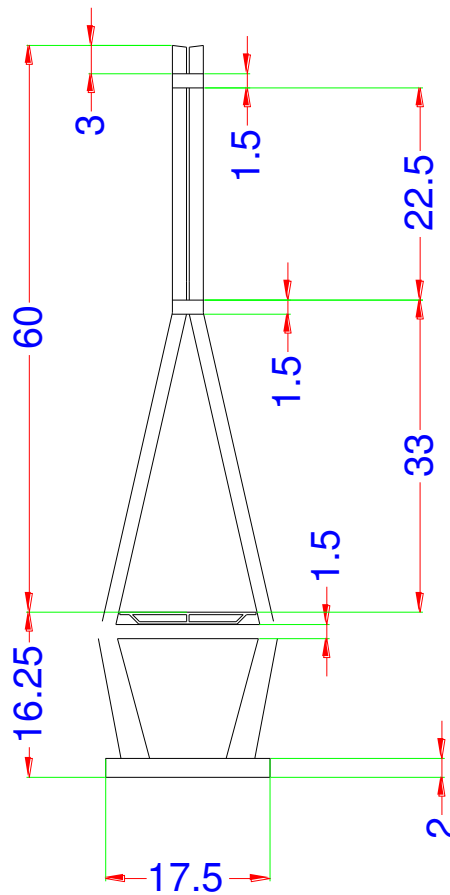
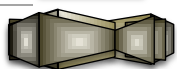


Figura 4.4 Geometría de pilas

4.3 Prediseño del puente

Una vez definida una primera propuesta de la geometría del puente, se realiza un prediseño, antes de elaborar un modelo más complejo. En este caso se inicia con el predimensionamiento de los tirantes. Para ello se estima en primer lugar la fuerza que tomará cada tirante bajo la acción del peso propio más el peso de la mitad de los tirantes. Como la condición ideal del puente es que la deflexión del tablero en la posición de cada tirante sea igual acero, se analiza el tablero del puente como viga continua para estimar la fuerza de cada tirante bajo esta condición de carga.



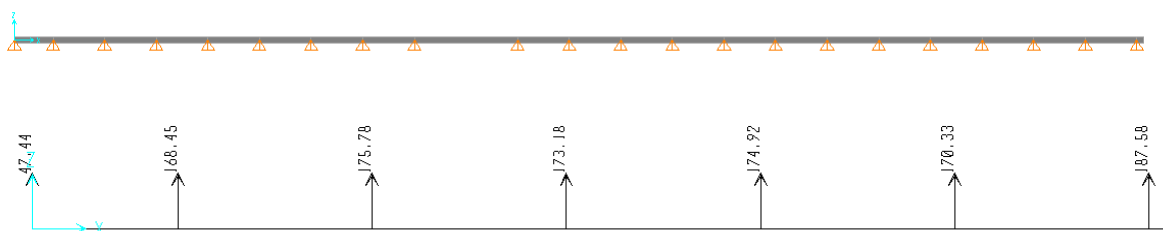


Figura 4.5 Reacciones viga continua

Con este mismo modelo se obtiene la fuerza en cada tirante bajo la condición de peso propio, sobrecarga permanente y carga viva, para estimar el posible problema de fatiga en los cables.

Con base en los resultados anteriores, en las características geométricas de los cables y en los esfuerzos permisibles de los cables, se estima el área de acero efectiva que se requiere en cada cable. La tabla 4.1 muestra parte del procedimiento de cálculo en los algunos cables (figura 4.6).

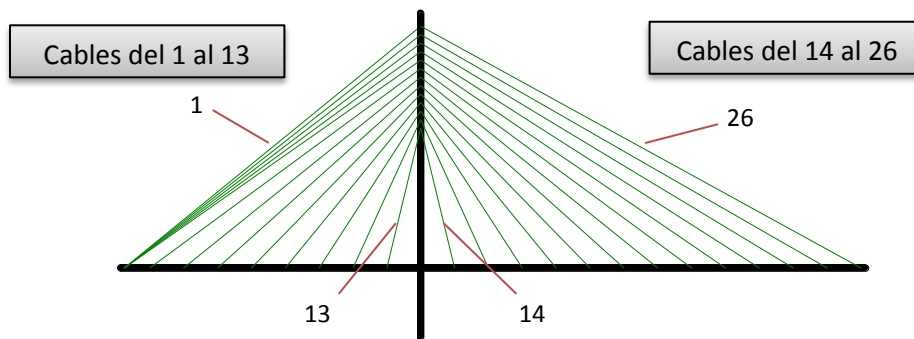


Figura 4.6 Numeración de los distintos cables del puente

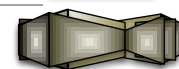


Tabla 4.1 Cálculo inicial del área de los cables

Unidades : T - m												
# Cable	L	Peso	α (°)	R_{iCM}	R_{imin}	R_{iCV}	R_{imax}	AS_{prop}	$AS_{resistencia}$	$AS_{fátiga}$	F_{max}	F_{min}
1	90.68	1.993	39.19	47.4383	78.231	6.295	88.193	0.00280	0.000516	0.000125	239.40	228.20
2	89.43	1.769	38.19	47.4383	79.580	6.295	89.760	0.00252	0.000525	0.000127	215.46	205.38
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
7	72.31	1.112	38.79	175.785	282.361	24.039	320.732	0.00196	0.001876	0.000480	167.58	159.74
8	64.95	0.857	41.81	173.181	261.075	19.234	289.928	0.00168	0.001695	0.000361	143.64	136.92
9	57.84	0.763	45.56	174.919	246.056	38.364	299.788	0.00168	0.001753	0.000672	143.64	136.92
10	51.08	0.617	50.30	170.33	222.169	49.008	285.862	0.00154	0.001672	0.000796	131.67	125.51
11	44.81	0.492	56.36	187.579	225.914	19.970	249.902	0.00140	0.001461	0.000300	119.70	114.10
12	39.27	0.432	64.01	120.79	134.861	17.077	153.860	0.00140	0.000900	0.000237	119.70	114.10
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
22	87.49	1.250	34.30	173.537	310.189	22.946	350.910	0.00182	0.002052	0.000509	155.61	148.33
23	95.25	1.465	32.59	175.267	328.132	22.589	370.071	0.00196	0.002164	0.000524	167.58	159.74
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
25	110.97	1.829	29.89	194.661	394.295	18.605	431.629	0.00210	0.002524	0.000467	179.55	171.15
26	118.91	2.352	28.81	92.1636	196.141	53.088	306.310	0.00252	0.001791	0.001377	215.46	205.38

donde:

L Longitud del cable

Peso Peso del cable

α Ángulo de inclinación del cable

R_{iCM} Reacción vertical producida por la carga muerta

R_{imin} Reacción resultante por carga muerta más peso del cable

R_{iCV} Reacción vertical producida por la carga viva

R_{imax} Reacción resultante por carga muerta más peso del cable más carga viva

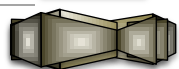
AS_{prop} Área de acero efectiva propuesta para el cable

$AS_{resistencia}$ Área de acero necesaria por resistencia

$AS_{fátiga}$ Área de acero necesaria por fátiga

F_{max} Fuerza de tensión máxima

F_{min} Fuerza de tensión mínima



Con base en las áreas y fuerzas estimadas para cada cable, se realiza un modelo del puente completo para determinar el valor de las fuerzas en los tirantes, de manera que se cumplan las dos condiciones básicas de este tipo de puentes, es decir, que la flecha en la parte superior de las torres sea cero y que las deflexiones del tablero en la posición en que se ubican los tirantes también sea nula (figura 4.7). Se sigue un proceso iterativo hasta alcanzar la condición ideal especificada, con la mayor precisión posible.

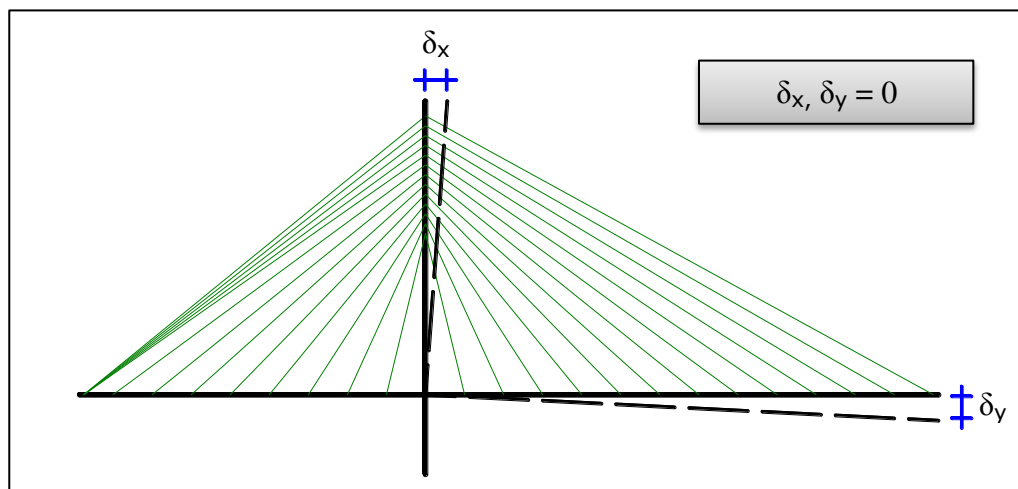
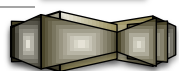


Figura 4.7 Flecha en tablero y torre

Con este procedimiento se revisan y corrigen las áreas determinadas anteriormente y se estiman las fuerzas en los tirantes para las condiciones de carga de servicio. Una vez realizado el procedimiento iterativo se definen las áreas y se procede a la revisión del procedimiento constructivo del puente.



4.4 Análisis durante el proceso constructivo

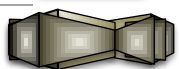
El objetivo de este análisis es el control de flechas, fuerzas de tensado en los cables y elementos mecánicos en la estructura durante las diferentes etapas de construcción del puente. Con esto se pretende que el puente no vea excedido los esfuerzos en ninguna sección de la estructura durante el proceso constructivo, para ello se revisa que el comportamiento del tablero sea nuevamente el de una viga continua bajo las acciones que se presentan durante la fase de construcción, procurando, en la medida de lo posible, que los esfuerzos durante la construcción no sobrepasen los esfuerzos bajo condiciones de servicio en el puente terminado.

Una vez realizado el prediseño del puente se realizará el análisis durante las etapas de construcción que fueron definidas previamente. El análisis es no lineal como consecuencia del comportamiento no lineal geométrico de los cables durante todas las etapas de construcción, así como en el puente terminado.

Una alternativa es realizar un análisis lineal equivalente que represente la variación de la rigidez del cable, a través de las expresiones del módulo de elasticidad equivalente desarrollado por Ernst.

$$E_t = \frac{E}{1 + \left[\frac{(W_c L_h)^2 AE}{12T^2} \right]} \quad (1.1)$$

$$E_s = \frac{E}{1 + \left[\frac{(W_c L_h)^2 (T_i + T_f) AE}{24T_i^2 T_f^2} \right]} \quad (1.2)$$



E Módulo de elasticidad del material del cable

W_c Peso propio del cable

L_h Longitud horizontal del cable

A Sección del cable

T Fuerza de tensado del cable

T_i Fuerza de tensado inicial del cable

T_f Fuerza de tensado final del cable

Para el presente estudio, el análisis no lineal se realiza mediante el elemento cable que forma parte de la biblioteca del programa SAP2000, versión 14.

En total se consideraron 14 etapas del puente en construcción y una etapa más (etapa 15) para el puente terminado. En las tres figuras siguientes se presentan tres de las etapas de análisis.

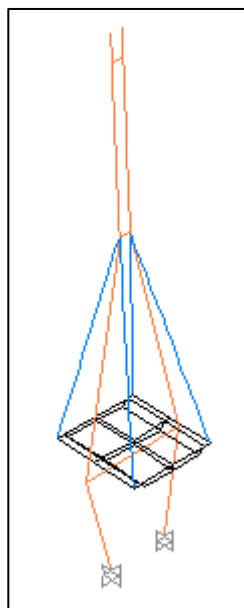
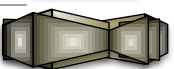


Figura 4.8 Etapa 2



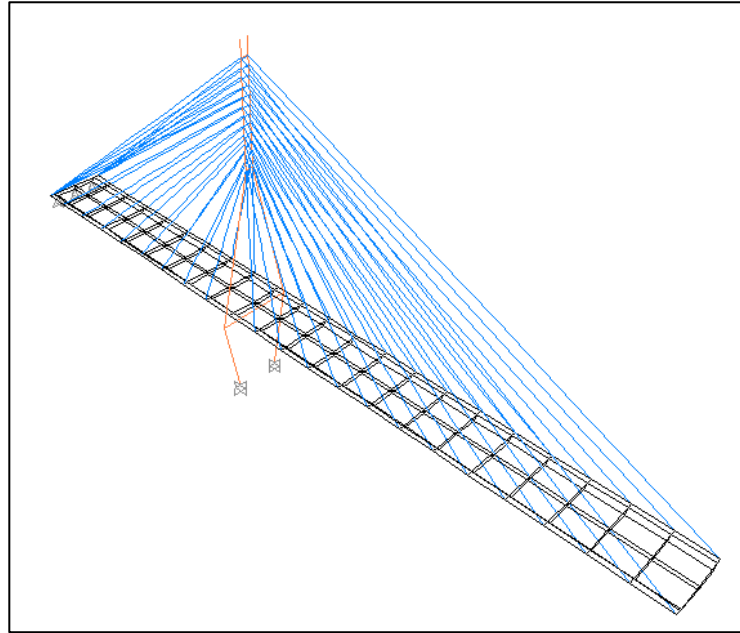


Figura 4.9 Etapa 14

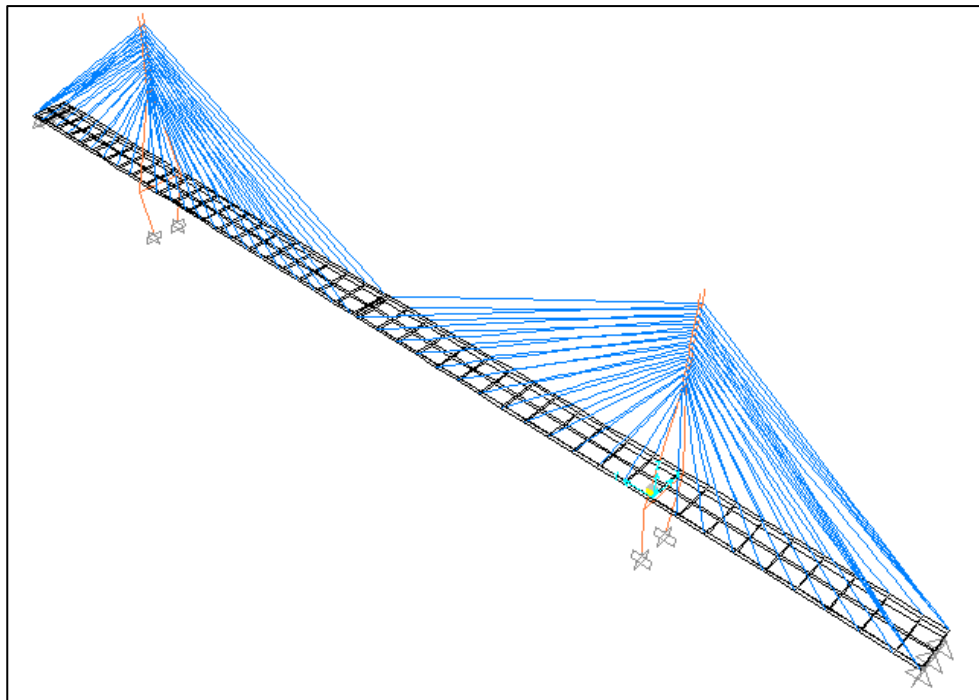
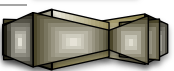


Figura 4.10 Puente completo

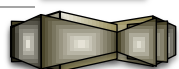


Inicialmente se consideraron los primeros doce modos en la respuesta del puente, sin embargo, los porcentajes de participación de masa de los primeros 12 modos fueron: en dirección X el 79.5%, en Y el 9.3% y en Z el 45.6%. Por lo tanto, fue necesario considerar un mayor número de modos hasta alcanzar porcentajes de al menos 90%.

Considerando 100 modos (tabla 4.2) se obtuvieron los siguientes valores de participación modal de masa: 96.5%, 92.3% y 90.7% en las direcciones X, Y y Z respectivamente.

Tabla 4.2 Participación modal

Relaciones de participación modal de masa							
# Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ
1	4.12519	0.35079	0.00000	0.00000	0.35079	0.00000	0.00000
2	3.12529	0.00000	0.00037	0.11567	0.35079	0.00037	0.11567
3	2.31824	0.42925	0.00000	0.00000	0.78004	0.00037	0.11567
4	2.29562	0.00131	0.00000	0.00000	0.78135	0.00037	0.11567
5	2.28818	0.00000	0.05726	0.00053	0.78135	0.05763	0.11620
6	1.50276	0.00000	0.00001	0.01476	0.78135	0.05763	0.13096
7	1.49909	0.00011	0.00000	0.00000	0.78146	0.05763	0.13096
8	1.36254	0.00000	0.00991	0.11144	0.78146	0.06754	0.24240
9	1.24828	0.00000	0.01484	0.18722	0.78146	0.08238	0.42963
10	1.15867	0.00000	0.00895	0.01551	0.78146	0.09134	0.44514
11	1.02549	0.00000	0.00177	0.01081	0.78146	0.09311	0.45595
12	1.01445	0.01339	0.00000	0.00000	0.79485	0.09311	0.45595
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
73	0.15005	0.00000	0.00002	0.26693	0.96470	0.92314	0.75266
74	0.14987	0.00000	0.00000	0.00000	0.96470	0.92314	0.75266
75	0.14985	0.00000	0.00002	0.14722	0.96470	0.92317	0.89988
76	0.14923	0.00000	0.00000	0.00562	0.96470	0.92317	0.90550
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
97	0.12188	0.00002	0.00000	0.00000	0.96539	0.92335	0.90728
98	0.12174	0.00000	0.00000	0.00000	0.96539	0.92335	0.90728
99	0.11884	0.00000	0.00000	0.00001	0.96539	0.92335	0.90728
100	0.11823	0.00000	0.00000	0.00062	0.96539	0.92335	0.90790



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

Los elementos que se controlarán durante la construcción del puente son: (a) los elementos mecánicos y las flechas en el tablero; (b) elementos mecánicos en la base de la pila y flechas en la parte superior de la torre; y (c) las fuerzas en los cables. Como la estructura es simétrica, se analizará únicamente la mitad del puente. En la figura 4.11, se indica la numeración de los elementos principales a los que se hará referencia posteriormente. Los nodos de los elementos del tablero corresponden a los números del nodo 2 al 426 en la mitad del puente y el nodo 30 representa la parte más alta de la torre. Estos puntos servirán para controlar los desplazamientos más importantes del puente durante su construcción. Para el control de las fuerzas de tensado se tomarán en cuenta los cables desde el 69 al 94.

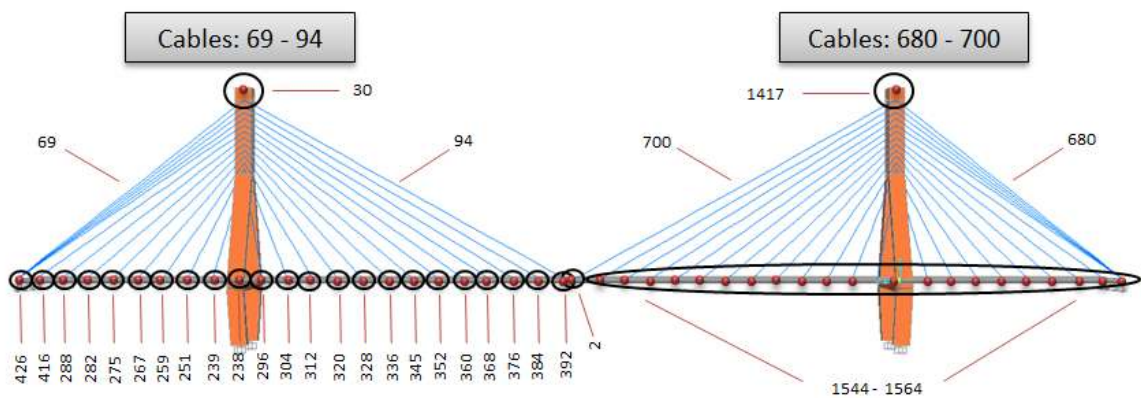


Figura 4.11 Cables y nodos de referencia para el control durante la construcción

Para el control de los momentos en el tablero se considerarán los elementos que se muestran en la figura 4.12, la cual se presenta a continuación.

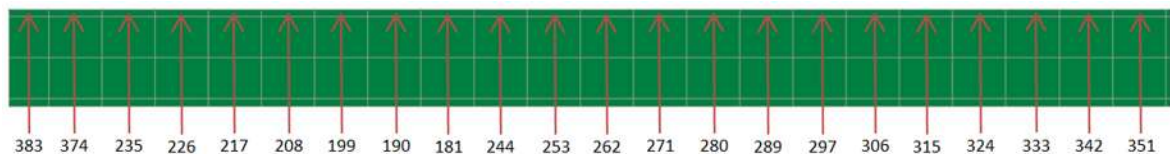
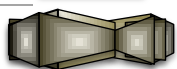


Figura 4.12 Elementos del tablero



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

En las figuras 4.13 a 4.16 se muestran los desplazamientos horizontales y verticales de los puntos de control del tablero y de la parte alta de la pila, observándose que bajo la condición de peso propio de la estructura, se presentan las flechas mayores en el tablero en las etapas intermedias. En el caso de la torre, con el transcurso del proceso constructivo se incrementan los desplazamientos.

El comportamiento de las fuerzas de los tirantes y los momentos en el tablero por peso propio durante la construcción, pueden observarse en la figuras 4.17 y 4.18 respectivamente.

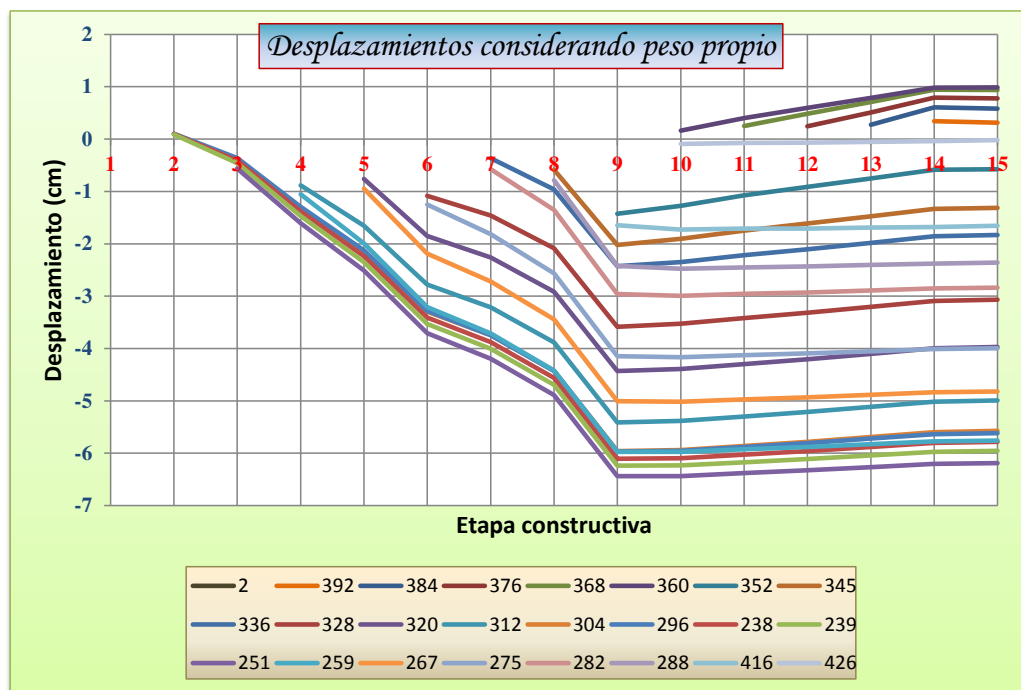
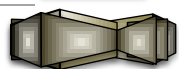


Figura 4.13 Desplazamientos longitudinales del tablero considerando el peso propio de la estructura



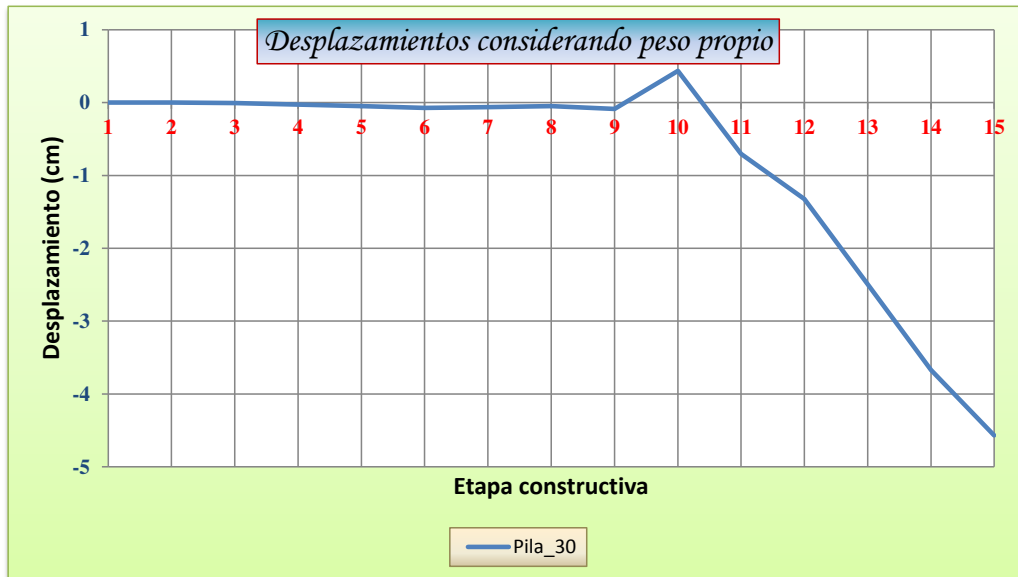


Figura 4.14 Desplazamientos longitudinales de la torre considerando el peso propio de la estructura

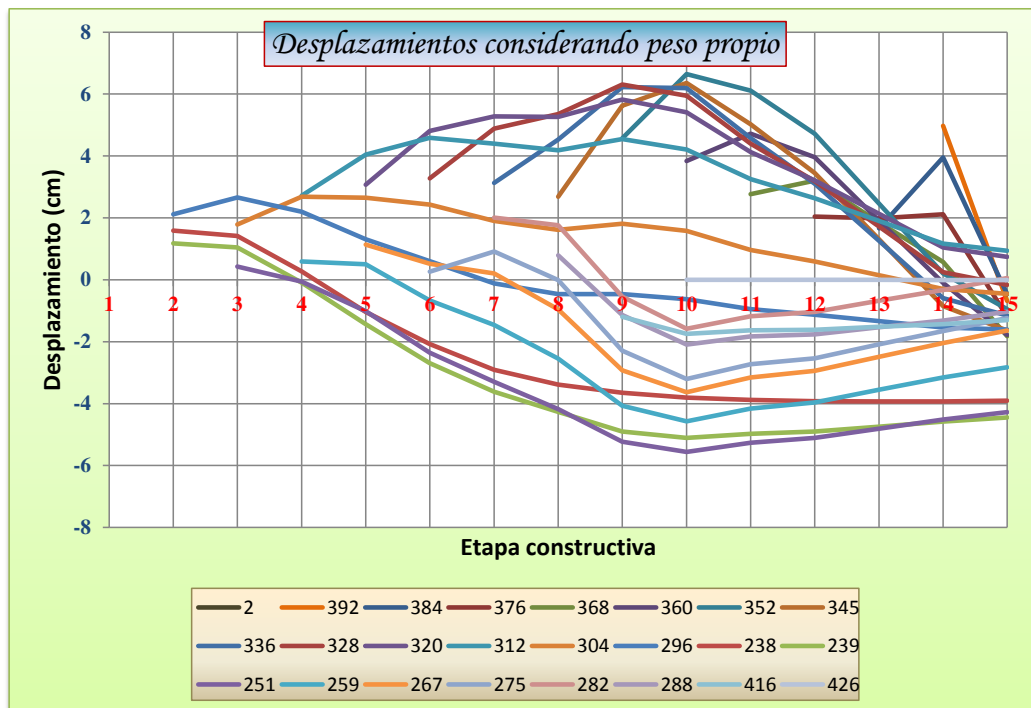
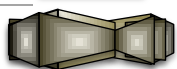


Figura 4.15 Desplazamientos verticales del tablero considerando el peso propio de la estructura



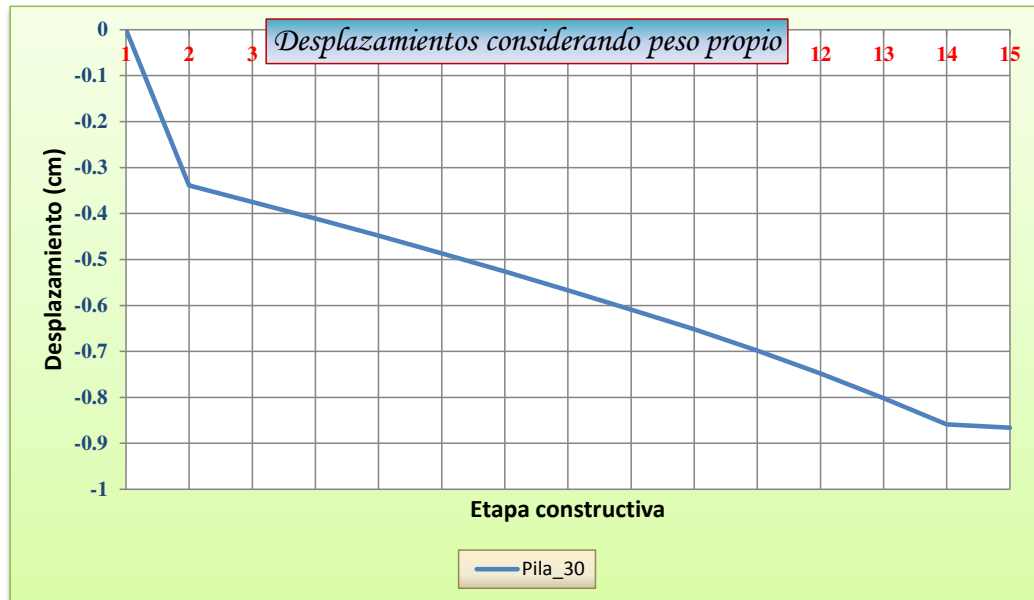


Figura 4.16 Desplazamientos verticales de la torre considerando el peso propio de la estructura

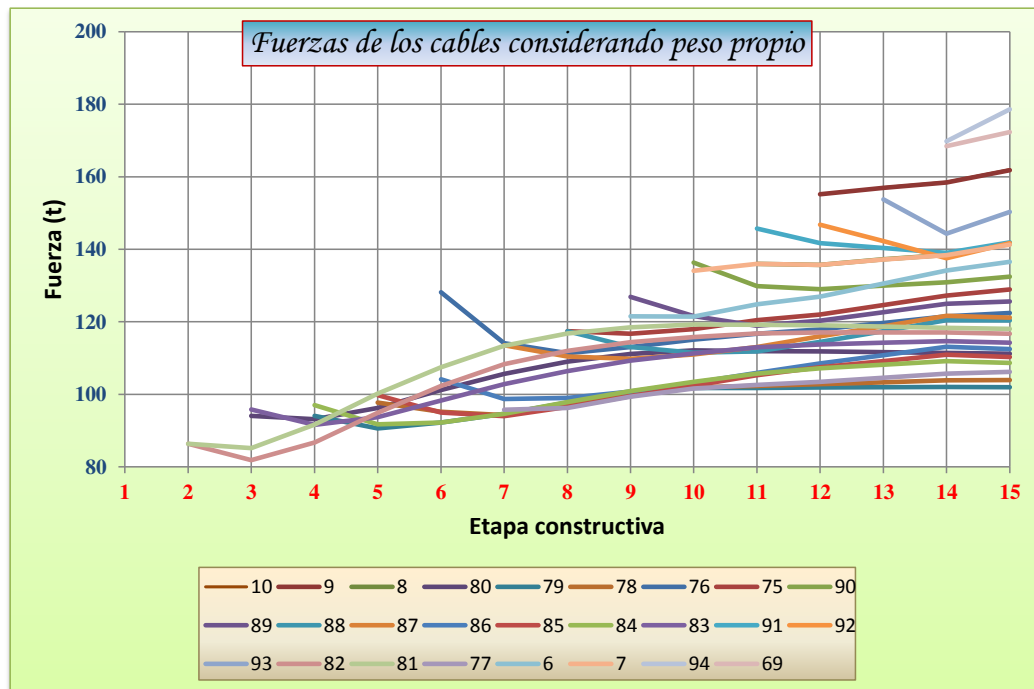
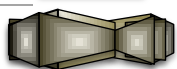


Figura 4.17 Fuerzas en los cables considerando el peso propio de la estructura



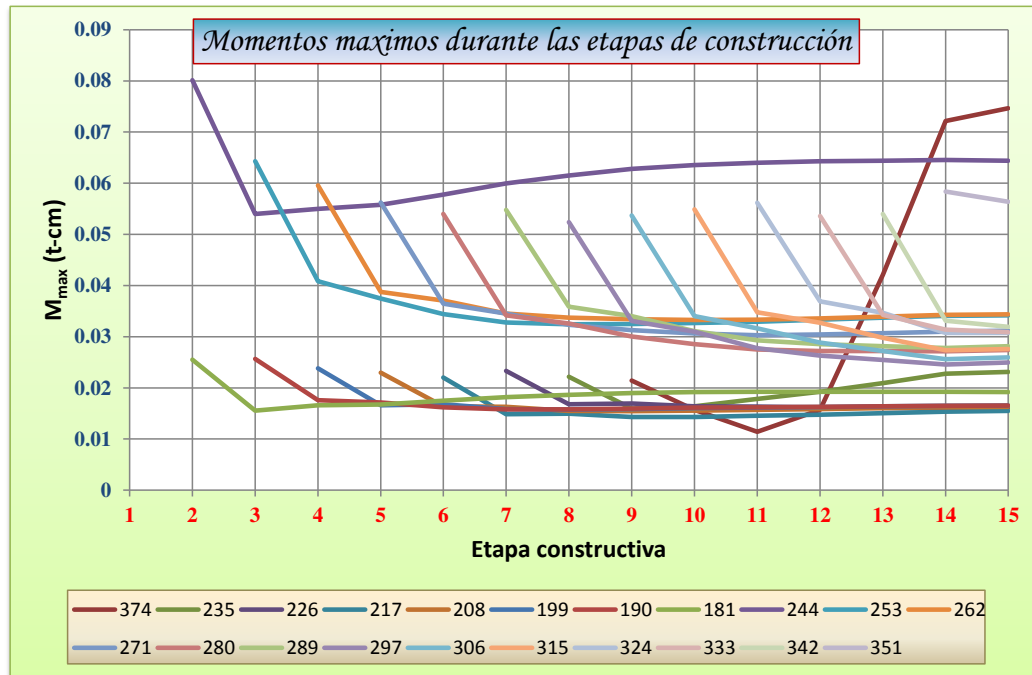
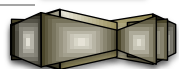


Figura 4.18 Momentos en el tablero considerando el peso propio de la estructura

4.5 Influencia del peso del carro de avance

El equipo utilizado para la construcción de este tipo de puentes, como ya se ha mencionado, es el carro de avance, ubicado en la zona de trabajo del avance del puente. El peso del carro dependerá del peso de las dovelas que elevará, así como de consideraciones generales del puente. Debido a la magnitud del peso del carro de avance se estudia su influencia en los resultados de las etapas anteriores, en las cuales no se consideró este efecto por limitaciones del programa. De manera comparativa se tiene en la figura 4.19 las flechas producidas por peso propio y por peso propio más el peso del carro, mostrando que ~~en la torre~~ la influencia del carro en la torre es muy poca, en comparación con el tablero en el que si tiene un mayor impacto.



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

De igual forma la figura 4.20 muestra la influencia del carro de avance en la fuerza de tensión en los tirantes del puente, mostrando un incremento superior en la etapa donde empieza la colocación del último cable.

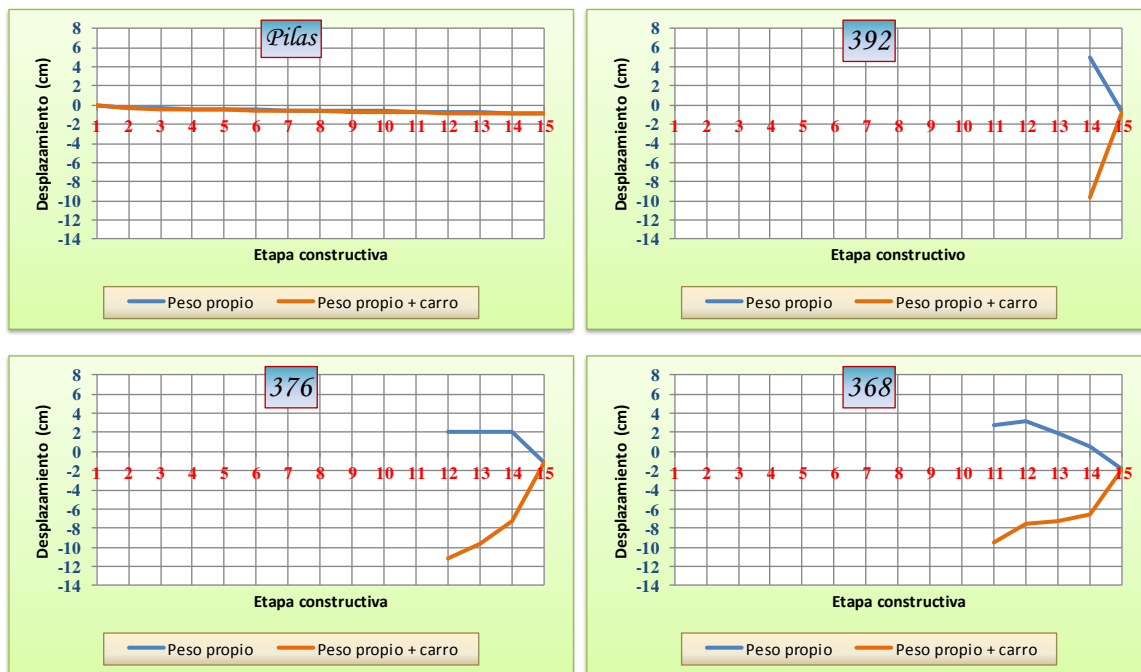
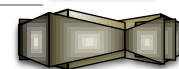


Figura 4.19 Comparación de los desplazamientos verticales en pilas y tablero para la estructura sola y para la estructura más el carro



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

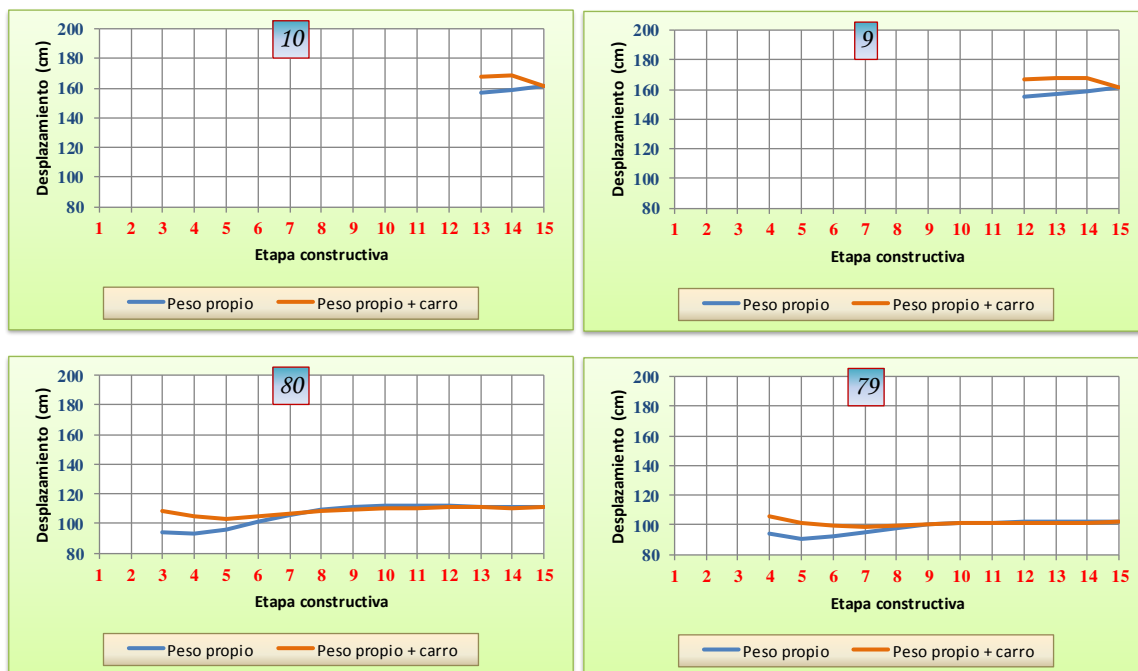
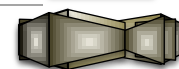


Figura 4.20 Comparación de las fuerzas en los cables para la estructura sola y para la estructura más el carro

4.6 Efecto de la acción sísmica

Para el análisis del puente considerando la acción sísmica se utilizó inicialmente el registro MZ019510.092 (figura 4.21) correspondiente al sismo de subducción de Manzanillo del año 1995.

Se consideraron tres componentes ortogonales del sismo, y como el puente que se analizará no tiene una ubicación específica, se decidió aplicar la componente Este-Oeste (EW) y la componente Norte-Sur (NS) del registro en la dirección longitudinal del puente. Posteriormente se aplicaron las dos componentes en la dirección transversal y se eligió como caso crítico la combinación que diera el efecto más desfavorable. Los casos de análisis para considerar el sismo se presentan en las siguientes combinaciones:



- 1a. –Sismo longitudinal orientación EW (SL EW)
- 1b. –Sismo transversal orientación NS (ST NS)
- 2a. –Sismo longitudinal orientación NS (SL NS)
- 2b. –Sismo transversal orientación EW (ST EW)
- 3. –Sismo vertical (SV)
- 4a. –Sismo longitudinal (1a) + sismo transversal (1b)
- 4b. –Sismo longitudinal (2a) + sismo transversal (2b)
- 5a. –Sismo longitudinal (1a) + sismo transversal (1b) + sismo vertical (3)
- 5b. –Sismo longitudinal (2a) + sismo transversal (2b) + sismo vertical (3)

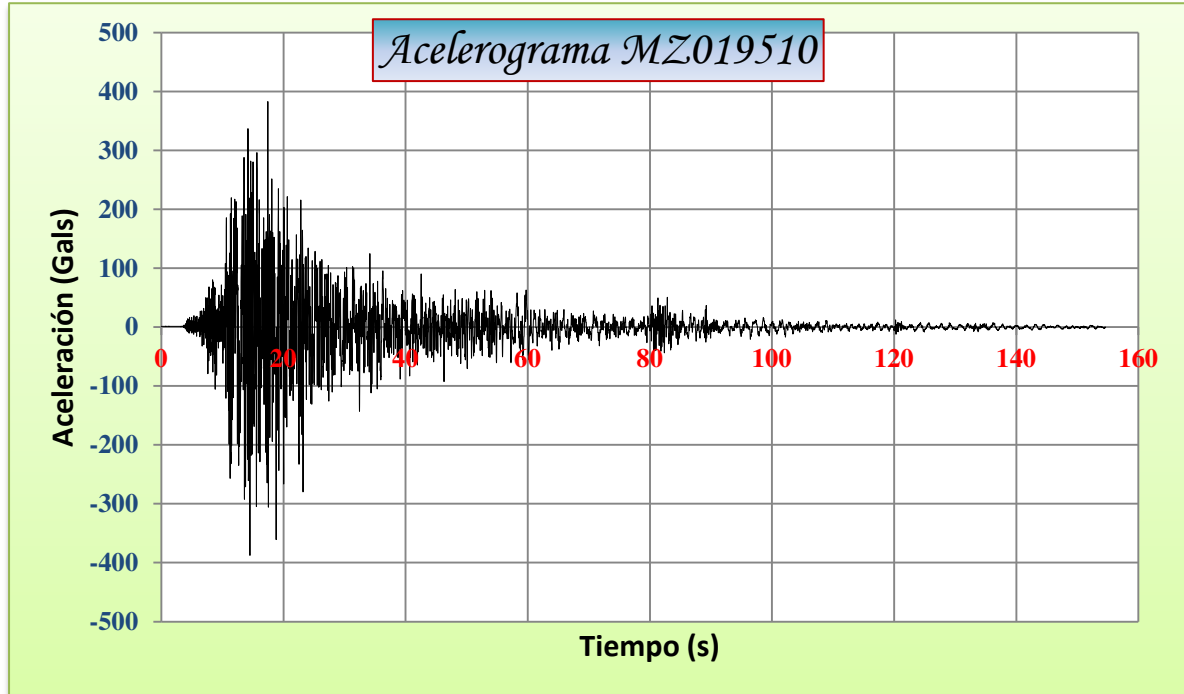
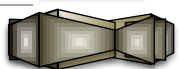


Figura 4.21 Acelerograma MZ019510



Capítulo 4 Análisis para identificar las fases críticas de la construcción

En las figuras 4.22 y 4.23 se muestra la influencia de considerar la componente Este-Oeste del sismo en la dirección transversal del puente. Los desplazamientos verticales para esta condición de carga son del orden del 0% de los desplazamientos correspondientes a la condición de peso propio en el tablero y del 53% en la torre. Al considerar la combinación del sismo longitudinal más el transversal (figura 4.24), se incrementan los desplazamientos en el tablero del orden del 109%. Finalmente se observa un mayor aumento con la combinación del sismo en las tres direcciones para el tablero del orden del 150% (figura 4.25), mientras que para la torre cualquier combinación (figura 4.26) representa el mismo desplazamiento vertical del 53% al 55%.

La influencia del sismo en las fuerzas de tensado considerando las tres componentes (figura 4.28) es mayor que la que se presenta solamente considerando la componente en una dirección (figura 4.27).

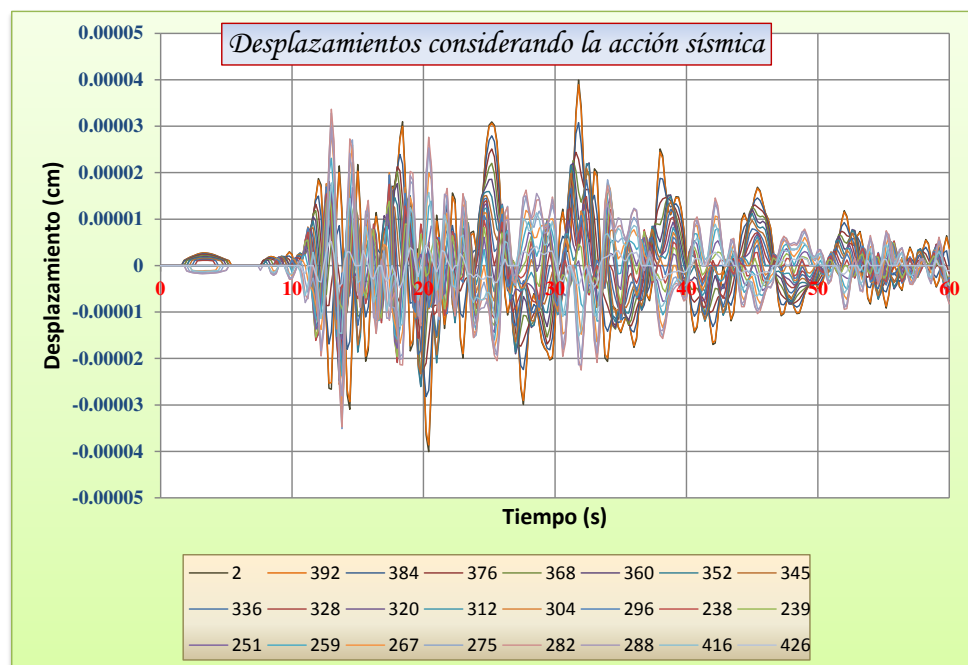
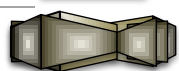


Figura 4.22 Desplazamientos verticales del tablero (caso 1a)



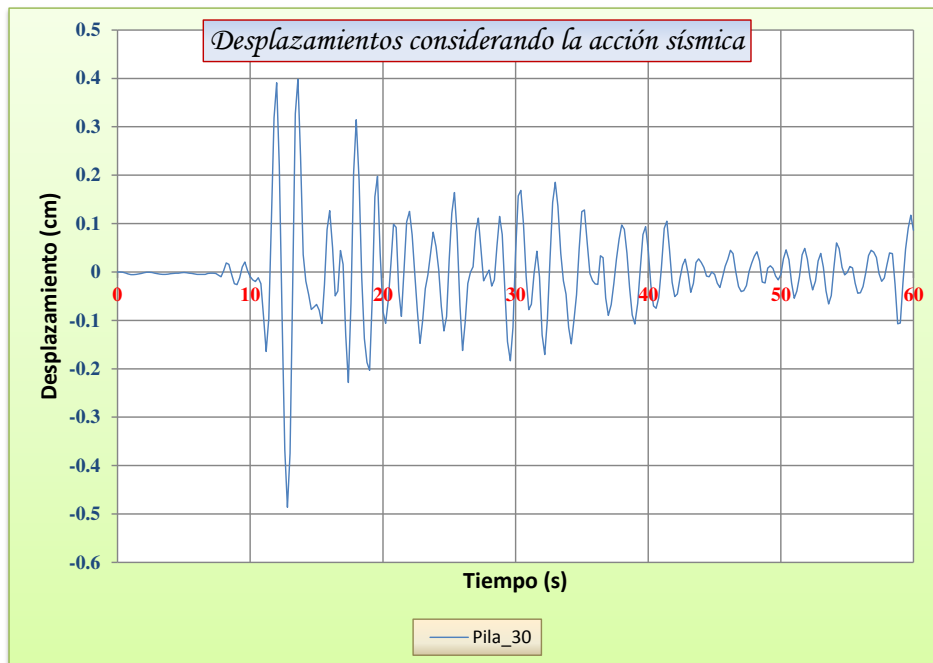


Figura 4.23 Desplazamientos verticales de la torre (caso 1a)

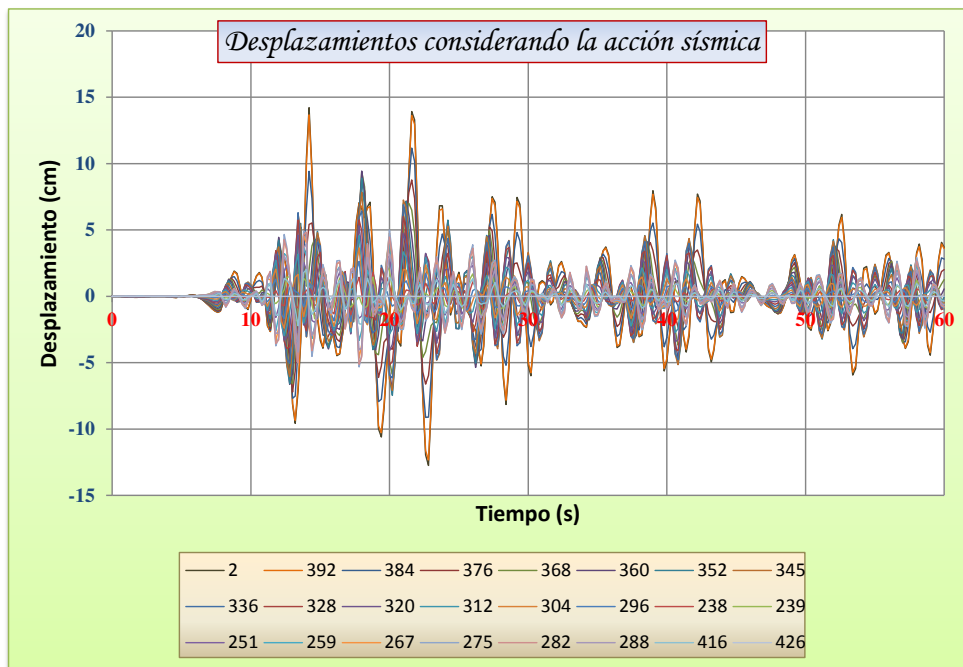
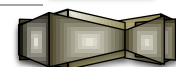


Figura 4.24 Desplazamientos verticales del tablero (caso 4b)



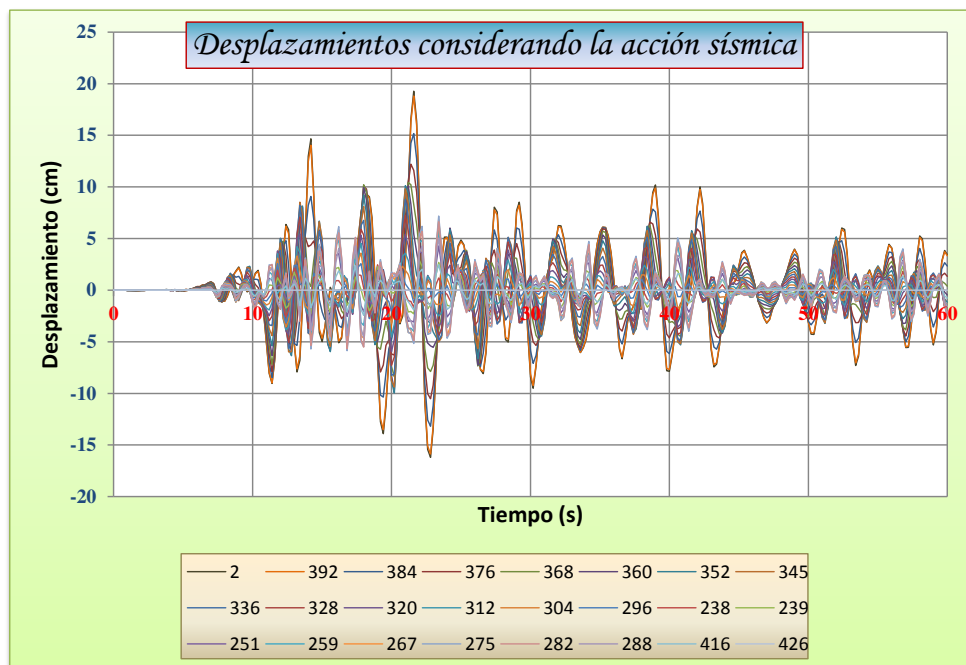


Figura 4.25 Desplazamientos verticales del tablero (caso 5a)

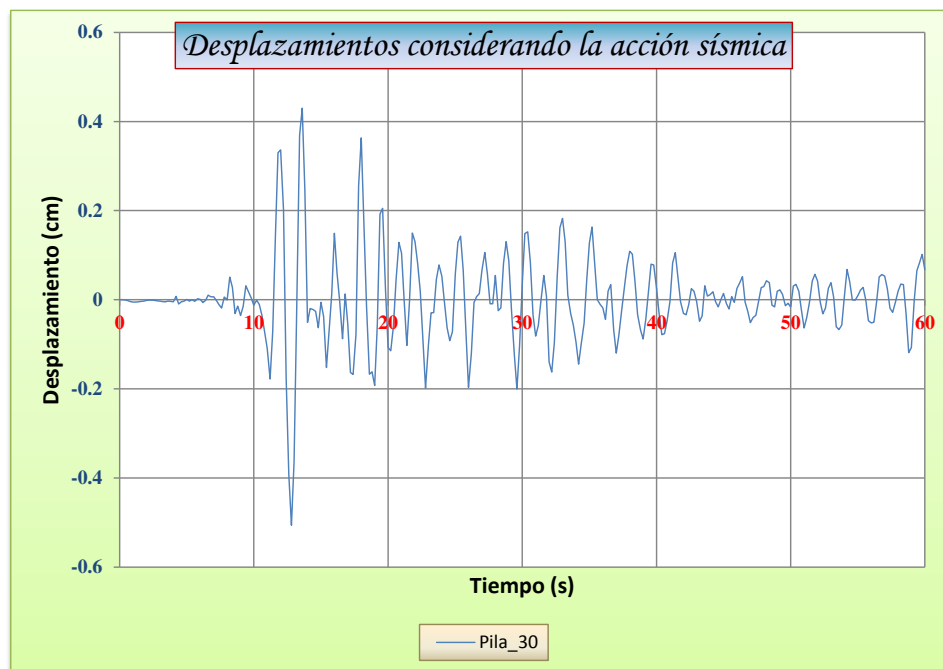
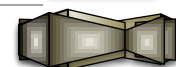


Figura 4.26 Desplazamientos verticales de la torre (caso 5a)



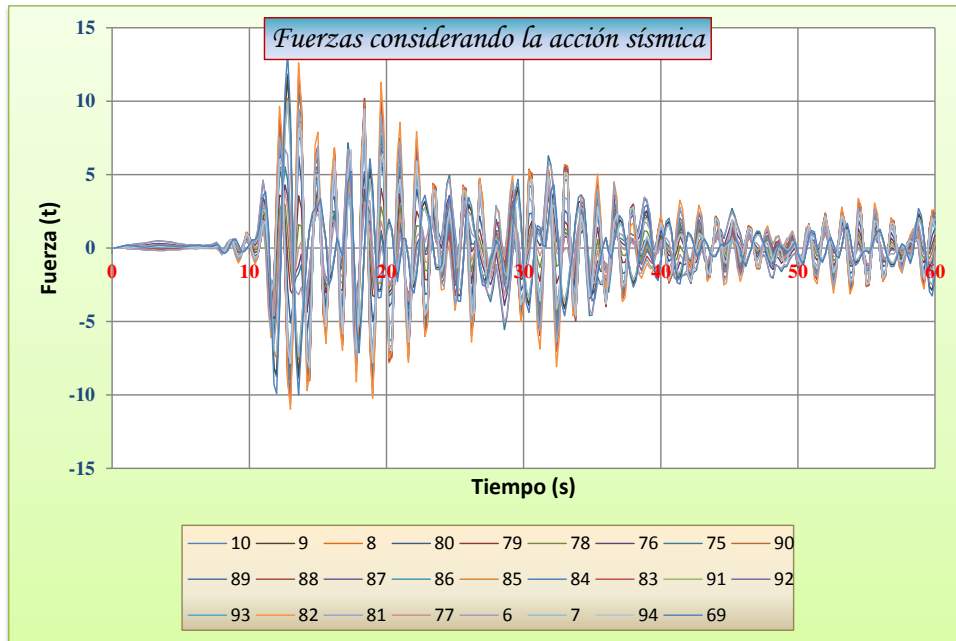


Figura 4.27 Fuerzas considerando el caso 1a

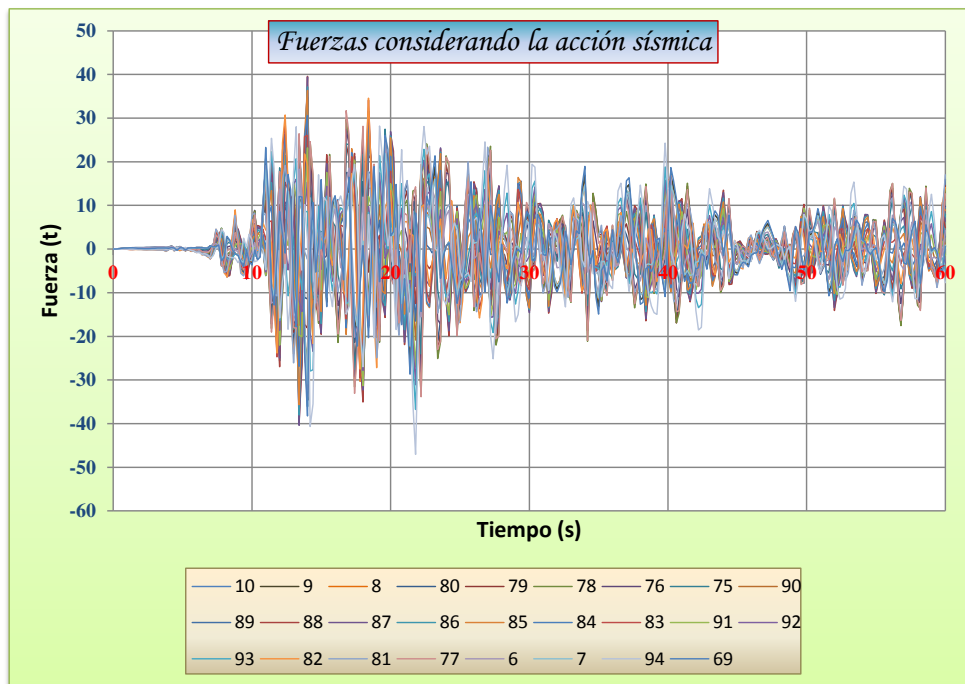


Figura 4.28 Fuerzas considerando el caso 5a

4.7 Fases críticas durante la construcción

Para poder determinar las etapas críticas del proceso constructivo, se proponen los siguientes índices de daño del puente, las ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3 presentan como calcular el índice de daño para las fuerzas de tensión, desplazamientos y momentos respectivamente.

$$I_i = \frac{F_{P.p+carro} + F_{sismo i}}{F_{P.p+carro}} \quad (4.1)$$

$$I_i = \frac{D_{P.p+carro} + D_{sismo i}}{D_{P.p+carro}} \quad (4.2)$$

$$I_i = \frac{M_{P.p+carro} + M_{sismo i}}{M_{P.p+carro}} \quad (4.3)$$

$F_{P.p+carro}$ Fuerza de tensión por peso propio más el peso del carro

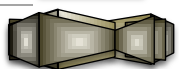
$F_{sismo i}$ Fuerza de tensión por la combinación sísmica

$D_{P.p+carro}$ Desplazamiento por peso propio más el peso del carro

$D_{sismo i}$ Desplazamiento por la combinación sísmica

$M_{P.p+carro}$ Momento máximo por peso propio más el peso del carro

$M_{sismo i}$ Momento máximo por la combinación sísmica



Del resultado de este análisis interesa conocer específicamente la etapa mas crítica para los cables, para la torre y para el tablero. Se consideraron las nueve combinaciones de las componentes sísmicas tomando en cuenta solamente la que tiene mayor influencia, de manera que resultaron cinco índices de daño:

I₁ Índice de daño por el sismo longitudinal

I₂ Índice de daño por el sismo transversal

I₃ Índice de daño por el sismo vertical

I₄ Índice de daño por el sismo longitudinal + sismo transversal

I₅ Índice de daño por el sismo longitudinal + sismo transversal + sismo vertical

La tabla 4.3 presenta los índices de daño de acuerdo con las fuerzas de tensión presentadas en el cable, dando como resultado que la fase más crítica de construcción para los tirantes es la etapa 10.

De acuerdo con la tabla 4.4 la fase crítica de construcción para las torres correspondería a la etapa 8, aunque se presentaban índices mucho mayores en las primeras etapas, pero como los desplazamientos por peso propio más el peso del carro son casi iguales a cero, de acuerdo con la ecuación 4.2 los índices tendían a infinito, de manera que se tomo la etapa donde el sismo le ocasionaba a la torre los mayores desplazamientos.

Para el tablero, la fase crítica fue la etapa 14, según se observa en la tabla 4.5 en la que se muestran los valores de los índices de daño en el tablero.

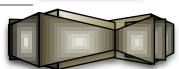




Tabla 4.3 Índices de daño en los cables

	Elemento	P.p + carro	1a	2b	3	4b	5b	I1	I2	I3	I4	I5
Etapa 14	94	191.481	200.969	228.568	198.481	227.260	224.293	2.050	2.194	2.037	2.187	2.171
	93	160.012	168.648	189.211	166.214	188.001	186.119	2.054	2.182	2.039	2.175	2.163
	92	149.242	157.940	177.750	156.243	173.422	175.325	2.058	2.191	2.047	2.162	2.175
	91	147.738	157.042	178.816	156.311	174.148	175.235	2.063	2.210	2.058	2.179	2.186
	90	136.200	145.378	166.829	145.426	162.162	162.475	2.067	2.225	2.068	2.191	2.210
	89	127.847	137.538	159.144	137.697	156.285	157.697	2.076	2.245	2.077	2.223	2.272
	82	116.056	128.662	139.344	133.528	143.362	150.222	2.109	2.201	2.151	2.239	2.298
Etapa 13	93	173.349	180.850	217.117	179.352	218.165	215.697	2.043	2.252	2.035	2.259	2.244
	92	158.018	165.784	195.532	163.541	196.578	192.694	2.049	2.237	2.035	2.244	2.219
	91	152.898	161.386	189.633	159.203	188.701	185.552	2.056	2.240	2.041	2.234	2.214
	90	138.386	146.926	172.685	146.070	171.693	168.019	2.062	2.248	2.056	2.241	2.214
	89	128.002	137.176	161.505	137.725	160.359	156.104	2.072	2.262	2.076	2.253	2.234
	82	115.683	126.278	135.764	133.336	134.487	142.729	2.098	2.174	2.153	2.184	2.255
Etapa 12	92	165.307	171.037	216.390	175.209	216.712	213.357	2.035	2.309	2.060	2.311	2.291
	91	157.733	164.182	204.564	166.421	206.014	203.965	2.041	2.297	2.055	2.306	2.293
	90	140.631	147.269	183.002	148.927	184.403	181.418	2.047	2.301	2.059	2.311	2.290
	89	128.642	135.910	168.741	137.561	170.167	165.888	2.056	2.312	2.069	2.323	2.290
	82	115.319	124.122	130.787	134.429	128.136	142.206	2.077	2.134	2.166	2.145	2.233
Etapa 11	91	164.324	168.423	223.231	179.357	224.508	224.384	2.034	2.358	2.091	2.366	2.365
	90	144.577	148.995	198.088	157.411	199.300	197.901	2.041	2.370	2.089	2.379	2.369
	89	130.433	135.472	181.019	141.831	182.232	179.210	2.050	2.388	2.087	2.397	2.374
	82	114.679	123.282	130.909	133.412	130.275	142.346	2.075	2.142	2.163	2.148	2.241
Etapa 10	90	153.758	156.969	216.711	171.370	216.397	216.963	2.034	2.409	2.115	2.407	2.411
	89	136.525	140.380	197.421	152.732	196.875	195.810	2.045	2.446	2.119	2.442	2.434
	82	113.489	122.063	132.751	131.835	129.953	141.982	2.090	2.170	2.162	2.145	2.251
Etapa 9	89	144.113	146.503	150.733	163.876	151.034	167.051	2.017	2.050	2.137	2.051	2.159
	82	111.468	115.390	116.188	129.321	117.733	131.929	2.044	2.042	2.160	2.056	2.184
Etapa 2	82	109.904	111.336	112.329	125.031	112.835	126.508	2.019	2.027	2.138	2.027	2.154

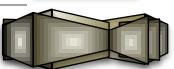
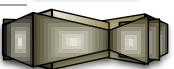


Tabla 4.4 Índices de daño en la torre

	Dirección	P.p + carro	1a	2a	3	4a	5b	I1	I2	I3	I4	I5
Etapa 14	Transversal	0.01892	32.2857	0.0200	0.0200	32.2850	23.6637	1707	2	2	1707	1707
	Longitudinal	6.26119	6.2962	13.0408	8.5060	13.0508	7.8201	2	3	2	3	3
	Vertical	0.92331	1.4092	0.9558	1.0345	1.4198	0.4444	3	2	2	3	3
Etapa 13	Transversal	0.01902	32.5162	0.0201	0.0201	32.5154	23.6787	1711	2	2	1711	1711
	Longitudinal	5.26965	5.2977	12.8915	7.4895	12.8848	8.5938	2	4	2	4	4
	Vertical	0.8629	1.3523	0.8904	0.9782	1.3649	0.4443	3	2	2	3	3
Etapa 12	Transversal	0.01794	32.7004	0.0193	0.0189	32.6996	23.7846	1824	2	2	1824	1824
	Longitudinal	4.31072	4.3312	14.0134	6.5461	14.0061	10.0994	2	4	3	4	4
	Vertical	0.8069	1.2984	0.8342	0.9239	1.3118	0.4395	3	2	2	3	3
Etapa 11	Transversal	0.01612	32.8318	0.0179	0.0172	32.8309	23.9182	2038	2	2	2038	2038
	Longitudinal	4.02164	4.0362	15.4712	6.3710	15.4667	11.0670	2	5	3	5	5
	Vertical	0.75448	1.2479	0.7907	0.8709	1.2594	0.4481	3	2	2	3	3
Etapa 10	Transversal	0.01392	32.9251	0.0158	0.0150	32.9244	23.9059	2366	2	2	2366	2366
	Longitudinal	3.29055	3.3018	15.9672	5.4571	15.9659	11.3509	2	6	3	6	6
	Vertical	0.70637	1.2016	0.7475	0.8211	1.2088	0.4618	3	2	2	3	3
Etapa 9	Transversal	0.01172	33.0992	0.0117	0.0132	33.0993	23.9859	2825	2	2	2825	2825
	Longitudinal	0.0803	0.0804	25.0803	0.1778	25.0803	17.2982	2	313	3	313	313
	Vertical	0.66417	1.1608	0.6647	0.7759	1.1607	0.4401	3	2	2	3	3
Etapa 8	Transversal	0.00938	33.1132	0.0094	0.0105	33.1132	24.0447	3531	2	2	3531	3531
	Longitudinal	0.04109	0.0412	24.0191	0.1091	24.0190	21.1152	2	586	4	586	585
	Vertical	0.6209	1.1179	0.6211	0.7333	1.1179	0.4314	3	2	2	3	3

Tabla 4.5 Índices de daño en el tablero

	Elemento	P.p + carro	1a	2b	3	4b	5b	I1	I2	I3	I4	I5
Etapa 14	351	16.102	16.539	18.037	16.468	17.978	17.844	2.027	2.120	2.023	2.117	2.108
	342	8.247	8.549	8.812	8.404	8.871	8.904	2.037	2.069	2.019	2.076	2.080
	333	8.455	8.917	10.127	8.895	10.147	10.395	2.055	2.198	2.052	2.200	2.229
	306	7.049	8.130	10.120	7.856	10.328	10.685	2.153	2.436	2.115	2.465	2.516
	244	16.433	17.447	18.109	18.686	18.094	18.643	2.062	2.102	2.137	2.101	2.150
Etapa 13	342	14.839	15.291	17.134	15.150	17.173	17.050	2.031	2.155	2.021	2.157	2.149
	333	8.552	8.857	9.592	8.742	9.451	9.535	2.036	2.122	2.022	2.105	2.115
	306	7.544	8.314	10.374	8.487	10.410	11.283	2.112	2.375	2.125	2.380	2.496
	244	16.371	17.192	17.651	18.622	18.032	18.375	2.057	2.078	2.137	2.101	2.122
Etapa 12	333	14.654	14.992	17.238	15.163	17.233	17.073	2.023	2.176	2.035	2.176	2.165
	306	7.939	8.431	9.979	8.735	10.026	10.605	2.062	2.257	2.100	2.263	2.336
	244	16.322	17.017	17.270	18.553	17.372	18.605	2.043	2.058	2.137	2.064	2.141
Etapa 11	306	8.568	8.880	9.533	9.028	9.593	9.761	2.036	2.118	2.054	2.120	2.139
	244	16.248	16.947	17.310	18.353	17.516	18.168	2.051	2.065	2.130	2.078	2.132
Etapa 2	244	26.158	26.515	26.446	29.773	26.704	29.999	2.018	2.013	2.138	2.021	2.150



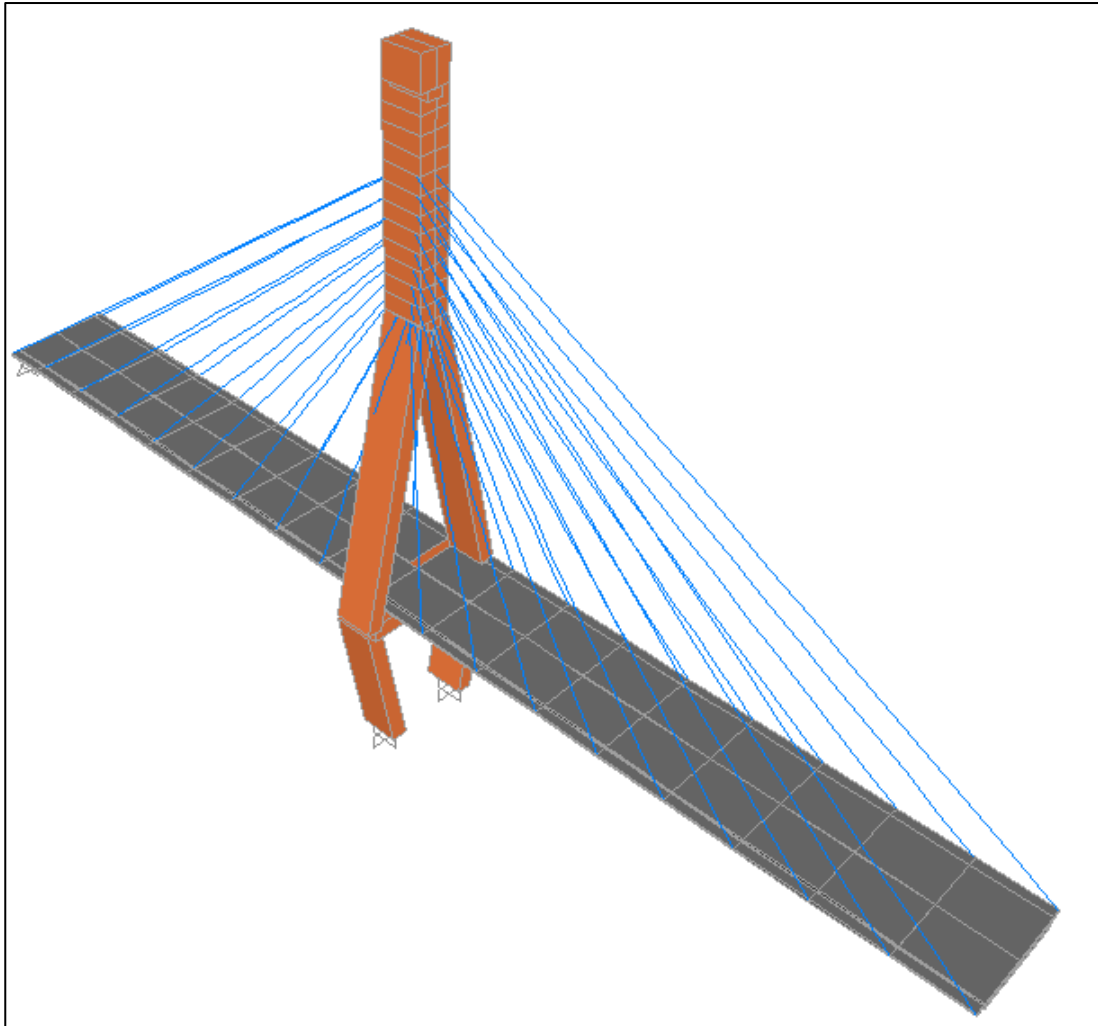
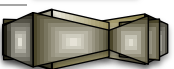


Figura 4.29 Fase crítica para los cables Etapa 10



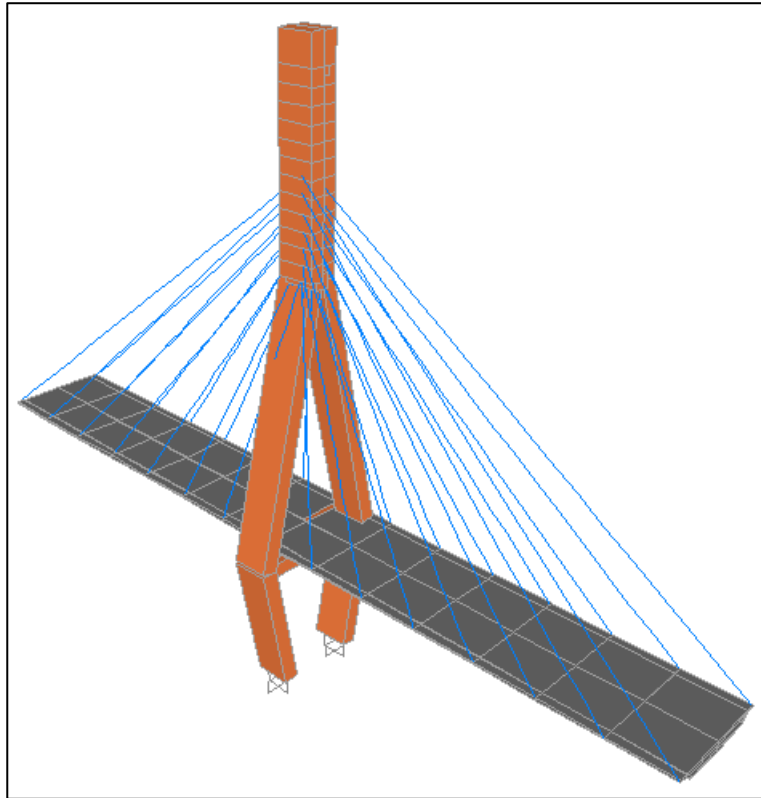


Figura 4.30 Fase crítica para la torre Etapa 8

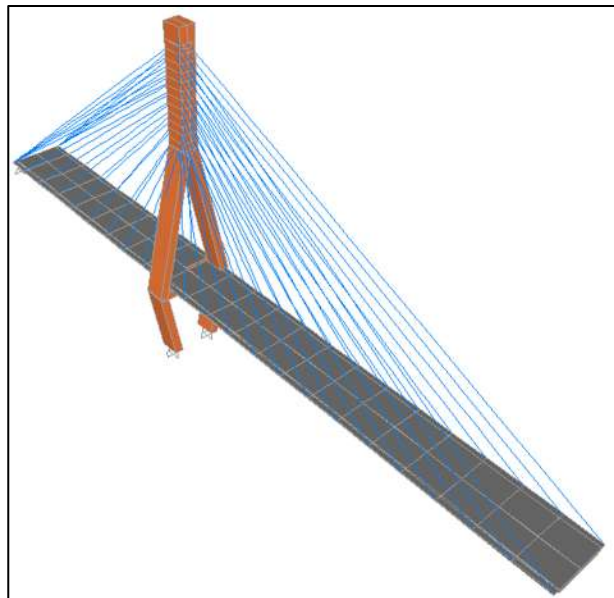
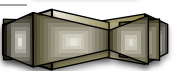


Figura 4.31 Fase crítica para el tablero Etapa 14



Capítulo 5 Capacidad sísmica durante las fases críticas de construcción

5.1 Análisis de los puentes

El análisis del puente atirantado en construcción se hizo a partir de los espectros de respuesta de aceleraciones de dos grupos de sismos: los obtenidos de los registros sísmicos de subducción y los de fallamiento normal.

Los casos de análisis son los siguientes:

1a. – *Espectro longitudinal orientación NS (EL)*

1b. – *Espectro transversal orientación EW (ET)*

2a. – *Espectro longitudinal orientación EW (EL)*

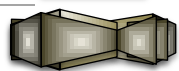
2b. – *Espectro transversal orientación NS (ET)*

3. – *Espectro vertical (EV)*

4. – *Espectro longitudinal + espectro transversal*

5. – *Espectro longitudinal + espectro transversal + espectro vertical*

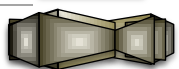
Al aplicar cada caso de análisis y considerando los espectros de fallamiento normal y subducción, se obtiene como resultado 14 análisis por cada etapa crítica de construcción del puente, para un total de 42 análisis tomando en cuenta que son tres etapas críticas.



Dado que el puente no cuenta con una ubicación en específico, la asignación de la dirección en que se aplicarían las componentes sísmicas a la estructura, se definió mediante el procedimiento que se describe a continuación: inicialmente, se aplicaron los espectros de dirección Este-Oeste (EW) en las direcciones longitudinal y transversal del puente (casos 1b y 2a); posteriormente, los espectros correspondientes a la dirección Norte-Sur (NS) se aplicaron en las dos direcciones de la estructura (casos 1a y 2b). La componente sísmica y la dirección del puente en que se produce la condición más desfavorable de los cuatro casos de análisis, se selecciona como la componente del sismo sobre la dirección correspondiente del puente. Por lo tanto, la otra componente sísmica se considera aplicada en la dirección perpendicular de la estructura. Una vez definida la dirección de las componentes sísmicas se utilizaron los espectros para la combinación transversal – longitudinal y la combinación transversal – longitudinal – vertical.

De acuerdo con el procedimiento mencionado, en el caso de la etapa 8 de construcción del puente, que es la crítica para la torre, el espectro de fallamiento normal con orientación NS aplicado en la dirección transversal produce el efecto más desfavorable de los primeros cuatro casos. Por tal motivo, se considera que la componente NS actúa en dirección transversal del puente y la componente EW en la dirección longitudinal. Con estas direcciones sísmicas se analizan los casos 4 y 5 indicados anteriormente. En el caso del espectro de subducción, la componente EW actuando en la dirección longitudinal del puente, produce el efecto más desfavorable, por lo que se asigna dicha componente a la dirección longitudinal de la estructura. La componente NS se aplicará entonces a la dirección transversal del puente para las combinaciones de las componentes sísmicas indicadas.

Las tablas 5.1 y 5.2 muestran el resultado de las combinaciones de las componentes de los espectros de fallamiento normal y de subducción respectivamente. Para conocer la combinación más desfavorable nuevamente



Capítulo 5 Capacidad sísmica durante las fases críticas de construcción

se calcularon los índices de daño generados en los distintos casos de análisis. Para esta etapa la combinación de los espectros de fallamiento normal en las tres direcciones resultó la más desfavorable, con un índice de daño de 9.11 para el momento máximo en la base de la pila. En el caso de los sismos de subducción el índice de daño más alto es de 6.57 y también corresponde al momento máximo en la base de la pila.

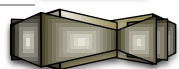
Tabla 5.1 Influencia del espectro de fallamiento normal en la etapa 8

	E.Mecánicos	P.p + carro	Fallamiento Normal							Fallamiento Normal				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	11	12	13	14	15
Etapa 8	P	3509.676	3510.017	4443.264	3510.026	4605.817	3938.568	4606.167	5035.059	2.000	2.312	2.122	2.312	2.435
	$V_{2máx}$	107.1446	107.146	448.500	107.146	515.204	108.598	515.206	516.659	2.000	5.808	2.014	5.809	5.822
	$M_{3máx}$	63493.26	63494.546	325908.823	63494.583	513281.671	64697.345	513283.053	514759.890	2.000	9.084	2.019	9.084	9.107
	$V_{3máx}$	0.0708	206.933	0.178	215.433	0.173	0.273	215.536	215.738	-	-	-	-	-
	$M_{2máx}$	2160.801	486061.987	2361.644	451190.292	2353.846	3340.717	451383.337	452563.254	-	-	-	-	-

Tabla 5.2 Influencia del espectro de subducción en la etapa 8

	E.Mecánicos	P.p + carro	Subducción							Subducción				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	11	12	13	14	15
Etapa 8	P	3509.676	3510.050	4254.230	3510.011	4517.644	3922.314	4254.574	4667.212	2.000	2.212	2.118	2.212	2.330
	$V_{2máx}$	107.1446	107.146	370.648	107.146	478.126	108.539	370.649	372.044	2.000	4.459	2.013	4.459	4.472
	$M_{3máx}$	63493.26	63494.564	352089.374	63494.535	472333.611	64646.865	352090.735	353509.301	2.000	6.545	2.018	6.545	6.568
	$V_{3máx}$	0.0708	232.614	0.163	235.749	0.462	0.258	232.706	232.893	-	-	-	-	-
	$M_{2máx}$	2160.801	595086.025	2333.207	396168.749	2897.956	3230.563	599580.033	600649.795	-	-	-	-	-

En los casos donde se considera que el sismo actúa en la dirección longitudinal, los índices de daño calculados se elevan excesivamente, debido a que el cortante longitudinal ($V_{3máx}$) y momento flexionante ($M_{3máx}$) producidos por la carga muerta son pequeños. En el caso del cortante su valor es cercano a cero. Por tal motivo, los valores de los índices de daño que se muestran en la tabla 5.1 y 5.2 para el cortante y momento no se presentan. En este caso sólo se evalúa el incremento del cortante como resultado de los análisis individuales. En el caso de los sismos de fallamiento normal, el cortante máximo se presenta cuando actúan en forma simultánea las tres componentes con un cortante de 215.7 t. Para los sismos de subducción, el valor más alto corresponde a el sismo en dirección EW con un cortante de 235.7 t.



Capítulo 5 Capacidad sísmica durante las fases críticas de construcción

En las tablas 5.3 y 5.4 se presentan los resultados de las combinaciones de los espectros para la etapa 10, mostrando el análisis de tres diferentes cables, entre los cuales se encuentra el que resultó más desfavorable en los análisis lineales descritos en el capítulo 4. La condición crítica para esta etapa de construcción corresponde a la combinación de las tres componentes del sismo. En este caso los sismos de fallamiento normal y los de subducción conducen al mismo índice de daño, igual a 2.51 en el tirante 82 que se ubica en un costado de la pila sosteniendo la primera dovela (figura 5.1).

Tabla 5.3 Influencia del espectro de fallamiento normal en la etapa 10

Etapa 10	Elemento	P.p + carro	Fallamiento Normal							Fallamiento Normal				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	I1	I2	I3	I4	I5
			90	153.758	187.376	176.957	187.993	176.526	187.289	191.954	206.678	2.223	2.148	2.218
89	136.525	171.346	161.110	172.057	160.609	169.358	176.608	189.908	2.260	2.176	2.240	2.294	2.391	
82	113.489	146.289	142.834	146.967	142.060	153.624	153.619	171.836	2.295	2.252	2.354	2.354	2.514	

Tabla 5.4 Influencia del espectro de subducción en la etapa 10

Etapa 10	Elemento	P.p + carro	Subducción							Subducción				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	I1	I2	I3	I4	I5
			90	153.758	188.475	177.372	186.780	177.103	186.359	193.282	207.076	2.226	2.154	2.212
89	136.525	172.575	161.599	170.784	161.269	168.572	178.116	190.631	2.264	2.184	2.235	2.305	2.396	
82	113.489	146.99	143.66	146.38	143.12	151.78	155.25	171.62	2.295	2.266	2.337	2.368	2.512	

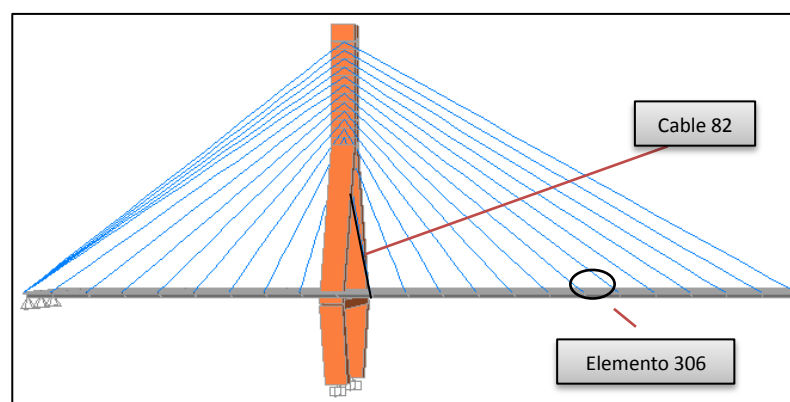
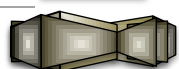


Figura 5.1 Elementos críticos



Capítulo 5 Capacidad sísmica durante las fases críticas de construcción

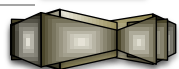
Los resultados del análisis de la etapa de construcción número 14 son mostrados en las tablas 5.5 y 5.6. De los primeros cuatro análisis el espectro de la componente EW actuando en la dirección longitudinal, fue el que presentó mayor incremento en los momentos, tanto en los espectros de fallamiento normal como en los de subducción. Al igual que en la etapa de construcción anterior la combinación de las tres componentes de los espectros de ambos tipos de sismo es la que resulta más desfavorable para el tablero. El índice de daño es de 2.2 para el elemento 306 que se ubica en el centro del claro principal de la mitad del puente analizado (figura 5.1).

Tabla 5.5 Influencia del espectro de fallamiento normal en la etapa 14

	Elemento	P.p + carro	Fallamiento Normal							Fallamiento Normal				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	I1	I2	I3	I4	I5
Etapa 14	351	16.102	17.166	16.575	17.265	16.531	16.571	17.694	18.164	2.072	2.027	2.029	2.099	2.128
	342	8.247	8.745	8.513	8.790	8.489	8.502	9.030	9.285	2.066	2.029	2.031	2.095	2.126
	333	8.455	8.957	8.721	9.002	8.703	8.777	9.250	9.572	2.065	2.029	2.038	2.094	2.132
	306	7.049	7.633	7.364	7.692	7.335	7.515	7.977	8.443	2.091	2.041	2.066	2.132	2.198
	244	16.433	17.581	16.881	17.712	16.842	17.428	18.122	19.117	2.078	2.025	2.061	2.103	2.163

Tabla 5.6 Influencia del espectro de subducción en la etapa 14

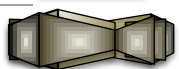
	Elemento	P.p + carro	Subducción							Subduccion				
			1a	1b	2a	2b	3	4	5	I1	I2	I3	I4	I5
Etapa 14	351	16.102	17.314	16.587	17.304	16.577	16.864	17.795	18.103	2.075	2.030	2.047	2.105	2.124
	342	8.247	8.810	8.516	8.813	8.520	8.520	9.086	9.278	2.069	2.033	2.033	2.102	2.125
	333	8.455	9.021	8.730	9.021	8.736	8.753	9.302	9.567	2.067	2.033	2.035	2.100	2.132
	306	7.049	7.712	7.369	7.719	7.372	7.459	8.043	8.452	2.095	2.046	2.058	2.141	2.199
	244	16.433	17.759	16.875	17.802	16.899	17.351	18.268	19.186	2.083	2.028	2.056	2.112	2.168



5.2 Curvas de capacidad

Para conocer la capacidad del puente durante las etapas críticas de construcción se realizó un análisis estático no lineal (AENL) en la dirección transversal, longitudinal y vertical del puente. En las figuras 5.2, 5.3 y 5.4 se muestran las cargas unitarias transversales, longitudinales y verticales que se aplicaron en la etapa 8 respectivamente. Las cargas se aplicaron en el tablero y en la torre de acuerdo con la configuración correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura que se presentó en los capítulos anteriores. No se hizo ninguna consideración sobre la aplicación de las cargas considerando los modos superiores. Es interesante notar que la curva de capacidad para la componente vertical es lineal, pues la falla se presenta en los cables siguiendo este patrón de comportamiento.

El AENL da como resultado las curvas de capacidad que se muestran en las figuras 5.5, 5.6 y 5.7, de acuerdo con la dirección en que fue aplicada la carga. De la misma manera se hizo un AENL combinando la carga transversal más la carga longitudinal y posteriormente se combinaron las tres componentes del sismo. Las figuras 5.8 y 5.9 muestran las curvas de capacidad resultantes de las combinaciones mencionadas con anterioridad.



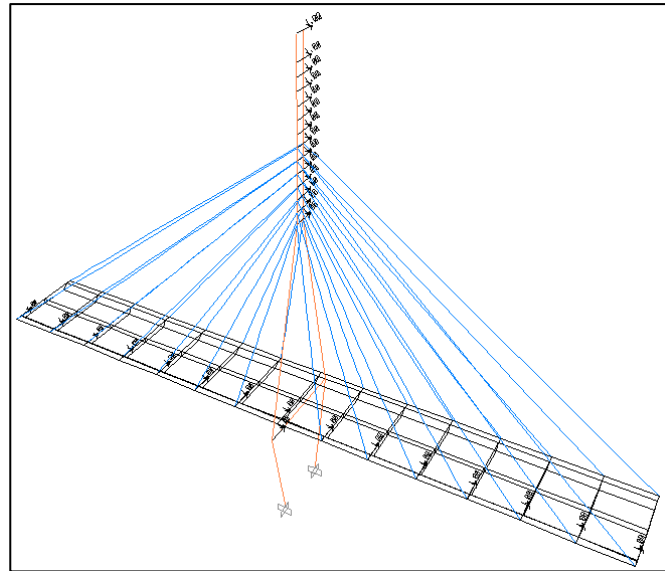


Figura 5.2 Carga transversal en la etapa 8

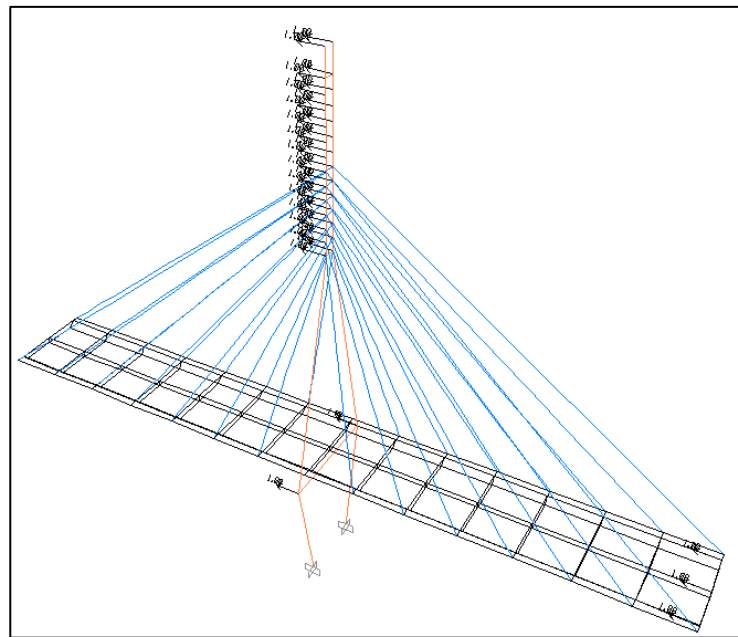
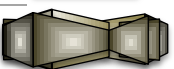


Figura 5.3 Carga longitudinal en la etapa 8



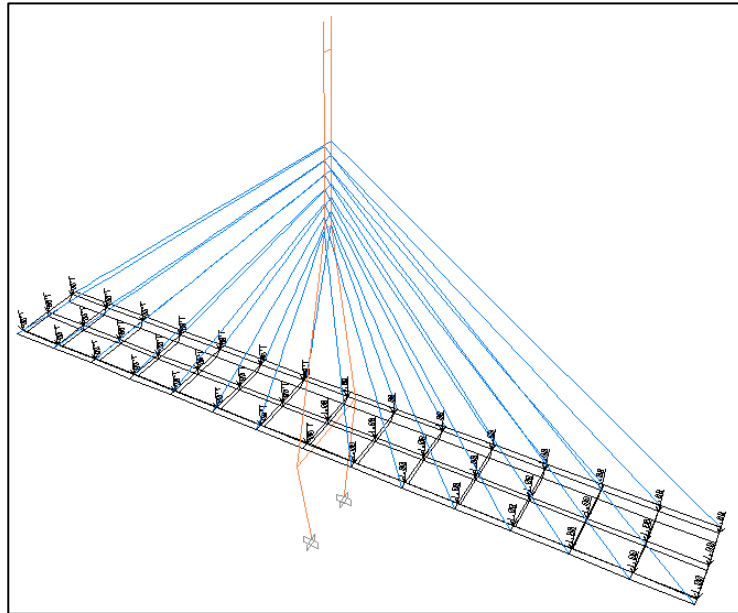


Figura 5.4 Carga vertical en la etapa 8

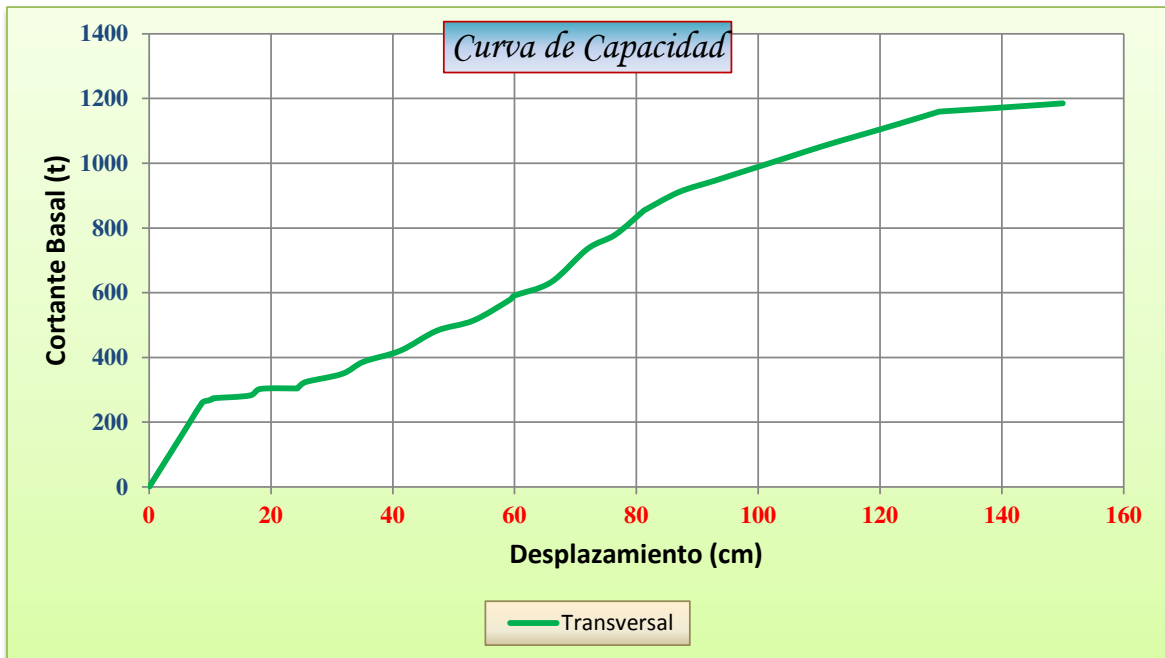
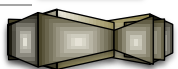


Figura 5.5 Curva de capacidad aplicando carga transversal en la etapa 8



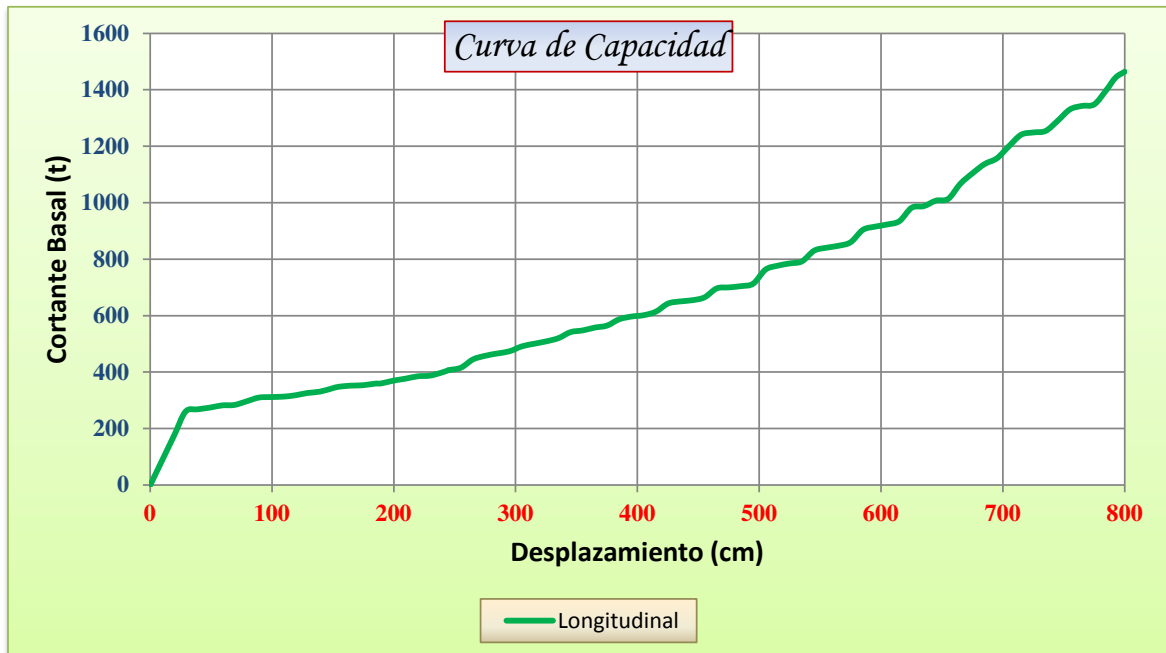


Figura 5.6 Curva de capacidad aplicando carga longitudinal en la etapa 8

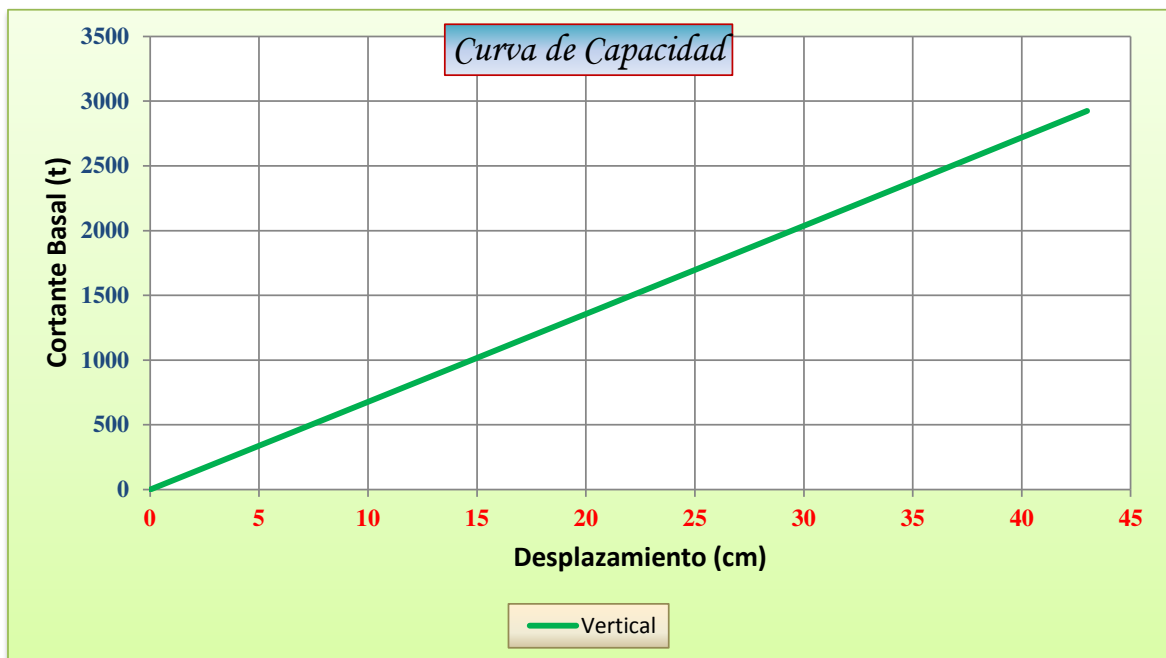
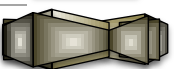


Figura 5.7 Curva de capacidad aplicando carga vertical en la etapa 8



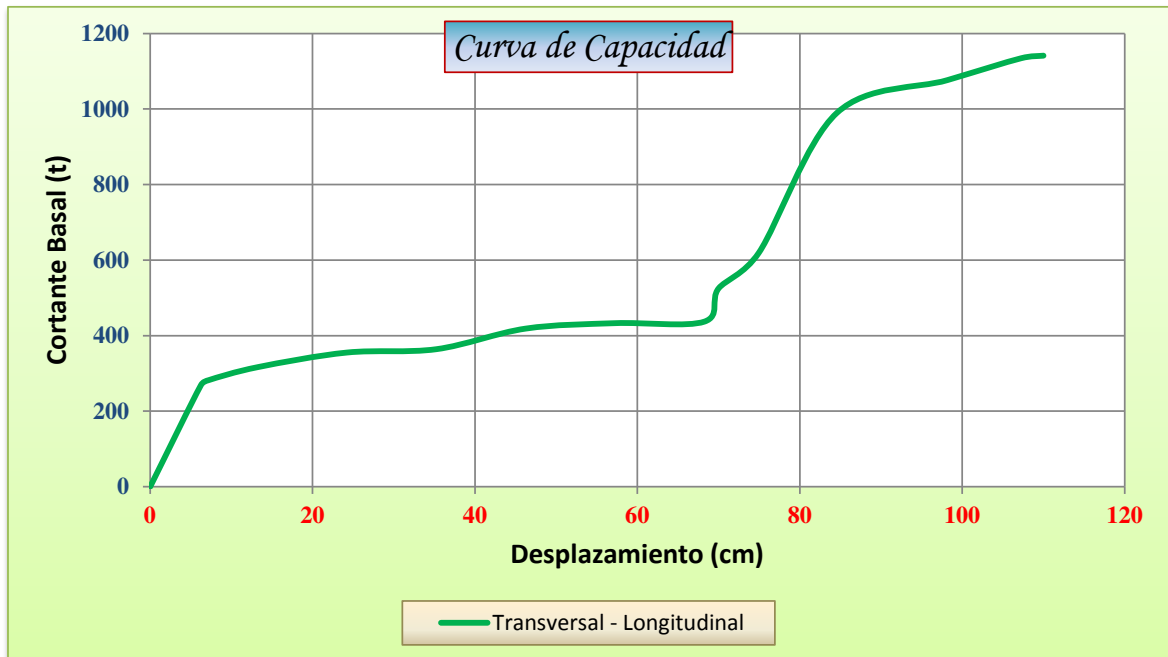


Figura 5.8 Curva de capacidad aplicando carga transversal y longitudinal en la etapa 8

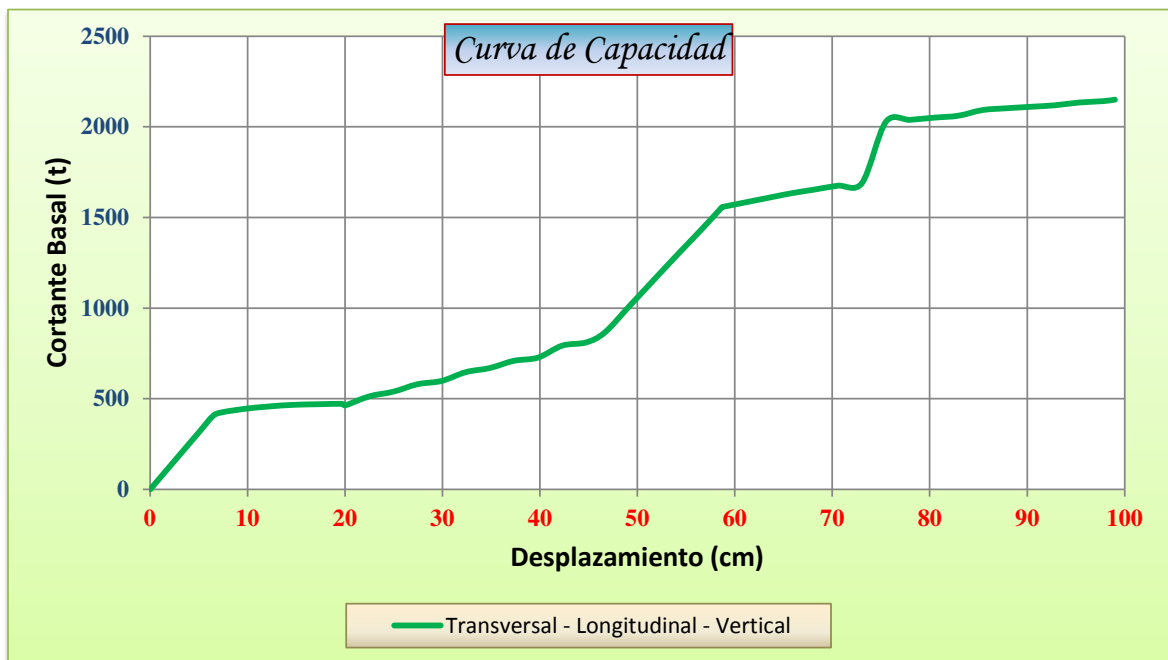
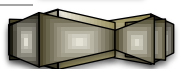


Figura 5.9 Curva de capacidad aplicando carga transversal, longitudinal y vertical en la etapa 8



De igual forma que para la etapa crítica de la torre, se hizo un AENL para la etapa crítica de los cables. Las figuras 5.10, 5.11 y 5.12 muestran las curvas de capacidad al aplicar las cargas transversal, longitudinal y vertical. La combinación de las componentes horizontales se presenta en la curva de capacidad de la figura 5.13 y la combinación de las componentes horizontales más la vertical, es mostrada en la figura 5.14.

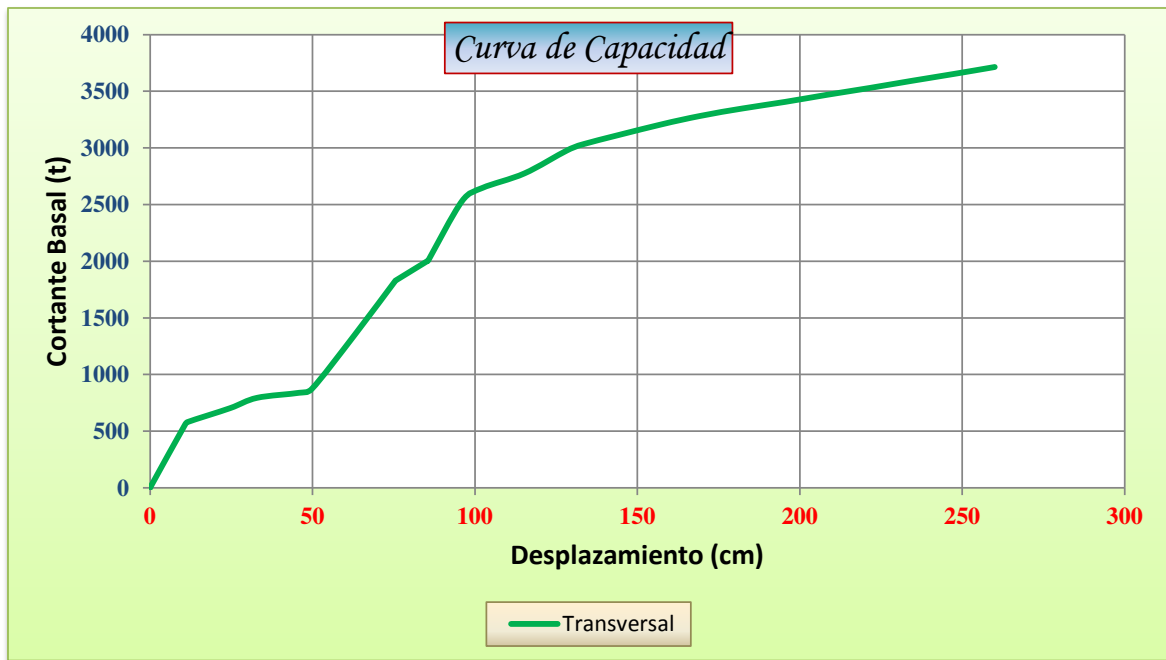
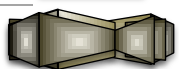


Figura 5.10 Curva de capacidad aplicando carga transversal en la etapa 10



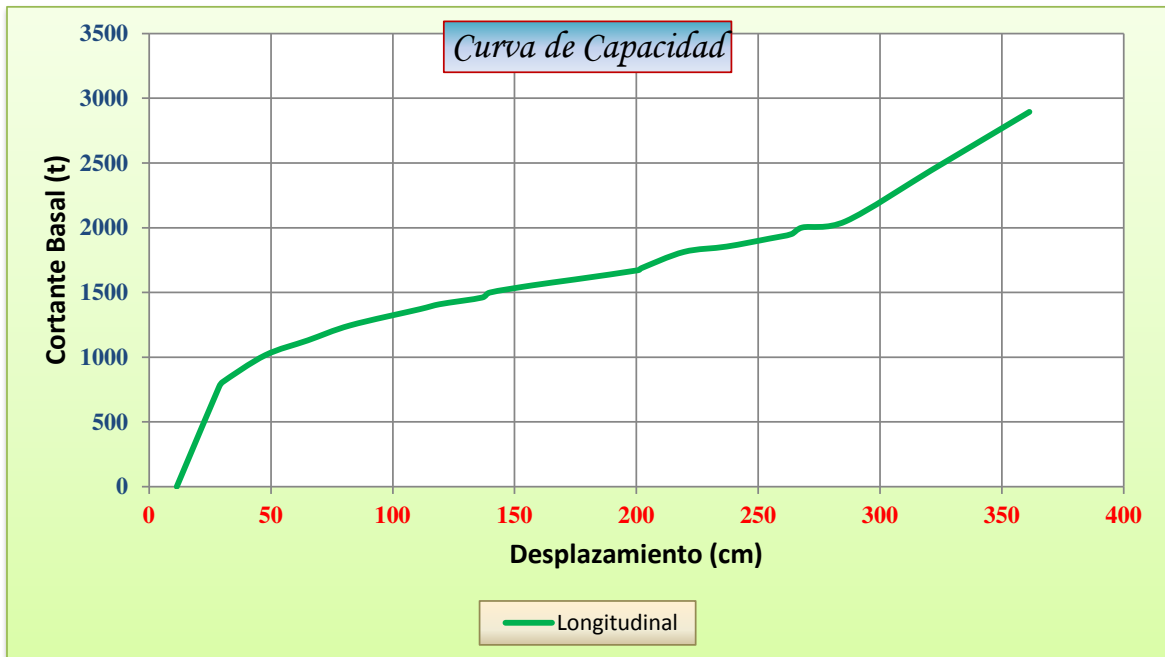


Figura 5.11 Curva de capacidad aplicando carga longitudinal en la etapa 10

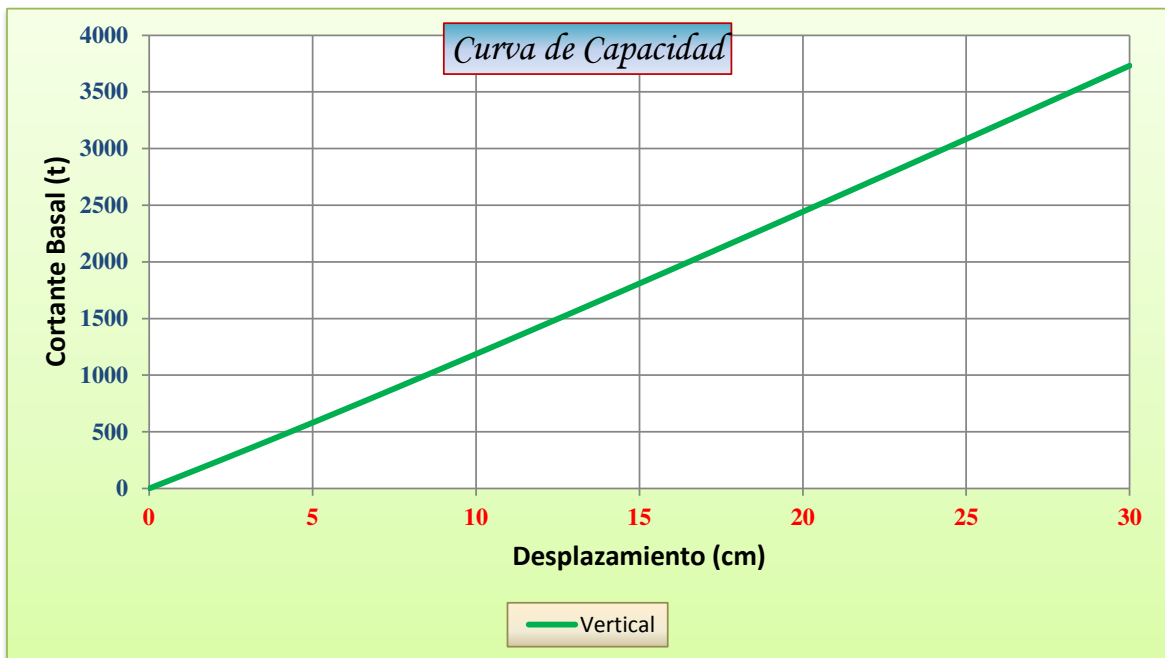
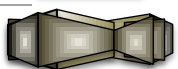


Figura 5.12 Curva de capacidad aplicando carga vertical en la etapa 10



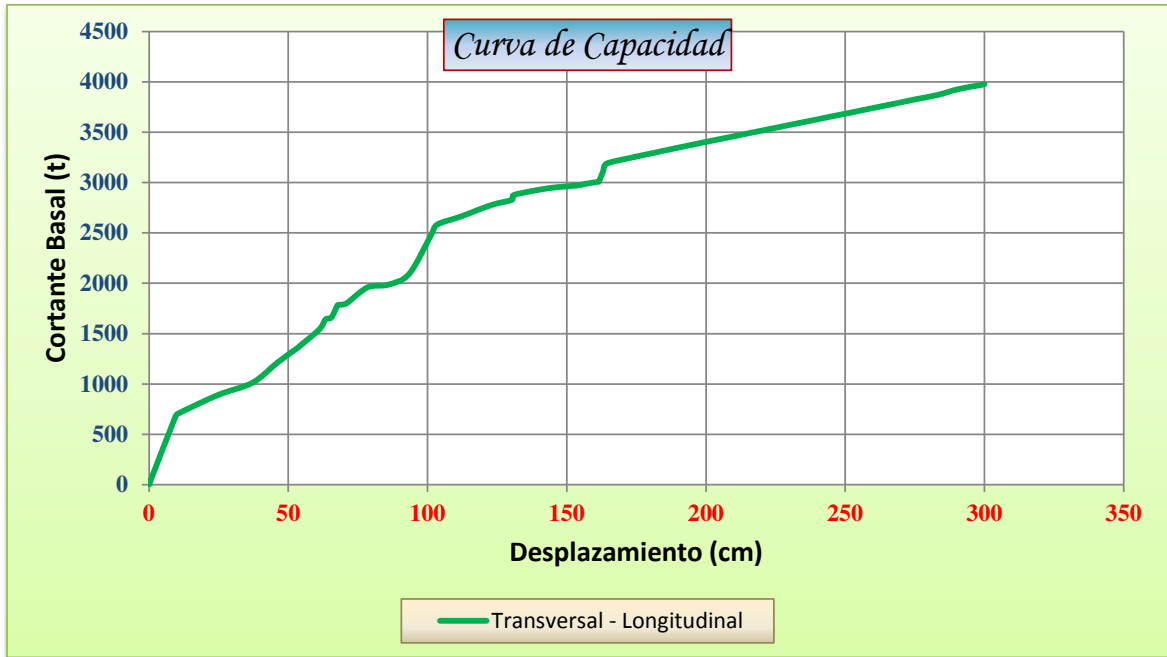


Figura 5.13 Curva de capacidad aplicando carga transversal y longitudinal en la etapa 10

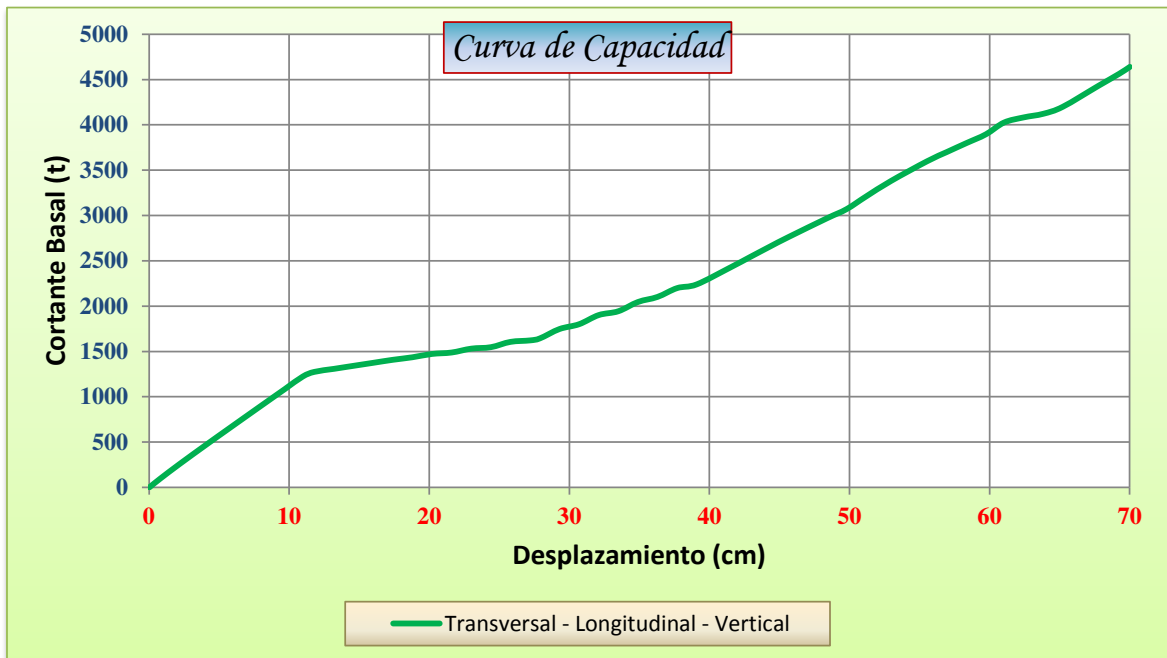


Figura 5.14 Curva de capacidad aplicando carga transversal, longitudinal y vertical en la etapa 10

Los coeficientes de cortante basal asociados al desplazamiento máximo obtenido de la curva de capacidad para cada uno de los análisis es:

$$V_{basal} = \text{Coeficiente sismico} \times \text{Peso de la estructura} = \alpha W$$

$$\alpha_i = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W_n}$$

α_i Coeficiente de cortante basal para la direccion i

W Peso de la estructura en la etapa n

Los pesos de la estructura en las etapas 8 y 10 son los siguientes:

$$W_{Etapa\ 8} = 6933.484\ t$$

$$W_{Etapa\ 10} = 7583.194\ t$$

Para la etapa 8 los coeficientes sísmicos son los siguientes:

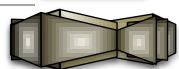
$$\alpha_t = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{1185.0579}{6933.484} = 0.171$$

$$\alpha_l = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{1464.1968}{6933.484} = 0.211$$

$$\alpha_v = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{2924.3838}{6933.484} = 0.422$$

$$\alpha_{t-l} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{1141.3007}{6933.484} = 0.165$$

$$\alpha_{t-l-v} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{2149.9071}{6933.484} = 0.310$$



Capítulo 5 Capacidad sísmica durante las fases críticas de construcción

A manera de comparación se seleccionará un espectro de la zona de subducción comprendida entre el golfo de Tehuantepec y el estado de Jalisco, que representa los valores máximos del país.

Eligiendo un espectro de diseño (figura 5.15) para la costa de Michoacán del programa PRODISIS (figura 5.16), se obtuvo un coeficiente sísmico de 0.4 g para el periodo de interés, que resulta inferior al máximo del terreno, de manera que se tomará el coeficiente sísmico máximo del terreno igual a 0.5 g, este coeficiente se tendrá que reducir con un factor de 0.58, como se vio en el capítulo 3, para poder considerarlo como coeficiente para fines de construcción.

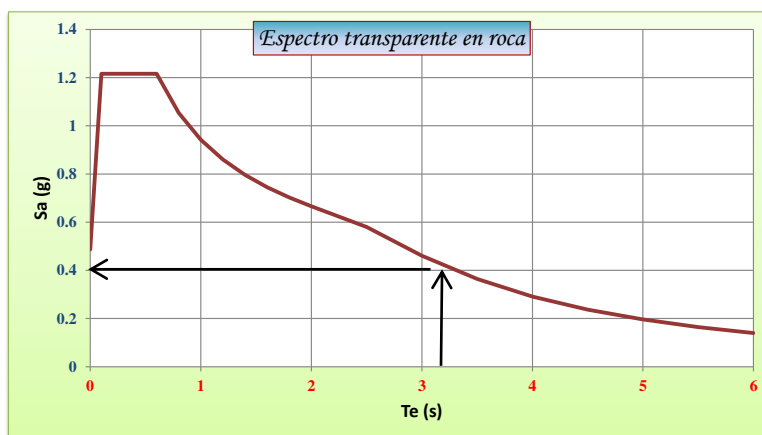
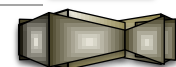


Figura 5.15 Espectro de diseño para la costa de Michoacán



Figura 5.16 Ubicación del espectro de diseño (Tomada de PRODISIS v2.0)



El coeficiente sísmico resulta de la siguiente manera:

$$\alpha_{CFE} = 0.50g \times 0.58 = 0.29g$$

Los coeficientes de cortante basal que producen el desplazamiento máximo durante la etapa de construcción 8, están comprendidos entre 16.5 y 42.2%, que exceden en dos casos los valores que recomienda el Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2008) en varias zonas del país. El valor más alto corresponde a la componente vertical y a la combinación de las tres componentes ortogonales del sismo.

Para la etapa 10 los coeficientes sísmicos son los siguientes:

$$\alpha_t = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{3714.3052}{7583.194} = 0.490$$

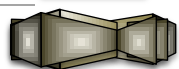
$$\alpha_l = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{2894.4858}{7583.194} = 0.382$$

$$\alpha_v = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{3731.6677}{7583.194} = 0.492$$

$$\alpha_{t-l} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{3976.3244}{7583.194} = 0.524$$

$$\alpha_{t-l-v} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} = \frac{4639.5279}{7583.194} = 0.612$$

Por lo que corresponde a la etapa de construcción 10, los coeficientes de cortante basal que producen el desplazamiento máximo están comprendidos entre 38.2 y 61.2%. Todos los valores exceden los coeficientes de diseño de la CFE (2008) de acuerdo con el análisis anterior (0.29g). El valor de 61.2% se obtuvo para la combinación de las tres componentes ortogonales del sismo.



5.3 Puntos de desempeño

Para conocer los puntos de desempeño del puente en cada una de las etapas críticas, se consideró la curva de demanda sísmica para amortiguamientos del 5%, 10%, 15% y 20% de acuerdo con los parámetros establecidos por el ATC-40.

Para cada curva de capacidad resultado del AENL, se obtuvo el punto de desempeño para cada dirección de carga y para la combinación de las componentes sísmicas.

Las figuras 5.15, 5.16 y 5.17 muestran el espectro de capacidad respecto a cada AENL al aplicar carga transversal, longitudinal y vertical. De igual manera los AENL con las combinaciones de las componentes de carga se presentan en las figuras 5.18 y 5.19, para la etapa crítica de la torre.

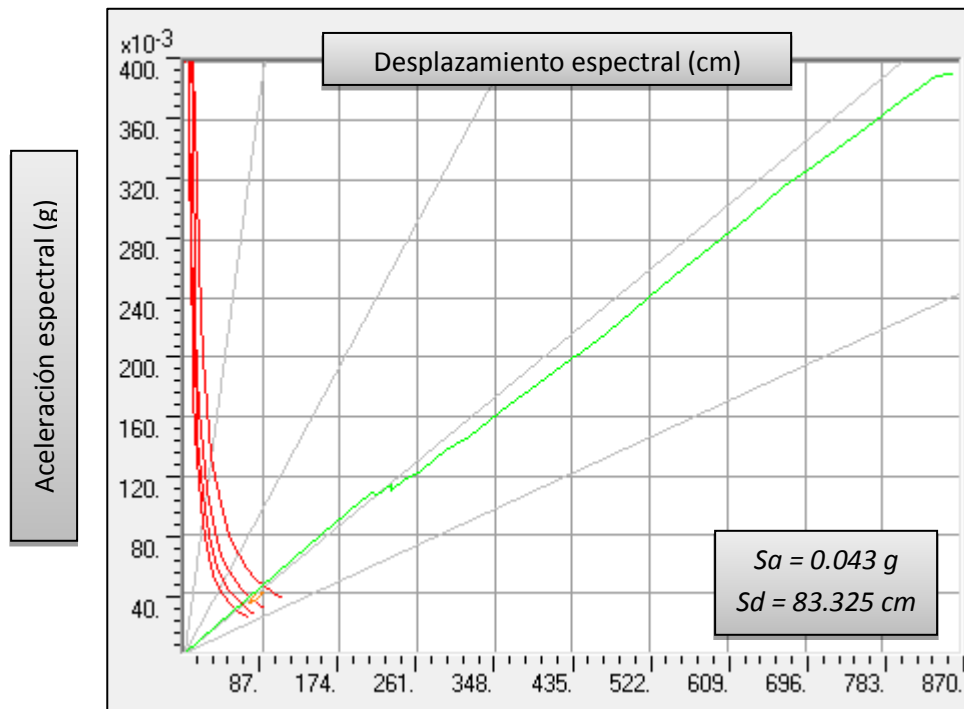


Figura 5.17 Punto de desempeño aplicando carga transversal a la etapa 8 de construcción

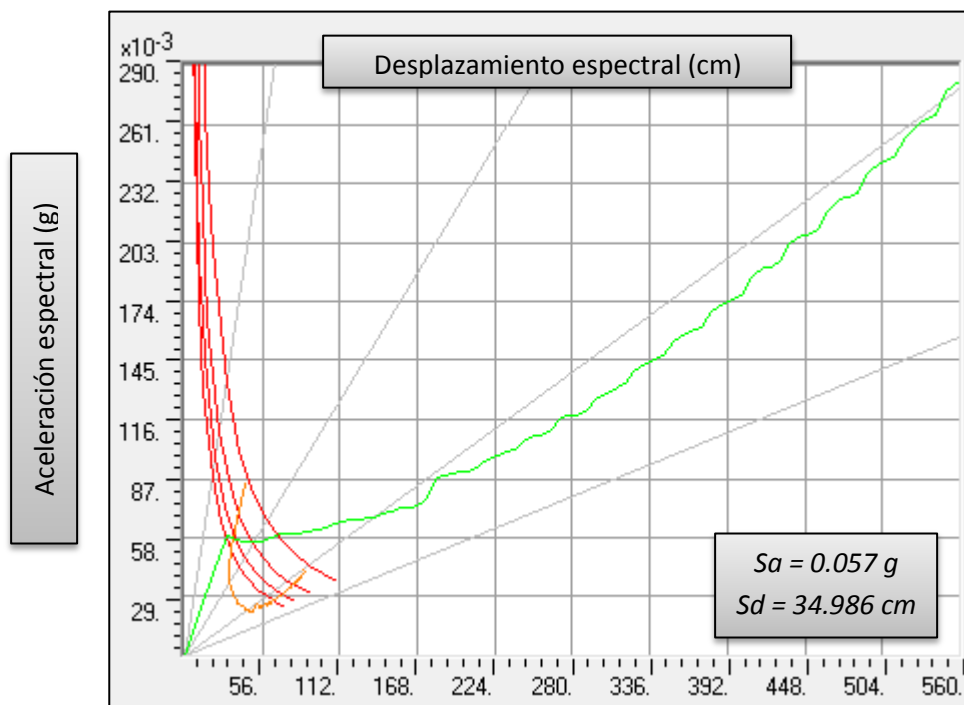


Figura 5.18 Punto de desempeño aplicando carga longitudinal a la etapa 8 de construcción

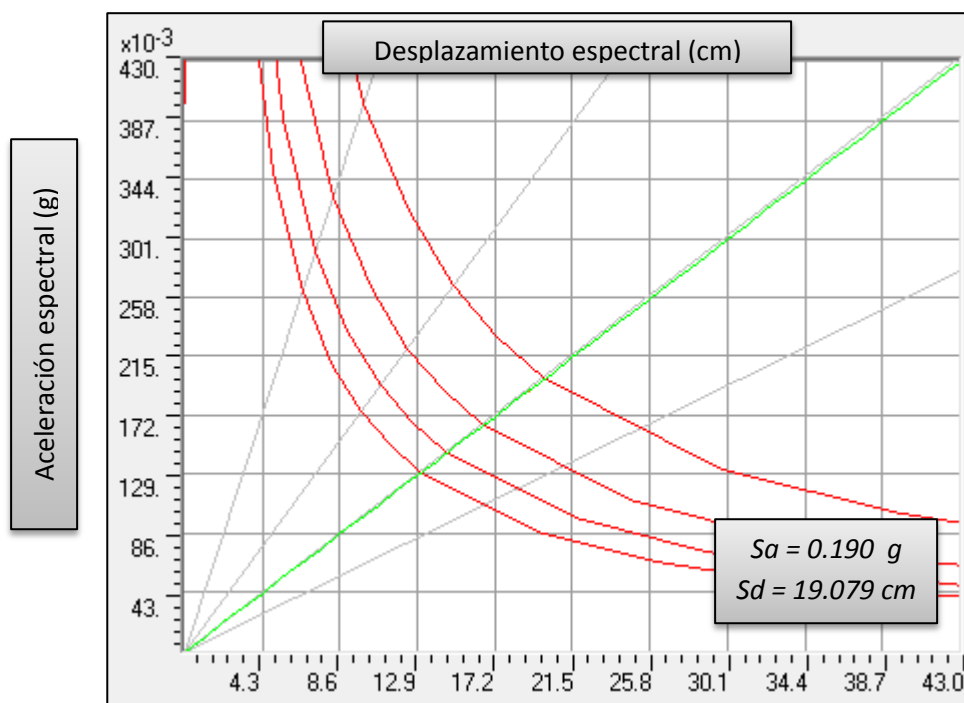
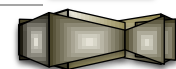


Figura 5.19 Punto de desempeño aplicando carga vertical a la etapa 8 de construcción



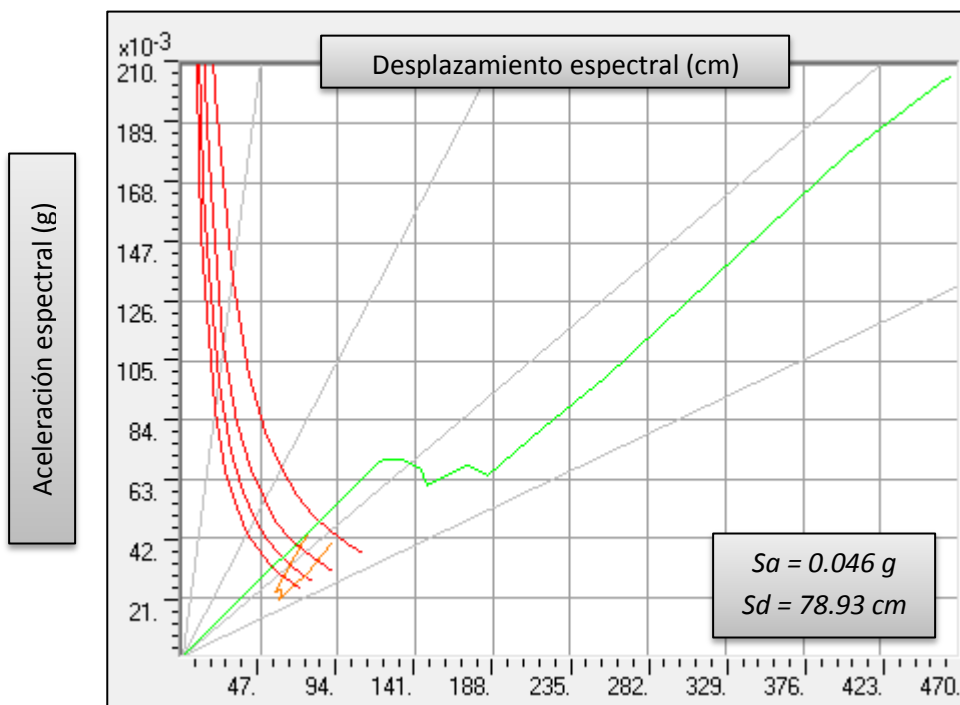


Figura 5.20 Punto de desempeño aplicando carga transversal y longitudinal a la etapa 8 de construcción

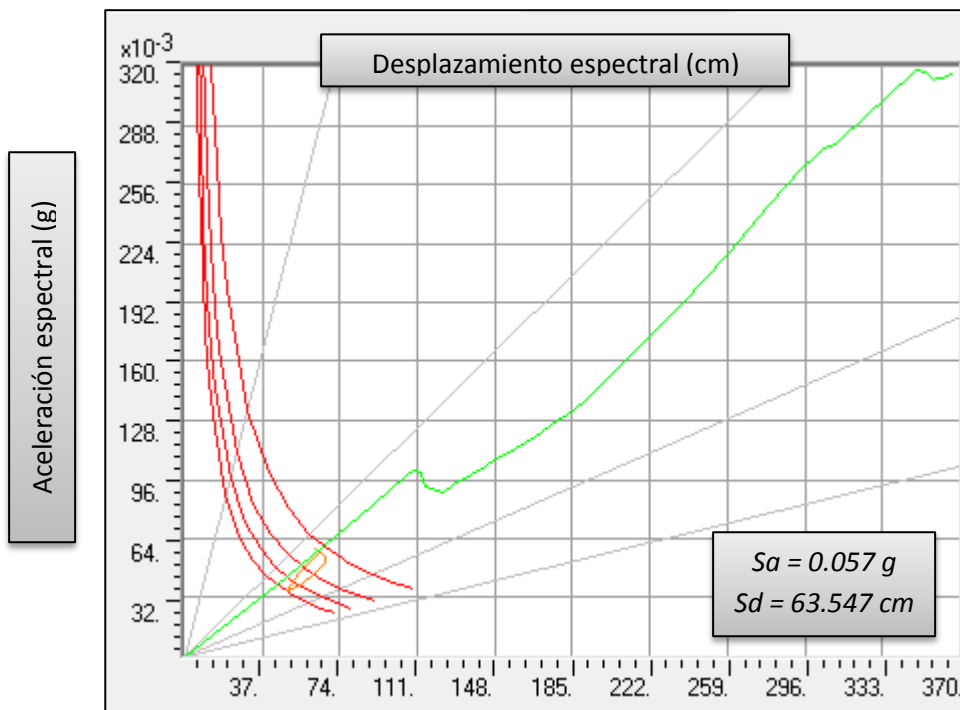
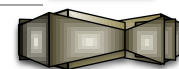


Figura 5.21 Punto de desempeño aplicando carga transversal, longitudinal y vertical a la etapa 8 de construcción



La siguiente tabla muestra los puntos de desempeño para la etapa crítica de la torre.

Tabla 5.7 Puntos de desempeño etapa 8

		Sa (g)	Sd (cm)
Etapa 8	Transversal	0.043	83.325
	Longitudinal	0.057	34.986
	Vertical	0.190	19.079
	T-L	0.046	78.93
	T-L-V	0.057	63.547

El valor de la aceleración espectral más alto se presenta al actuar la componente vertical del sismo con un valor de 0.19g. El desplazamiento asociado es de 19.1 cm. Para los otros casos de análisis el punto de desempeño es del orden de 0.05g. El amortiguamiento correspondiente al punto de desempeño es de 6%.

Para la etapa 10 de construcción los puntos de desempeño para cada AENL se muestran en las siguientes figuras:

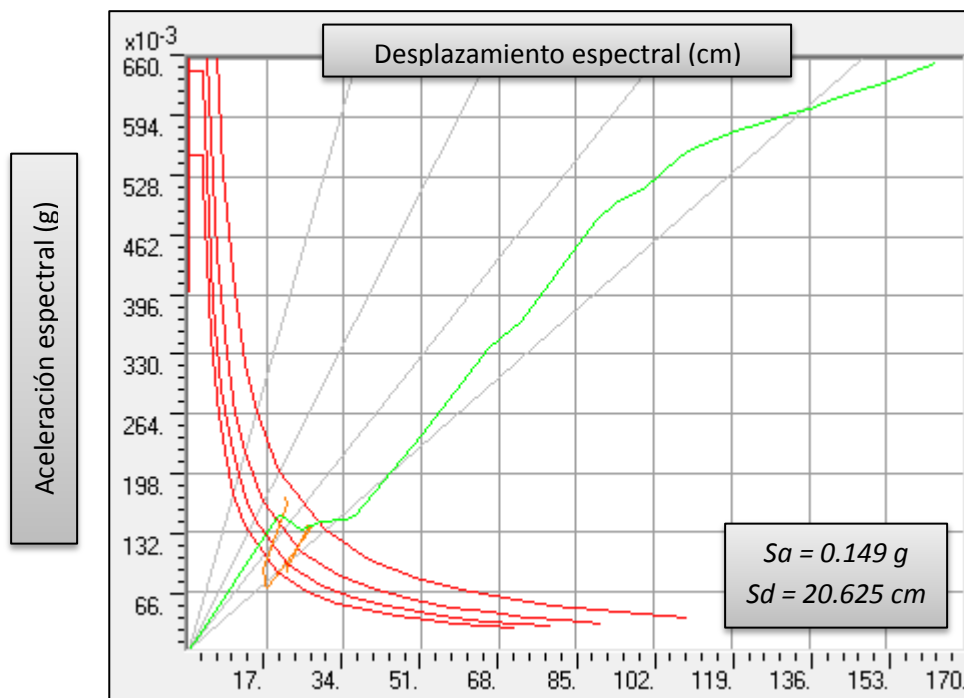


Figura 5.22 Punto de desempeño aplicando carga transversal a la etapa 10 de construcción

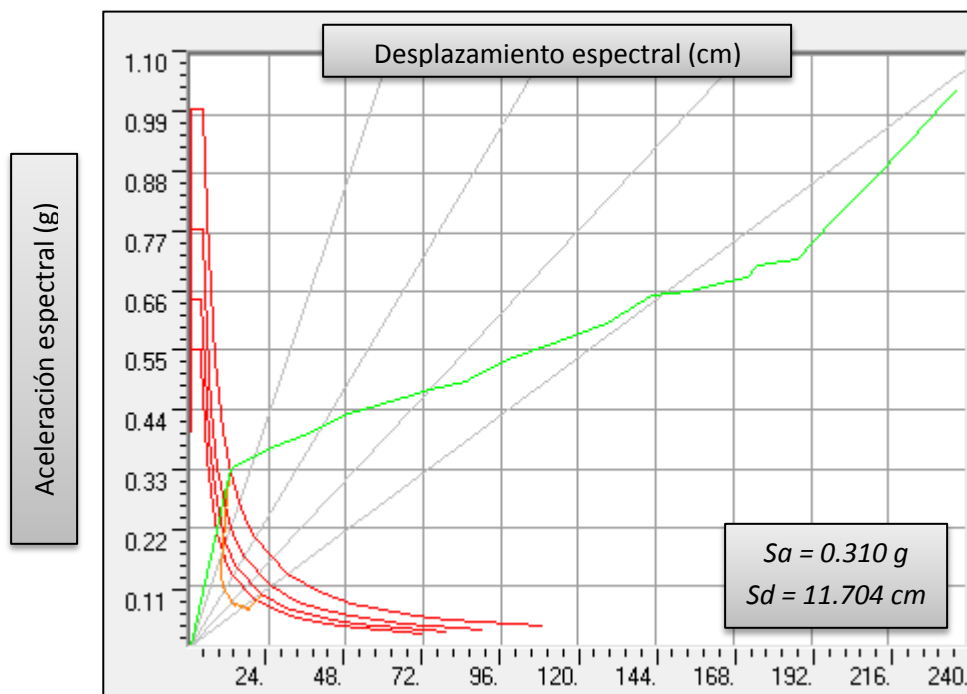


Figura 5.23 Punto de desempeño aplicando carga longitudinal a la etapa 10 de construcción

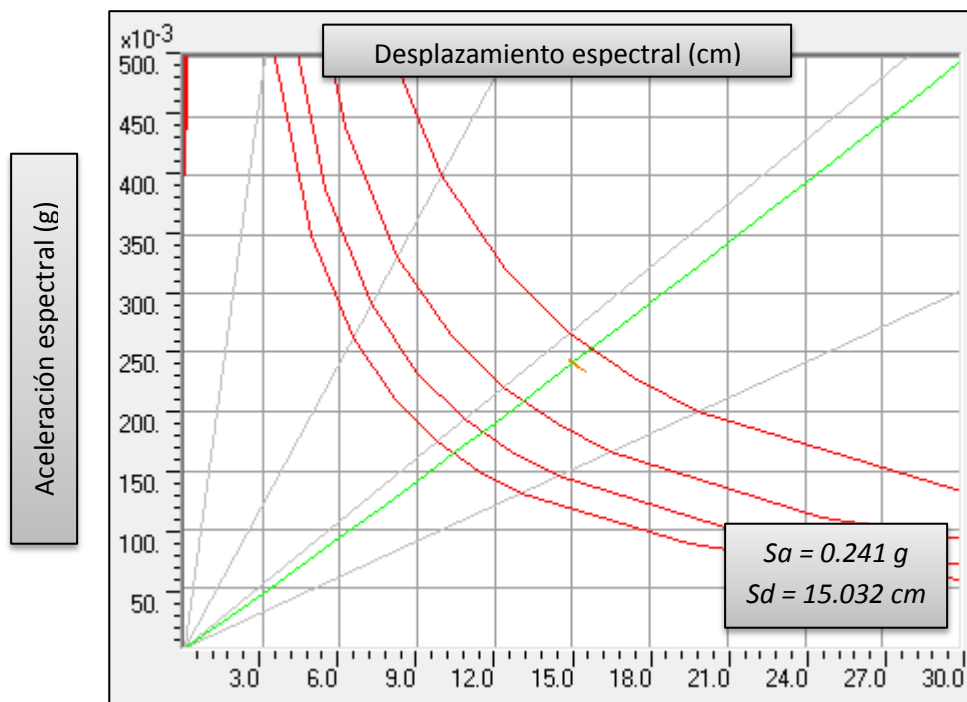
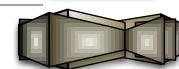


Figura 5.24 Punto de desempeño aplicando carga vertical a la etapa 10 de construcción



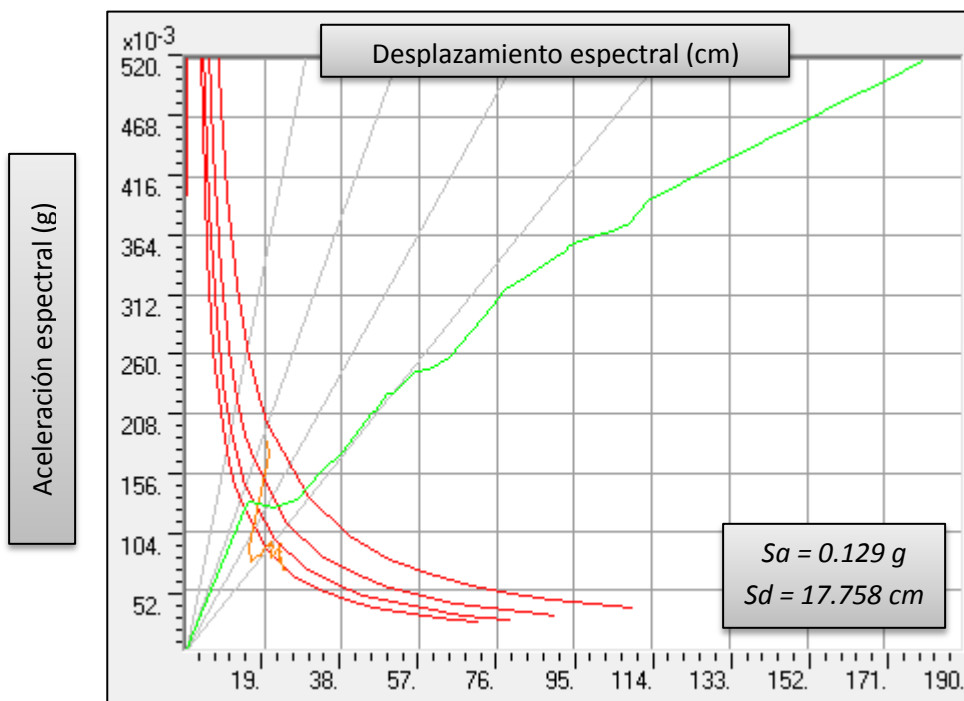


Figura 5.25 Punto de desempeño aplicando carga transversal y longitudinal a la etapa 10 de construcción

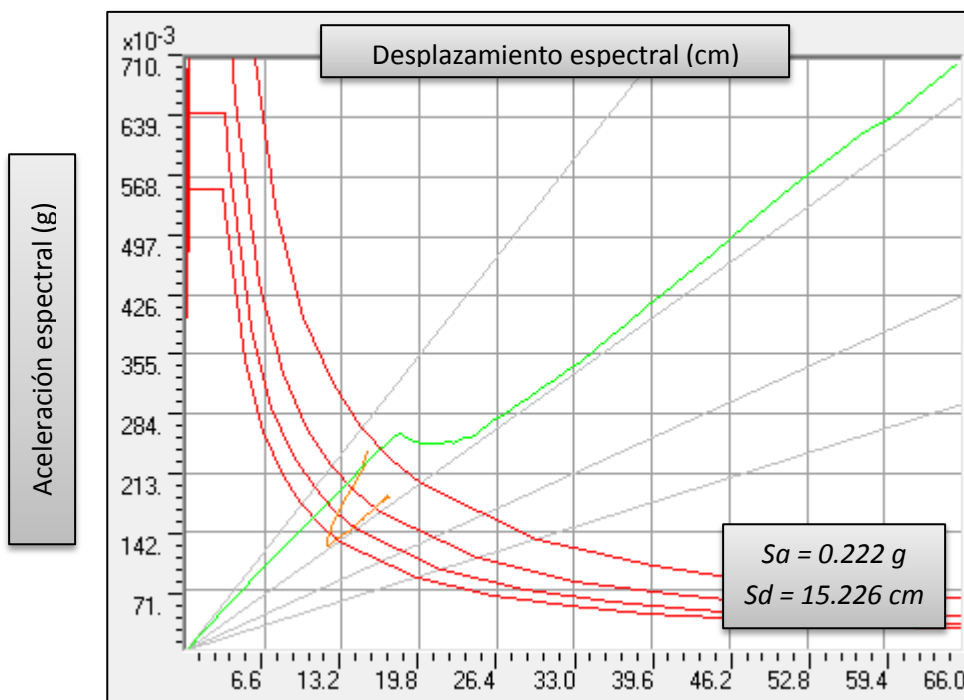
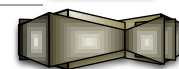


Figura 5.26 Punto de desempeño aplicando carga transversal, longitudinal y vertical a la etapa 10 de construcción

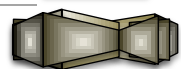


La tabla 5.8 presenta los puntos de desempeño para la etapa crítica de los cables.

Tabla 5.8 Puntos de desempeño etapa 10

		Sa (g)	Sd (cm)
Etapa 10	Transversal	0.149	20.625
	Longitudinal	0.310	11.704
	Vertical	0.241	15.032
	T-L	0.129	17.758
	T-L-V	0.222	15.226

El punto de desempeño es considerablemente mayor en esta etapa de construcción y se produce para un desplazamiento máximo de 20.6 cm para la carga aplicada en dirección transversal. Los valores de aceleración espectral están comprendidos entre 0.13g y 0.31g, mientras que los desplazamientos están entre 11.7 y 20.6 cm. El amortiguamiento correspondiente al punto de desempeño es de 8.8%.



Capítulo 6 Análisis de resultados

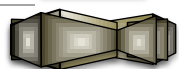
6.1 Respuesta del puente considerando el efecto sísmico en una sola dirección

En primer lugar se estudia el incremento de la respuesta de los elementos principales del puente (pila, cables y tablero), que producen las componentes sísmicas actuando de manera independiente, en comparación con los valores que se obtienen únicamente con la carga muerta que se genera durante el proceso de construcción.

a) Etapa crítica de construcción para la torre

La etapa crítica para la torre es la número 8, tanto para los sismos de fallamiento normal como para los sismos de subducción. Los resultados que se muestran a continuación corresponden al porcentaje de incremento de los elementos mecánicos del sismo con respecto a los de carga muerta.

En las columnas 3 a 5 de la tabla 6.1, se presentan los incrementos de los elementos mecánicos para los sismos de fallamiento normal. Para el sismo longitudinal (columna 4), no se presentan los porcentajes de aportación para los elementos mecánicos que generan la aportación máxima ya que por carga muerta los valores son muy pequeños, lo que eleva excesivamente el porcentaje de incremento, por lo que sólo se indicarán los valores que genera el cortante y el momento flexionante. En el caso del sismo transversal la aportación máxima incrementa el cortante producido por la carga muerta en 380.8%.





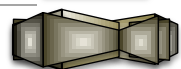
Por lo que corresponde al momento en la base de la pila, el incremento con respecto a la carga muerta es de 708% (columna 5). Se concluye que el efecto del sismo en dirección transversal es más importante que el caso del sismo actuando en dirección longitudinal del puente y que los porcentajes de incremento son suficientemente altos como para tenerlos en cuenta durante el proyecto y no despreciar el efecto sísmico durante la construcción.

Con respecto al sismo vertical, la carga axial en la pila se incrementa en 12.2%, este efecto reduce de manera muy importante la ductilidad que el elemento es capaz de desarrollar y conduce a efectos de segundo orden que deberán ser revisados cuidadosamente. El incremento del resto de los elementos mecánicos es menor que los correspondientes a la componente transversal, siendo incluso despreciable el aporte de 1.4% y 1.9% para el cortante y momento respectivamente.

Tabla 6.1 Porcentaje de aportación sísmica en la pila

	E. Mecánicos	Fallamiento Normal			Subducción		
		Longitudinal	Transversal	Vertical	Longitudinal	Transversal	Vertical
Etapa 8	P	0.0%	31.2%	12.2%	0.0%	21.2%	11.8%
	V _{2máx}	0.0%	380.8%	1.4%	0.0%	245.9%	1.3%
	M _{3máx}	0.0%	708.4%	1.9%	0.0%	454.5%	1.8%
	V _{3máx}	215.43	0.17	0.27	232.61	0.16	0.26
	M _{2máx}	451190.29	2353.85	3340.72	595086.03	2333.21	3230.56

Por otro lado, la influencia de los sismos de subducción (columnas 6 a 8) es menor que la de los sismos de fallamiento normal, ya que los mayores incrementos en los momentos y fuerzas cortantes en la base de la pila son de 454.5% y 245.9% para los sismos actuando en dirección transversal (columna 7). Como es de esperarse, la componente vertical del sismo alcanza un incremento en la carga axial de 11.8%, muy similar a lo que se presenta con el sismo de fallamiento normal.



b) Etapa crítica de construcción para los tirantes

Los cables resultaron mayormente afectados en la etapa de construcción 10, tanto para los sismos de subducción como para los de fallamiento normal. Por lo tanto, se estudia el incremento de los elementos mecánicos que se producen en esta etapa en comparación con los valores de la carga muerta presente durante la construcción.

Las columnas 3 a 5 de la tabla 6.2 corresponden a los resultados de los sismos de fallamiento normal. Independientemente de la dirección del sismo, el tirante que resultó más afectado fue el 82 (figura 6.1). El incremento de la tensión en dicho cable fue mayor para la componente vertical que produjo un incremento de 35.4% (columna 5), mientras que las componentes longitudinal y transversal alcanzaron valores de 29.5 y 25.2 % respectivamente (columnas 3 y 4).

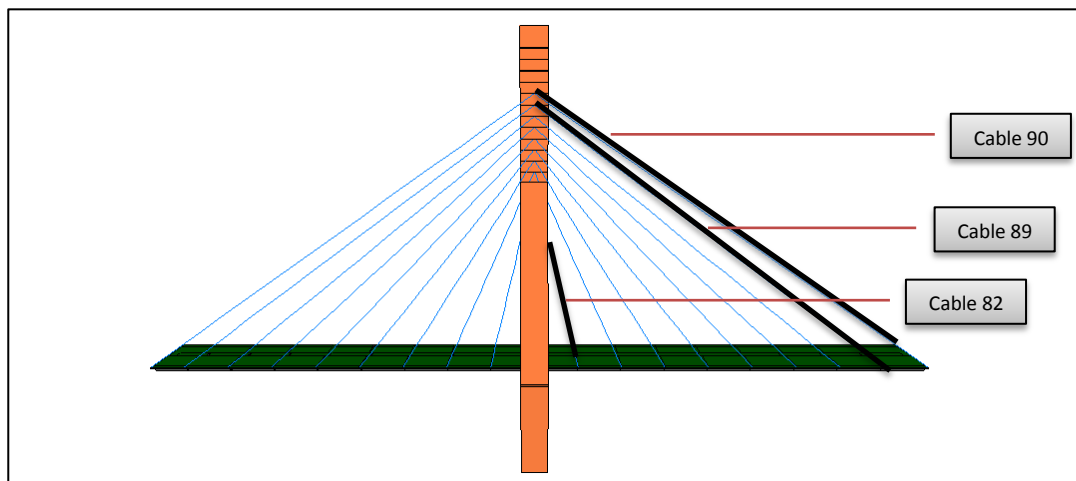


Figura 6.1 Cables más afectados

El efecto generado por los sismos de subducción (columnas 6 a 8) resultó muy parecido al de los sismos de fallamiento normal, pues los incrementos de la tensión en el cable 82 son de 33.7, 29.5 y 26.6% para las componentes vertical, longitudinal y transversal respectivamente.

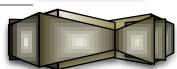


Tabla 6.2 Porcentaje de aportación sísmica en cables

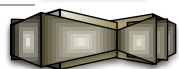
	Elemento	Fallamiento Normal			Subducción		
		Longitudinal	Transversal	Vertical	Longitudinal	Transversal	Vertical
Etapa 10	90	22.3%	14.8%	21.8%	22.6%	15.4%	21.2%
	89	26.0%	17.6%	24.0%	26.4%	18.4%	23.5%
	82	29.5%	25.2%	35.4%	29.5%	26.6%	33.7%

c) Etapa crítica de construcción para el tablero

Por lo que toca al tablero, la etapa 14 fue la que condujo a los efectos más desfavorables. Al igual que en los casos anteriores, se compara el efecto del sismo actuando sólo, en cada una de las tres direcciones principales del puente, con respecto a los efectos de la carga muerta durante la construcción.

En las columnas 3 a la 5 de las tablas 6.3 y 6.4 se presentan los resultados de los sismos de fallamiento normal. La dovela más afectada fue la correspondiente al elemento 351 (figura 6.2). El incremento de los momentos fue mayor para la componente longitudinal de 9.1% (columna 3), mientras que las componentes transversal y vertical alcanzaron valores de 4.1 y 4.6 % respectivamente (columnas 4 y 5). En lo referente a la carga axial (tabla 6.4) resulta más afectado el elemento 244 (figura 6.2), con una aportación del 66.1% (columna 4) para la componente transversal. Este incremento es muy importante y reduce sustancialmente la ductilidad del tablero y aumenta los efectos de segundo orden.

En lo referente al efecto por los sismos de subducción (columnas 6 a 8) los incrementos de momento en el elemento 351 son de 9.5, 4.6 y 5.8% para las componentes vertical, longitudinal y transversal respectivamente. La carga axial en los sismo de subducción si representa un incremento para el elemento 244, generando un incremento de 89% (tabla 6.4, columna 7) para la componente transversal, el cual es 23% mayor que el producido por el sismo de fallamiento normal. Nuevamente, los efectos negativos de la fuerza de



Capítulo 6 Análisis de resultados

compresión son importantes para los niveles de incremento originados por el sismo durante la construcción.

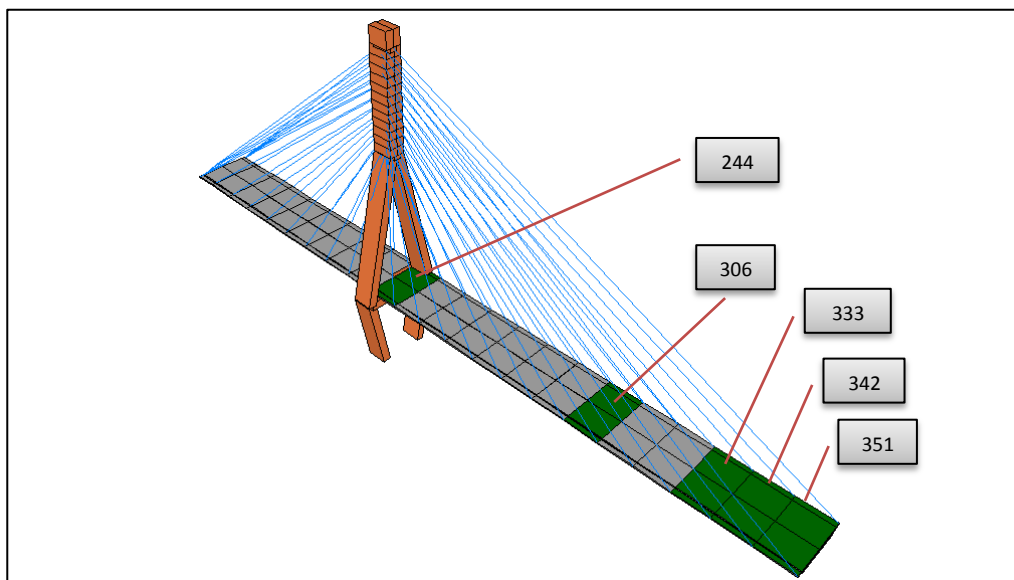


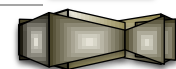
Figura 6.2 Elementos del tablero más afectados

Tabla 6.3 Porcentaje de aportación sísmica de momentos en el tablero

	Elemento	Fallamiento Normal			Subducción		
		Longitudinal	Transversal	Vertical	Longitudinal	Transversal	Vertical
Etapa 14	351	7.2%	2.7%	2.9%	7.5%	3.0%	4.7%
	342	6.6%	2.9%	3.1%	6.9%	3.3%	3.3%
	333	6.5%	2.9%	3.8%	6.7%	3.3%	3.5%
	306	9.1%	4.1%	6.6%	9.5%	4.6%	5.8%
	244	7.8%	2.5%	6.1%	8.3%	2.8%	5.6%

Tabla 6.4 Porcentaje de aportación sísmica de cargas axiales en el tablero

	Elemento	Fallamiento Normal			Subducción		
		Longitudinal	Transversal	Vertical	Longitudinal	Transversal	Vertical
Etapa 14	351	11.7%	7.5%	4.3%	21.0%	4.3%	4.0%
	342	34.0%	22.1%	12.2%	41.0%	14.4%	15.2%
	333	31.9%	30.3%	17.0%	33.8%	24.3%	17.7%
	306	28.2%	58.9%	19.2%	31.4%	62.1%	17.5%
	244	33.7%	66.1%	7.4%	39.9%	89.0%	6.4%



6.2 Respuesta del puente considerando la combinación de componentes sísmicas

a) Etapa crítica de construcción para la torre

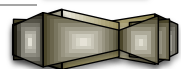
Como es de esperarse, si se consideran las combinaciones de las dos componentes horizontales y de las dos componentes horizontales junto con la componente vertical, los efectos del sismo resultan mayores que los obtenidos con una sola componente.

En las columnas 3 y 4 de la tabla 6.5 se muestran los incrementos para los sismos de fallamiento normal, y en las columnas 5 y 6 los resultados para los sismos de subducción.

La carga axial máxima sobre la pila se produce en el caso de las tres componentes sísmicas y alcanza un valor de 5035 toneladas el cual es 12.3% mayor que el que se produce con las dos componentes horizontales. En el caso del cortante máximo también se obtiene el efecto máximo al aplicar las tres componentes sísmicas (382.2%), el cual es mayor que cuando se consideran las dos componentes horizontales. El momento máximo en la base de la torre se produce con los sismos de fallamiento normal y las tres componentes actuando en forma simultánea (columna 4). El incremento del momento es de 710.7%.

Tabla 6.5 Porcentaje de aportación sísmica en la pila

		Fallamiento Normal		Subducción		
		Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.	Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.	
Etapa 8	E. Mecánicos	P.p + carro				
	P	3509.676	31.2%	43.5%	21.2%	33.0%
	V _{2máx}	107.1446	380.9%	382.2%	245.9%	247.2%
	M _{3máx}	63493.26	708.4%	710.7%	454.5%	456.8%



b) Etapa crítica de construcción para los tirantes

El efecto de los sismos de fallamiento normal y de subducción es prácticamente el mismo, como puede observarse en la tabla 6.6. Las tensiones en los cables se ven afectadas con un incremento máximo del 51.4% cuando se aplican las tres componentes sísmicas en forma simultánea. Esto significa un incremento aproximado del 16% respecto al incremento máximo presentado por la componente vertical cuando actúa sola. Los incrementos obtenidos exceden la resistencia de los tirantes por lo que se estima que podría presentarse la rotura de uno o más cables durante la construcción y probablemente el colapso del puente.

Tabla 6.6 Porcentaje de aportación sísmica en cables

		Fallamiento Normal		Subducción	
		Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.	Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.
Etapa 10	90	24.8%	34.4%	25.7%	34.7%
	89	29.4%	39.1%	30.5%	39.6%
	82	35.4%	51.4%	36.8%	51.2%

c) Etapa crítica de construcción para el tablero

Nuevamente se observa que el efecto de aplicar las dos componentes horizontales y las tres componentes del sismo es prácticamente el mismo en lo que corresponde a los elementos mecánicos en el tablero. Los momentos máximos se presentan cuando se incluye la componente vertical, produciendo un incremento del 19.9% (tabla 6.7, columna 6) en el caso mas desfavorable, correspondiente al sismo de subducción.

Referente a la carga axial en el tablero, cuando se aplican las tres componentes sísmicas en forma simultanea el elemento 244, se ve afectado por un incremento máximo del 132.2% (tabla 6.8, columna 6), esto representa un incremento aproximado de 43.2% respecto a cuando actúa solamente la componente transversal. Los incrementos obtenidos son elevados y reducen la capacidad del puente de manera significativa.

Tabla 6.7 Porcentaje de aportación sísmica de momentos en el tablero

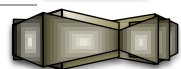
	Elemento	Fallamiento Normal		Subducción	
		Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.	Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.
Etapa 14	351	9.9%	12.8%	10.5%	12.4%
	342	9.5%	12.6%	10.2%	12.5%
	333	9.4%	13.2%	10.0%	13.2%
	306	13.2%	19.8%	14.1%	19.9%
	244	10.3%	16.3%	11.2%	16.8%

Tabla 6.8 Porcentaje de aportación sísmica de cargas axiales en el tablero

	Elemento	Fallamiento Normal		Subducción	
		Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.	Longitudinal + Transversal	Long. + Trans. + Vert.
Etapa 14	351	15.8%	32.3%	17.7%	34.3%
	342	47.8%	74.1%	53.5%	78.6%
	333	54.5%	79.9%	59.2%	82.4%
	306	92.1%	105.5%	92.8%	114.4%
	244	99.2%	105.3%	129.4%	132.2%

6.3 Conclusiones

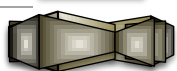
Considerando únicamente el efecto sísmico en una dirección, se observa que el sismo transversal es el más importante pues llega a producir fuerzas cortantes y momentos en la base de la pila varias veces superiores a los que produce la carga muerta durante la construcción. La componente vertical produce un efecto marginal en la torre ya que incrementa los elementos mecánicos en el orden del 2% respecto a los generados por carga muerta.



En los cables el efecto generado por los sismos de subducción y fallamiento normal es muy similar. Los cables que sostienen las primeras dovelas sufren mayor incremento por la componente vertical, pero los que sostienen las dovelas finales se ven más afectados por las componentes horizontales. Los incrementos obtenidos exceden la resistencia de los tirantes por lo que se estima que podría presentarse la rotura de uno o más cables durante la construcción y probablemente el colapso del puente.

En el tablero la componente longitudinal es la que influye en mayor medida. La dovela que presenta un incremento más importante de momentos respecto a los generados por carga muerta, es la dovela subsecuente a la pila. Para la carga axial la componente transversal es la que aporta más incremento, los elementos que presentan estos máximos se ubican en el extremo del claro principal del puente.

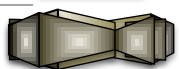
Para la torre y la carga axial en el tablero la combinación más desfavorable es la resultante de la componente longitudinal, transversal y vertical por los sismos de subducción. El incremento de la carga axial en el tablero es especialmente importante en las dovelas cercanas a la pila, debido a la acumulación de este elemento mecánico desde el extremo del puente en construcción. El importante incremento de carga axial indica que la capacidad de deformación y los efectos de segundo orden se ven seriamente afectados. La resistencia del tablero puede ser excedida y debe ser revisada cuidadosamente durante las fases constructivas.



Conclusiones y comentarios

Como resultado del estudio realizado durante el trabajo se consideran las siguientes conclusiones generales.

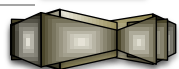
- Durante las etapas de construcción del puente pueden generarse errores geométricos y producirse incrementos de carga no contemplados en el proyecto original, los cuales pueden acumularse y ocasionar un comportamiento estructural inadecuado, por esta razón debe controlarse y ajustarse durante las etapas de construcción el comportamiento del puente, revisando las flechas en el tablero, los momentos generados en la torre y las fuerzas de tensado en los cables. Es importante que los esfuerzos solicitados durante las etapas de construcción no sobrepasen a los del puente terminado para evitar el encarecimiento de la estructura.
- En un primer análisis se comparan las flechas en la torre producidas por peso propio y por peso propio más el peso del carro de avance, y se observa que la influencia del carro es muy poca, en comparación con el tablero en el que si tiene un mayor impacto, en el caso de las fuerzas de tensión en los cables, se presenta un incremento considerable en la etapa donde empieza la colocación del último cable.
- Por lo que corresponde al efecto de la acción sísmica durante la construcción del puente, se observa que al colocar las dovelas finales, formando un claro de 72 metros, se presenta la fase más crítica de construcción para los tirantes, debido a que presentan un mayor incremento de tensiones respecto a los que se producen por peso propio. Para la torre y el tablero las etapas críticas se presentan después de colocadas las dovelas intermedias, con un volado de 56 metros,



Conclusiones y comentarios

efecto que genera los mayores desplazamientos en la torre, y antes de colocar la dovela de cierre del puente se producen los mayores momentos en el tablero.

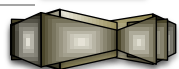
- Los coeficientes de cortante basal que producen el desplazamiento máximo durante la etapa crítica de los tirantes, exceden los valores que recomienda el Manual de Diseño de Obras Civiles en varias zonas del país. El valor más alto de los coeficientes resulta de la aplicación simultánea de las tres componentes ortogonales del sismo.
- Considerando únicamente el efecto sísmico en una dirección, se observa que el sismo transversal es el más importante pues llega a producir fuerzas cortantes y momentos en la base de la pila varias veces superiores a los que produce la carga muerta durante la construcción.
- Los cables que sostienen las primeras dovelas sufren mayor incremento por la componente vertical, pero los que sostienen las dovelas finales se ven más afectados por las componentes horizontales. Los incrementos obtenidos exceden la resistencia de los tirantes por lo que se estima que podría presentarse la rotura de uno o más cables durante la construcción y probablemente el colapso del puente.
- La fuerza axial sobre los elementos con mayor compresión en la estructura, torre y tablero, la combinación más desfavorable es la resultante de las tres componentes. Los incrementos son muy importantes, llegando a incrementar el efecto en algunos casos más del doble.
- El incremento de la carga axial en el tablero es especialmente importante en las dovelas cercanas a la pila, debido a la acumulación de este elemento mecánico desde el extremo del puente en construcción. El



Conclusiones y comentarios

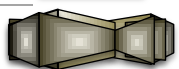
importante incremento de carga axial indica que la capacidad de deformación y los efectos de segundo orden se ven seriamente afectados. La resistencia del tablero puede ser excedida y debe ser revisada cuidadosamente durante las fases constructivas.

- El efecto de las tres componentes incrementa considerablemente la carga axial en la torre y el tablero así como las tensiones en los cables, en comparación con lo obtenido al considerar dos componentes, en el caso del cortante y los momentos flexionantes en la torre, la diferencia de usar dos o tres componentes es muy poca.
- Los sismos de subducción y fallamiento normal considerados en el trabajo son similares en cuanto a los efectos producidos. Con respecto al incremento de respuesta de los elementos principales del puente se obtuvo que: el efecto generado a la torre del puente fue mayor por los de fallamiento normal, mientras que al tablero se incremento el efecto por los sismos de subducción, mientras que para las tensiones en los cables el efecto generado es similar.
- Finalmente, como conclusión general del estudio se observa que el sismo durante la construcción afecta seriamente la estabilidad de la estructura y que debe ser cuidadosamente considerado en el proyecto. Los principales efectos del sismo son: el incremento de los elementos mecánicos en la base de la pila y las elevadas fuerzas de tensión en los tirantes que puedan llegar a exceder su resistencia.



Bibliografía y referencias

- ATC (1996), **ATC-40**, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1
- CFE (2008), **Manual de Diseño de Obras Civiles**, *Diseño por sismo*.
- CFE (2008), Programa de Diseño Sísmico, *PRODISIS v2.01*.
- Computers and Structures Inc. (2009), SAP2000 Advanced 14.0.0.
- Dajian, H., and Cheng, S. (2002), "**Construction control of the Yamen cable-stayed bridge**".
- Dirección General de Carreteras (1998), **Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera**.
- Dormanlongtechnology (2012), **Carros de avance en puentes**. Recuperado en 2012, de <http://www.dormanlongtechnology.com/en/bridges.htm>
- Gimsing, N. J. (1998), **Cable supported bridges concept and design**, Wiley.
- Hassan, I. H., Tawfik, O. M., Nemir, M. T., and Nour, H. E., "**Staged construction analysis of segmental prestressed concrete cable stayed bridges**".
- Hoshino, M., and Nishino, F., "**Design and construction of cable-stayed bridges in Japan**".
- Jang, D., Mibelli, C., Pan, A., and Chen, M., "**Construction engineering of the Hong Kong-shenzhen cable-stayed bridge**".



- Jara, J. M., and Jara, M. (2007), **Peligro sísmico**, U.M.S.N.H.
- Jara, M. (2012), **Diseño avanzado de puentes**, *Apuntes de clase*.
- Normativa SCT (2012), **Proyecto Carreteras**, Recuperado en Junio de 2012, de Consideraciones para puentes especiales.
- Park, R., y Pauley, T. (1996), **Estructuras de concreto reforzado**, LIMUSA.
- Patron, (2012), Comunicación verbal.
- Rubio, D. P., **Métodos de definición de cargas en tirantes en puentes atirantados**.
- Perdomo, M. G. (2011), **Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos**, Barcelona, España.
- Romo, P. F., y Romo, P. M. (1998), "**Puentes de gran longitud y de grandes luces**", *XI curso nacional de estructuras*.
- Quintana, M. F. (2009), **Métodos constructivos de puentes atirantados - Estudio de la distribución de fuerzas en los tirantes**. *Memoria de trabajos de difusión científica y técnica, número 7*.
- Salete, E., Nézo, J., Aparicio, J., Baños, A., and Baños, E., "**Advanced cable-stayed bridge construction process analysis with ANSYS/CivilFEM**".
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, AC., **Base mexicana de datos de sismos fuertes**, volumen 2.
- Wikipedia (2010), *La enciclopedia libre*. Recuperado el 2010, de Puente atirantado: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_atirantado

