



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO SÍSMICO DEL VIADUCTO QUEBRADA EL SALTO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PAULINA DE LOURDES HERRERA MONTECINOS

PROFESOR GUÍA:

PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

MAURICIO SARRAZIN ARELLANO

G. RODOLFO SARAGONI HUERTA

SANTIAGO DE CHILE

ENERO 2008

**RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: PAULINA HERRERA M.
FECHA: 14/01/2008
PROF. GUÍA: Sr. PEDRO ASTAGURUAGA G.**

“ESTUDIO SÍSMICO DEL VIADUCTO QUEBRADA EL SALTO”

El Viaducto Quebrada El Salto tiene 210 m de longitud y se encuentra sobre la Quebrada El Salto y el mirador al poniente de la Rotonda La Pirámide. Es curvo y continuo en tres tramos, con vano principal de 95 m y tramos sur y norte de 55 m y 60 m respectivamente. Se apoya en estribos y 2 cepas cuyo suelo de fundación es roca.

El objetivo principal del presente trabajo de título es hacer un análisis sísmico del Viaducto Quebrada El Salto, estudiando en forma especial el comportamiento de los aisladores sísmicos para determinar los requerimientos de las placas de apoyo.

Según el lugar de emplazamiento del puente, se determinó que los acelerogramas más apropiados para realizar el análisis sísmico eran el sintético elaborado en la tesis de Andrés Larraín C. y el de Pica para el terremoto de Tarapacá 2005. Ambos registrados en suelo duro por lo que con ellos se obtienen resultados más conservadores.

Se elaboró un modelo lineal y no lineal del puente a través del programa SAP2000, y se ingresaron a los modelos los registros mencionados, sus respectivos espectros y el espectro del Manual de Carreteras del MOP.

Los resultados de los análisis, considerando como suelo de fundación suelo duro, indican que se producen rótulas plásticas en los extremos de las cepas. Éstas superan el punto de fluencia, pero lo hacen sólo hasta un punto de ocupación inmediata, es decir, no fallan.

Los apoyos de neopreno cumplen con los requerimientos impuestos por las solicitaciones sísmicas de los distintos análisis. En el único caso en que no todos los requerimientos se cumplen es para los análisis con el registro sintético.

Finalmente, se recomienda realizar siempre análisis no lineales en el tiempo.

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	4
1.1. INTRODUCCIÓN	4
1.2. OBJETIVOS	5
1.3. ALCANCES	5
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES DEL PUENTE	7
2.1. ANTECEDENTES GENERALES	7
2.2. SUPERESTRUCTURA	7
2.3. INFRAESTRUCTURA	9
2.4. ANTECEDENTES DE MECÁNICA DE SUELOS Y FUNDACIONES	15
2.5. SISTEMA DE AISLACIÓN	16
2.6. CRITERIOS DE DISEÑO	20
2.7. ANTECEDENTES CONSTRUCTIVOS	23
CAPÍTULO 3: MODELACIÓN	27
3.1. RECOMENDACIONES PARA LA MODELACIÓN	27
3.1.1. <i>Elementos del puente</i>	27
3.1.2. <i>Masa y cargas</i>	28
3.1.3. <i>Sistema de aislación</i>	28
3.1.4. <i>Métodos de análisis, espectros y acelerogramas</i>	29
3.1.5. <i>Combinación de las acciones sísmicas</i>	31
3.1.6. <i>Fuerzas sísmicas</i>	32
3.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES Y DEFINICIONES CON RESPECTO A SAP2000 ..	32
3.2.1. <i>Sistema coordinado</i>	33
3.2.2. <i>Puntos y grados de libertad</i>	33
3.2.3. <i>Reacciones en la base</i>	34
3.2.4. <i>Masas</i>	34
3.2.5. <i>Restricciones</i>	35
3.2.6. <i>Propiedades de los materiales</i>	35
3.2.7. <i>Elemento Frame y rótulas plásticas</i>	36
3.2.8. <i>Elemento Shell</i>	42
3.2.9. <i>Casos de carga</i>	46
3.2.10. <i>Casos de análisis</i>	46
3.2.11. <i>Análisis modal</i>	47
3.2.12. <i>Análisis con espectro de respuesta</i>	49
3.2.13. <i>Análisis lineal en el tiempo</i>	50
3.2.14. <i>Análisis no lineal transiente</i>	56

3.3. MATERIALES.....	57
3.4. ELEMENTOS	57
3.5. MODELACIÓN	60
3.6. COMENTARIOS.....	63
CAPÍTULO 4: ESPECTROS Y ACELEROGRAMAS	65
4.1. INTRODUCCIÓN	65
4.2. POTENCIAL DESTRUCTIVO.....	65
4.3. ACELEROGRAMAS DE DISEÑO.....	68
4.3.1. Registro sintético intraplaca	69
4.3.2. Acelerograma de Pica.....	73
4.4. ESPECTROS.....	76
4.4.1. Espectro de respuesta del Manual de Carreteras	76
4.4.2. Espectro de respuesta del acelerograma de Pica	79
4.4.3. Espectro de respuesta del registro sintético intraplaca.....	80
4.4.4. Comparación de los espectros	81
4.5. COMENTARIOS.....	83
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	85
5.1. ANÁLISIS MODAL	85
5.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	89
5.2.1. Resultados con el Espectro del Manual de Carreteras (MDC)	89
5.2.2. Resultados con el Espectro del Registro de Pica.....	95
5.2.3. Resultados con el Espectro del Registro Sintético	99
5.2.4. Resultados del Análisis Lineal en el Tiempo con el Registro de Pica	103
5.2.5. Resultados del Análisis Lineal en el Tiempo con el Registro Sintético	107
5.3. ANÁLISIS NO LINEAL	111
5.3.1. Resultados con el Registro de Pica	111
5.3.2. Resultados con el Registro Sintético	117
CAPÍTULO 6: AISLADORES DE NEOPRENO	124
6.1. INTRODUCCIÓN	124
6.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES DE DISEÑO	125
6.2.1. Recomendaciones de diseño	125
6.2.2. Ensayos.....	126
6.2.3. Influencia en la respuesta vertical	128
6.2.4. Procedimiento de diseño	128
6.2.5. Verificación del cumplimiento de las restricciones	138
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.....	169
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	174

<i>ANEXO A: RESULTADOS DE ANÁLISIS</i>	176
A.1. ANÁLISIS MODAL	176

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto Quebrada El Salto se constituye en vínculo para la conectividad a la Autopista Nor-Oriente de Santiago, desde el Enlace Centenario en La Pirámide y es parte de las nuevas concesiones de autopistas urbanas.

Chile tiene una actividad sísmica importante que hace definitivo que estructuras como ésta sean capaces de resistir un evento sísmico fuerte por lo que la continuidad de operación es el criterio de diseño utilizado en ellos. En muchos casos se definen sistemas de protección sísmica, que reducen la respuesta sísmica del puente mediante aisladores a una fracción de la que corresponde a conexiones rígidas. Esto se traduce en una reducción importante de los requerimientos de diseño y en consecuencia, en un ahorro de la inversión.

El cálculo de estas estructuras y de sus aisladores sísmicos se realiza siguiendo las disposiciones de la AASHTO y del Manual de Carreteras. En estas normas se proporcionan distintas especificaciones además del espectro de diseño.

Por lo anterior, es de gran interés estudiar el comportamiento sísmico de estas estructuras y de su sistema de aislación, cuando se compara la respuesta con el espectro de diseño y con algunos acelerogramas apropiados.

El Viaducto Quebrada El Salto, que actualmente se encuentra en construcción, es de gran envergadura y tiene apoyos de neopreno en cepas y estribos que permiten aislarlo sísmicamente, lo cual ha motivado el interés en realizar un análisis sísmico exhaustivo.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo general del presente trabajo de título es hacer un análisis sísmico del Viaducto Quebrada El Salto con la ayuda del programa SAP2000 mediante distintos métodos y comparar los resultados de ellos.

Los objetivos específicos son:

- Determinar si es posible que se formen rótulas plásticas en las cepas.
- Analizar la respuesta sísmica de las placas de apoyo y, con ello, determinar la deformación requerida.
- Comparar la capacidad de las placas de apoyo con estos requerimientos y determinar las diferencias y consecuencias vinculadas a los métodos utilizados en el diseño.

1.3. ALCANCES

En el capítulo 2 se presenta una descripción del Viaducto Quebrada El Salto, las características de sus sistemas de apoyo y de aislación, propiedades del suelo y criterios de diseño.

En el capítulo 3 se realiza la modelación del puente empleando el programa SAP2000 y se describen además los detalles del modelo y las consideraciones necesarias a realizar en cada paso de la modelación.

En el capítulo 4 se evalúa la demanda sísmica considerando las características de sitio, determinando el acelerograma sintético y real que corresponde usar y se realiza una descripción de ellos, de sus respectivos espectros y del espectro dado por el Manual de Carreteras.

En el capítulo 5 se analizan los resultados obtenidos en los métodos de análisis y se hace una comparación de ellos.

En el capítulo 6, con los resultados obtenidos se determinan los requerimientos de los aisladores y la forma óptima de diseño de éstos.

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las principales conclusiones respecto al análisis de resultados y de los aisladores sísmicos, y se proponen recomendaciones para el análisis, diseño sísmico y para la rehabilitación que este tipo de puentes pudiera necesitar en el futuro.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES DEL PUENTE

2.1. ANTECEDENTES GENERALES

El Viaducto Quebrada El Salto forma parte del nuevo Enlace Centenario (ó Enlace La Pirámide) y se encuentra sobre la Quebrada El Salto y el mirador al poniente de la Rotonda La Pirámide.

El puente es continuo en tres tramos los que suman un total de 210 m. de longitud, así el vano sur es de 55 m., el vano principal es de 95 m. y el vano norte es de 60 m., tiene una pendiente longitudinal del 7%, transversal del 6,9 % y un radio de 370 m en el eje. En la Figura 2.1 se observa la isométrica del viaducto.

La construcción se encuentra a cargo de la constructora SACYR y el cálculo fue realizado por el ingeniero consultor Pedro Astaburuaga.

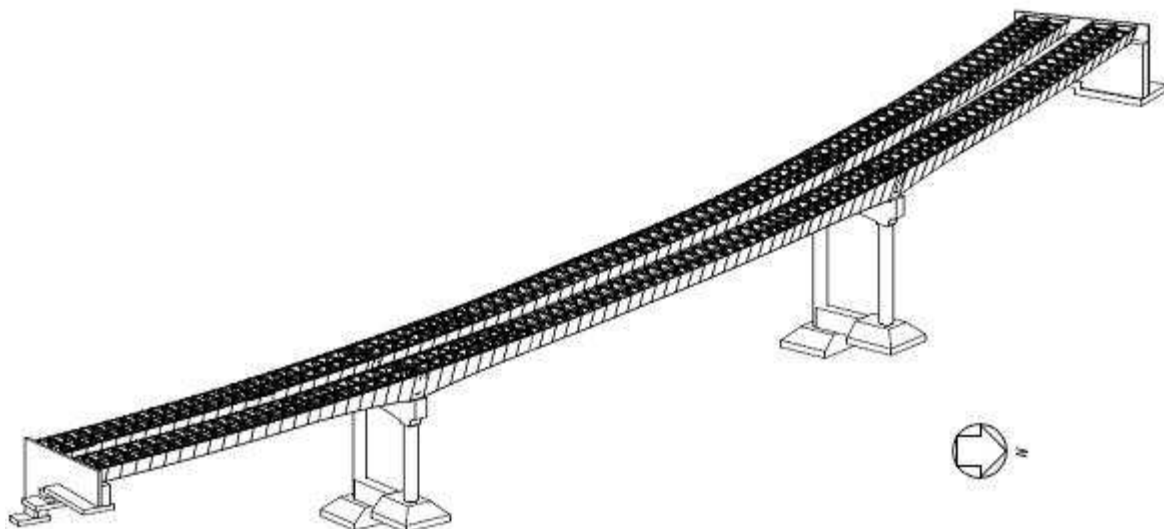


Figura 2.1. Isométrica del Viaducto Quebrada El Salto.

2.2. SUPERESTRUCTURA

La superestructura es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino en sus calzadas y bermas, y soporta el paso de las sobrecargas vehiculares, que se transmiten a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo.

En el Viaducto Quebrada El Salto la superestructura considera un tablero común para la plataforma de 21 m de ancho total requerida por las dos calzadas cuyas dos pistas son de 3,50 m, mediana de 3,00 m y bermas exteriores de 2,00 m. Tiene barreras laterales de hormigón y losa de hormigón armado en sitio de 20 cm. de espesor formada en curva de 370 m. de radio y peralte del 6.9%, que se apoya sobre dos vigas metálicas continuas de sección cajón bicelular, con cuerpo central de 7.5 m de ancho superior y canto variable de 2,5 m a 4,5 m en los apoyos intermedios, hasta 3,0 m en el vano principal. Las vigas metálicas se constituyen en colaborantes con la sobrelosa en sitio por etapas, con volados laterales de 1.55 m y entrelosa de 3.6 m. En la Figura 2.2 se observa la sección de la canoa metálica en los extremos del puente.

La losa de hormigón armado dispone de las armaduras en las juntas a las barreras y la rugosidad para la extensión de mínimo 5 cm. de pavimento asfáltico.

En los cabezales de cepas de 2.0 m de ancho y en las mesas de los estribos de 1.5 m, se disponen barras de anclaje antisísmico y los dispositivos de apoyo de neopreno armado, que se constituyen en aisladores sísmicos del tablero.

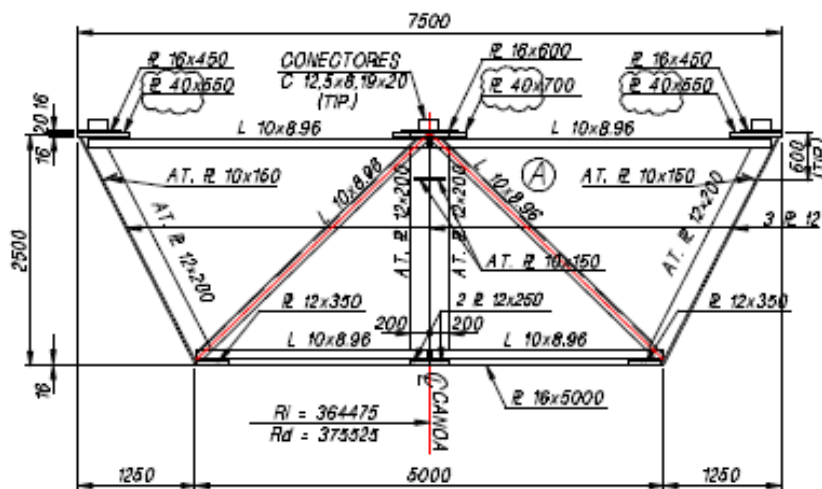


Figura 2.2. Sección canoa metálica tramos extremos.

2.3. INFRAESTRUCTURA

La infraestructura es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. Está compuesta por estribos y cepas, que constituyen los 4 apoyos principales de la superestructura del puente.

El estribo norte tiene un muro frontal de 6.0 m de altura, con alas de 7.0 m de longitud hasta un contrafuerte terminal, en la Figura 2.3 se muestra una vista frontal en donde se pueden observar algunas de estas características.

El estribo sur más encajado en el cerro, tiene alas cortas y muro frontal de altura variable de 1.75 m hasta 7.75 m., lo que se muestra en las Figuras 2.4 y 2.5.

Las cepas sur y norte conformadas por dos pilares en sección circular de 2.0 m de diámetro a 12 m. entre sí, que se elevan con 11.5 m y 15.0 m de altura, respectivamente, con ensanche radial al cabezal de 17.0 m de ancho, que es la mesa de apoyo intermedio de la superestructura. En la Figura 2.6 se observa la elevación de la cepa norte y en la Figura 2.7 la sección por la línea central.

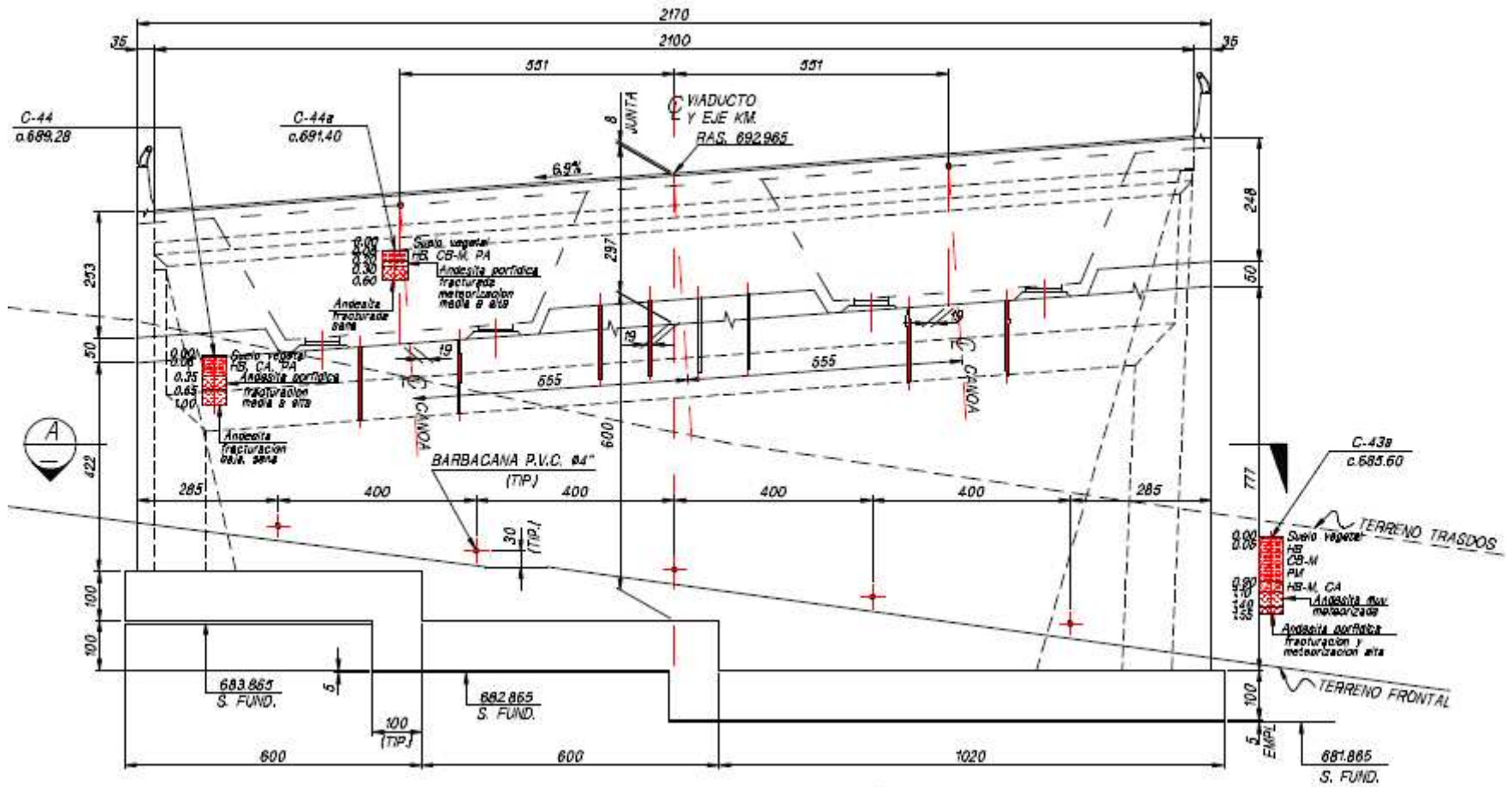


Figura 2.3. Vista frontal del estribo norte.

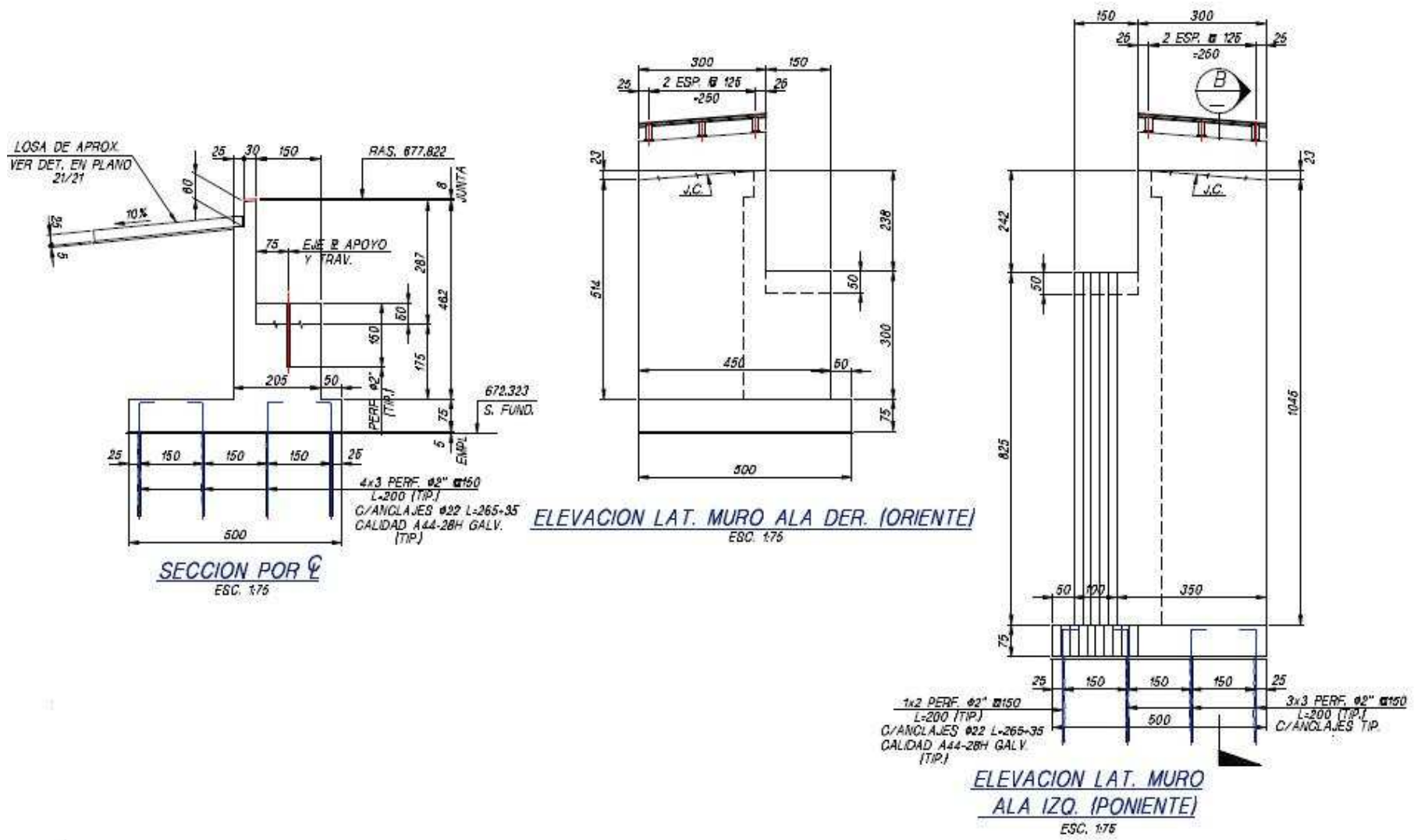


Figura 2.5. Vistas del estribo sur.

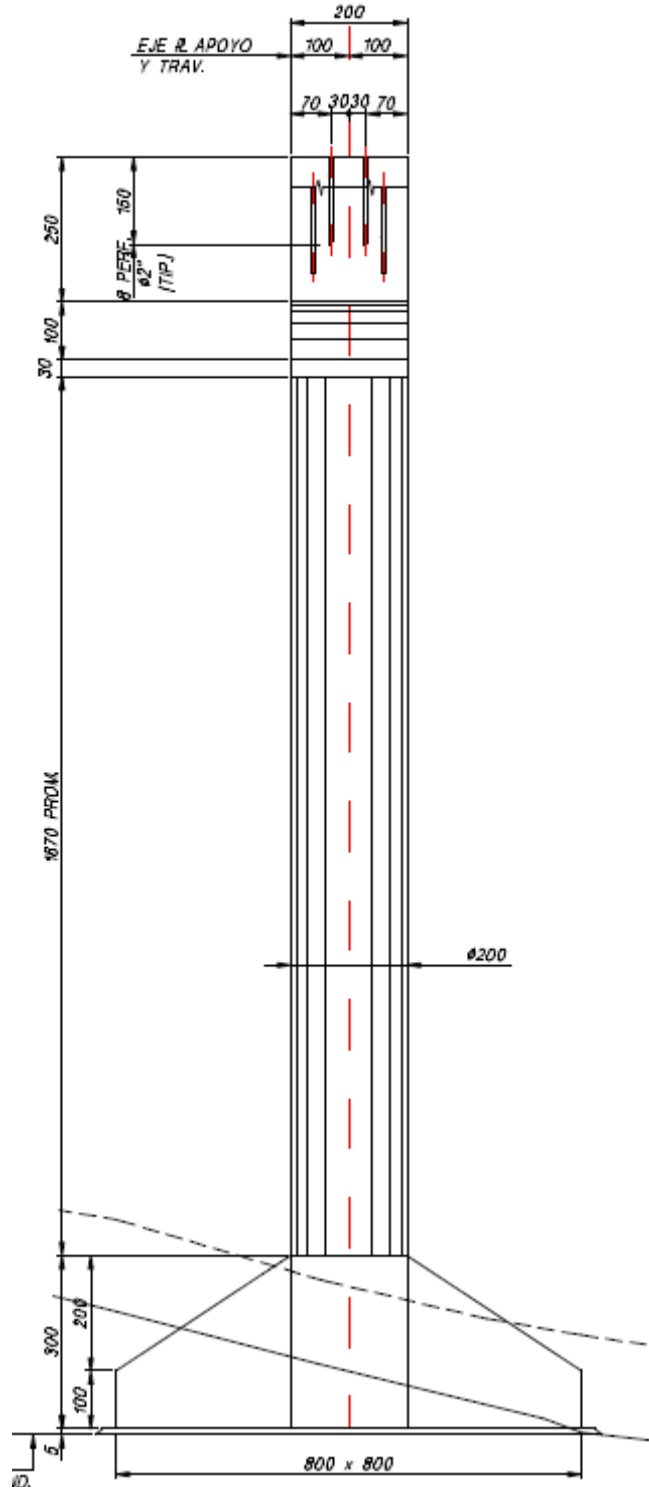


Figura 2.7. Sección de la cepa norte por la línea central.

2.4. ANTECEDENTES DE MECÁNICA DE SUELOS Y FUNDACIONES

A continuación se presenta un resumen del Informe de Mecánica de Suelos del Viaducto Quebrada El Salto realizado por PETRUS INGENIEROS LTDA. CONSULTORES EN GEOTECNIA.

Debido a que la zona de emplazamientos del viaducto corresponde a laderas de cerro, la exploración se programó en base a calicatas destinadas a descubrir la roca y se ejecutó un sondaje de 12 m. de profundidad en la ladera al poniente para la cepa sur.

De lo anterior resultó que en todos los lugares de exploración, salvo en sectores con rellenos antrópicos, apareció roca muy superficialmente. Ésta es de origen volcánico y se encuentra representada mayoritariamente por andesitas y andesitas porfíricas, excepto en algunos sectores donde se detectan tobas y brechas. Presenta fracturación media a alta en superficie, disminuyendo a baja-media a partir de 5 a 6 m. de profundidad bajo la superficie de terreno natural.

La meteorización es media en superficie variando a baja (roca sana) a partir de profundidades en torno a 5 m.

Las diaclasas presentan meteorización baja a media con superficie cubierta con pátinas de oxidaciones y textura semi-rugosa.

Para efectos de evaluar la capacidad de soporte se adoptó conservadoramente:

Cohesión $c = 5 [kg/cm^2]$

Ángulo de fricción $\phi = 35^\circ$

De acuerdo a las recomendaciones dadas por los mecánicos de suelos, ambos estribos tienen fundación directa, la del estribo norte con dado de 1.0 m de espesor y escalonada hasta sellos estimados en estratos competentes. En cambio, la del estribo sur tiene una fundación directa de 0.75 m de espesor en sellos excavados escalonados en ladera rocosa.

Las cepas sur y norte se presentan con dos dados de fundación directa de 8.0x 8.0 m de espesor variable hasta 3.0 m y conectados con viga de 3,0 m de canto.

Para las condiciones de apoyo establecidas anteriormente, se establecen las siguientes tensiones admisibles a nivel de sello de fundación:

$$\text{Estribo Sur: } \sigma_{estática} = 10 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \sigma_{sísmica} = 15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Cepa Sur: } \sigma_{estática} = 10 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \sigma_{sísmica} = 15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Cepa Norte: } \sigma_{estática} = 12 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \sigma_{sísmica} = 18 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Estribo Norte: } \sigma_{estática} = 12 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \sigma_{sísmica} = 18 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Es decir, el terreno de fundación es roca dura.

2.5. SISTEMA DE AISLACIÓN

El sistema de aislación está compuesto por dispositivos de apoyo de neopreno armado que se disponen sobre los cabezales de las cepas y en las mesas de apoyo de los estribos, que se constituyen en aisladores sísmicos del tablero con barras de anclaje antisísmico. Además, se cuenta con una junta sísmica entre cada estribo y el tablero, cuyo propósito es permitir las deformaciones debidas a cambios de temperatura, aislación sísmica u otras acciones.

En apoyo principal de las vigas, se disponen dos aisladores de neopreno, por lo tanto, como son dos vigas que descansan sobre dos estribos y dos cepas, se instalan ocho apoyos de neopreno en estribos y ocho distintos en cepas, que se describen en detalle.

Las mesas de apoyo con peralte y la pendiente longitudinal del puente, exigen disponer morteros de nivelación de apoyos y placas de ajuste a las vigas.

Placas de apoyo en cepas

En total son necesarias 8 placas de apoyo con dimensiones externas de 103x1200x800[mm], coberturas de 5x1200x800 [mm] y 5 capas de 15x1200x800 [mm]. Los refuerzos de acero (A37-24ES) corresponden a 6 placas de 3x1190x790 [mm] y la placa de ajuste

placas interiores de 3x990x640 [mm]. La placa de ajuste (A37-24ES) tiene altura variable de 16 a 66 y de 88 a 138x1050x700 [mm]. Todo lo anterior es posible observarlo en la Figura 2.9.

Otras características de las placas son:

Dureza placa: Shore "A"

Módulo de Corte: $G=12$ [kg/cm²]

Constante del material: $k=0.6$

Creep (25 años) =35%

Rotura mínima: $\epsilon_u = 350\%$

Factor de forma: $S = 11.59$

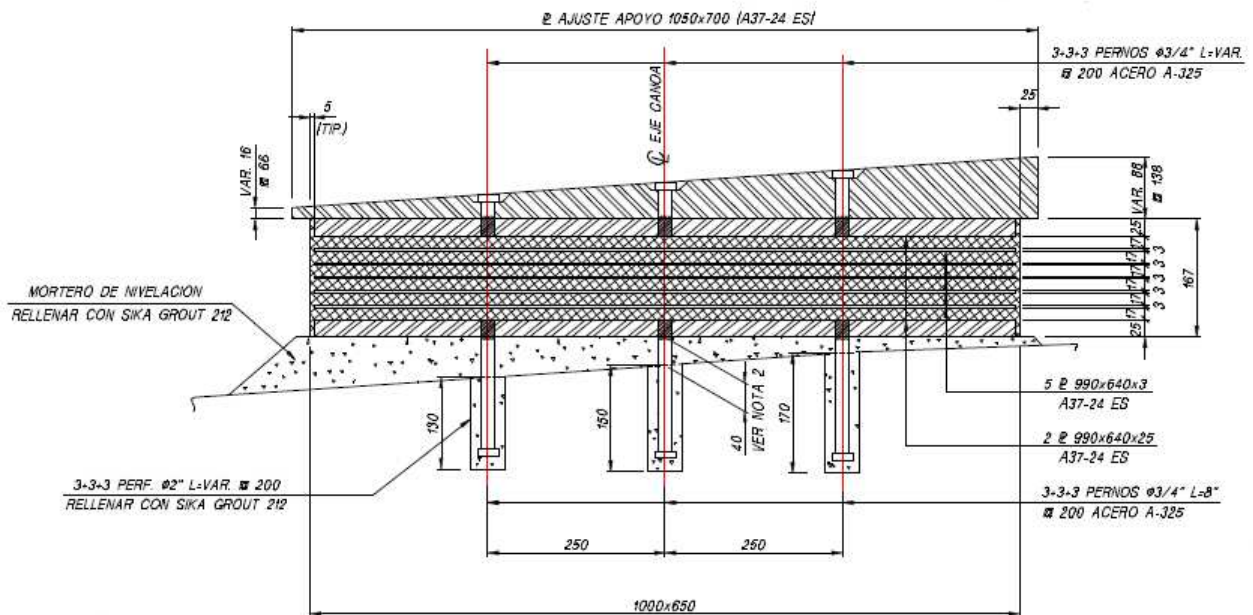


Figura 2.9: Apoyo de neopreno de estribos.

Para comprobar que las placas, fabricadas por GUMMI, cumplen con las características impuestas por el diseño, en el DICTUC se realizaron diversos ensayos entre los que cuentan:

- Ensayo del elastómero de neopreno.
- Ensayo de compresión.
- Ensayo de compresión y corte (carga combinada).

Los elementos y características de la barra antisísmica y de la junta sísmica se observan en las Figuras 2.10 y 2.11.

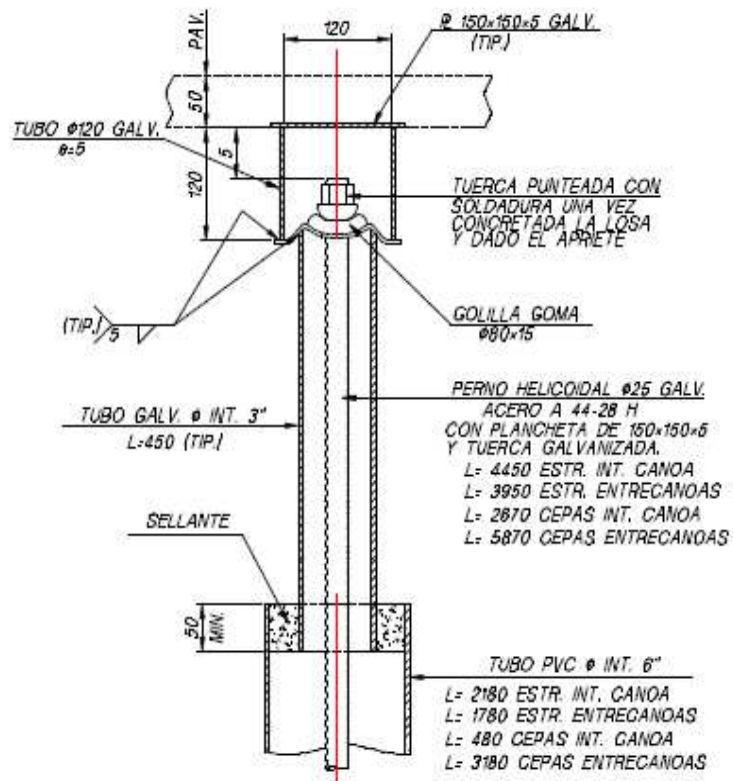


Figura 2.10: Barra antisísmica.

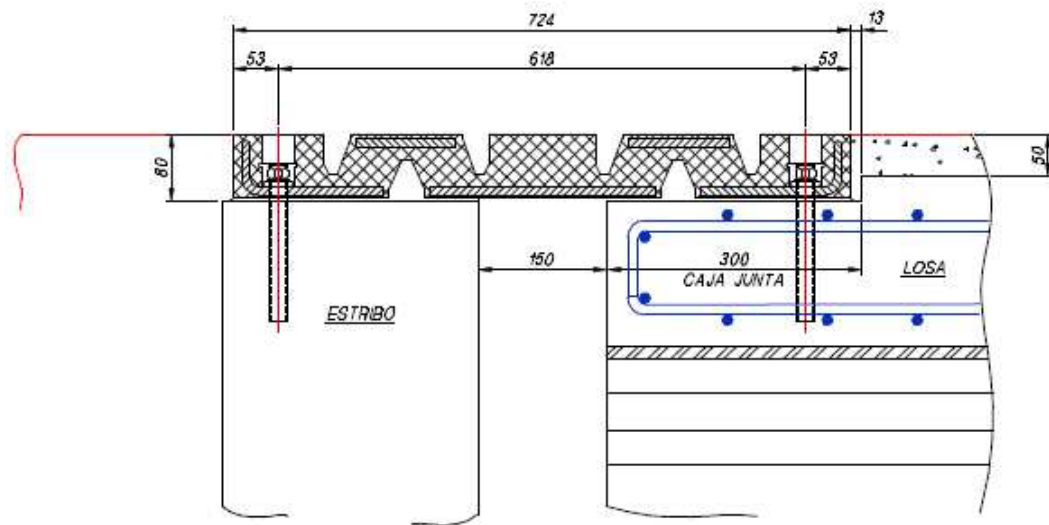


Figura 2.11: Junta sísmica.

2.6. CRITERIOS DE DISEÑO

A. Materiales:

- Hormigón emplantillados:	Grado H5;
- Hormigón columnas, fund. y elev. en sitio:	Grado H30; $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón estribos:	Grado H25; $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural:	Calidad A36 $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo:	A63-42H; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

B. Recubrimientos:

- Dados de fundación: 5,0 cm.
- Elevaciones y parte superior de la losa: 4,0 cm.
- Resto de los elementos: 2,5 cm.

C. Cargas:

- Pesos Propios (PP):	γ hormigón = 2.5 ton/m^3 γ rellenos = 2.2 ton/m^3
- Empujes de Rellenos (EE):	Ángulo de Fricción Interna: $\phi = 38^\circ$
- Empujes por Sobrecarga (EESC):	c/ 2 pies de tierra + 20%
- Sobrecarga Móvil (SCM):	Camión HS 20-44 + 20%
- Coeficientes de Aceleración Sísmica:	
	-Empujes en Reposo: 0.45 g
	-Empujes Activos: 0.15 g
	-Fuerzas Inerciales Estribos: 0.30 g

D. Factores de modificación de la respuesta (definidos en el Manual de Carreteras del MOP) :

A continuación se detallan los factores de modificación de la respuesta (R) determinados por el MOP en el Manual de Carreteras para las elevaciones, fundaciones y conexiones. Al

factor R a utilizar en el eje longitudinal de la estructura se le denomina R_L y al factor R a utilizar en el eje transversal de la estructura se le denomina R_T .

- Elevaciones:

- Cepa muro: $R_L=3; R_T=2$
- Columna individual con dado de fundación: $R_L=3; R_T=3$
- Múltiples columnas con dado de fundación: $R_L=3; R_T=4$
- Columnas inclinadas con dado de fundación: $R_L=3; R_T=2$
- Pilote-pilar:
 - a. Individual: $R_L=3; R_T=3$
 - b. Conjunto vertical: $R_L=3; R_T=4$
 - c. Conjunto inclinado: $R_L=3; R_T=2$

- Fundaciones:

- Directa: $R_L=1; R_T=1$
- Batería depilotes: $R_L=1; R_T=1$
- Pilote-pilar: $R_L=1; R_T=1$
- Cajón o pila de fundación: $R_L=1; R_T=1$

- Conexiones:

- Junta de dilatación: $R_L=0,8; R_T=0,8$
- Placa de apoyo: $R_L=0,8; R_T=0,8$
- Llave de corte: $R_L=1; R_T=1$
- Placa base: $R_L=1; R_T=1$

E. Métodos de Diseño:

- Estructura metálica: tensiones admisibles.
- Hormigón armado: rotura (factores de carga).

F. Combinaciones de Carga:

- DISEÑO

- *Infraestructura:*

Combinación Estática: $CEST = 1.3 (\Sigma PP + 1.15 \Sigma EE + 1.15 \Sigma EESC + 1.67 \Sigma SCM)$

Combinación Sísmica: $CSIS = 1.0 (\Sigma PP + \Sigma EE + ESIS + SISMO)$

Donde:

PP: Peso propio.

EE: Empujes de rellenos.

EESC: Empujes por sobrecarga.

SCM: Sobrecarga móvil.

ESIS: Empujes debido al sismo.

SISMO: Cargas producidas directamente por el sismo.

- *Superestructura:*

Combinación Estática: $COMB1 = 1.3 (\Sigma PP + 1.67 \Sigma SCM)$

- ESTABILIDAD

Combinaciones Estáticas: $CEST = \Sigma PP + \Sigma EE + \Sigma EESC + \Sigma SCacc$

Combinación Sísmica: $CSISE = \Sigma PP + \Sigma EE + ESIS + SISMO$

Donde:

SCacc: Sobrecarga vertical en los accesos.

G. Parámetros del Suelo:

- Tensiones admisibles:

- Estribo Entrada Sur y Cepa Sur

$$\sigma_{adm} (est) = 100 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{adm} (sis) = 150 \text{ ton/m}^2$$

- Estribo Salida Norte y Cepa Norte

$$\sigma_{adm} (est) = 120 \text{ ton/m}$$

$$\sigma_{adm} (sis) = 180 \text{ ton/m}^2$$

- Coeficientes de Balasto dinámicos:

Los coeficientes de Balasto mostrados en seguida son determinados por la empresa PETRUS INGENIEROS LTDA. en el Informe de Mecánica de Suelos solicitado por SACYR CHILE.

$$k_v = 60000 \text{ ton/m}^3$$

- Cepas $k_h = 30000 \text{ ton/m}^3$

- Estribo de entrada $k_h = 26000 \text{ ton/m}^3$

- Estribo de salida $k_h = 20000 \text{ ton/m}^3$

2.7. ANTECEDENTES CONSTRUCTIVOS

Por las dificultades en las expropiaciones para disponer del terreno para la construcción del estribo norte, se ha planteado la posibilidad de modificar el proceso constructivo, en cuanto a las etapas definidas en el proyecto.

Hasta mayo de 2007 se encontraban efectuadas todas las otras obras de la infraestructura, incluso el montaje de los módulos de las vigas metálicas (canoas) sobre la cepa sur.

A continuación, se presentan imágenes del proceso constructivo del puente.

En las Figuras 2.12 se observan solo construidas las cepas del viaducto, en las Figuras 2.13, 2.14 y 2.15 se ha construido el estribo sur y se ha montado la gran parte de los módulos de las vigas metálicas, y en la Figura 2.16 se encuentra construido el estribo norte e instalados los módulos de las vigas metálicas, además se ha iniciado la construcción de la losa del tablero.



Figura 2.12. Cepas construidas.



Figura 2.13. Vista del extremo sur



Figura 2.14. Vista del extremo norte

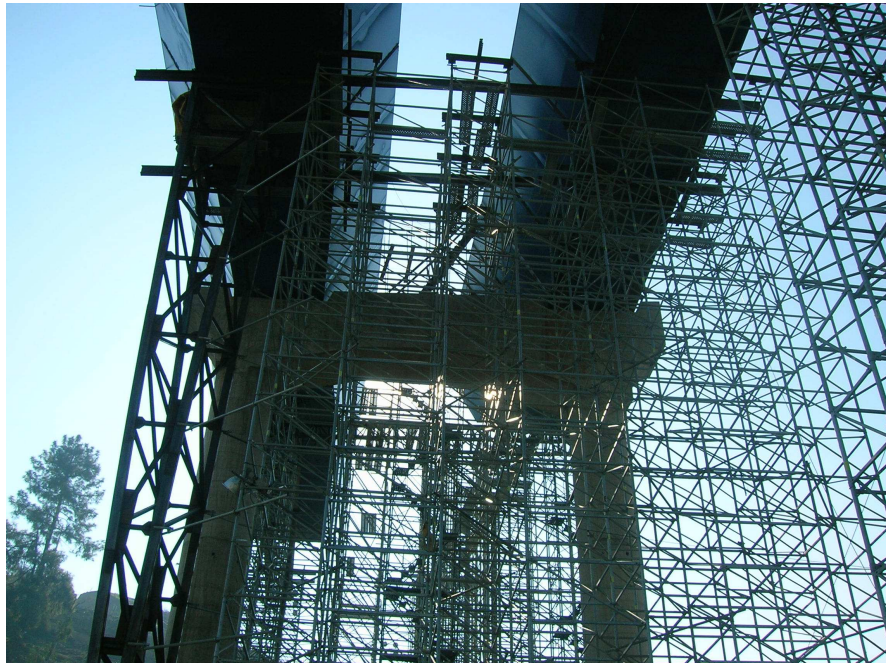


Figura 2.15. Vista del lugar donde se instalan los apoyos de neopreno



Figura 2.16. Vista general del puente, última etapa.

En seguida, en la Figura 2.17 es posible observar el lugar de emplazamiento del puente.

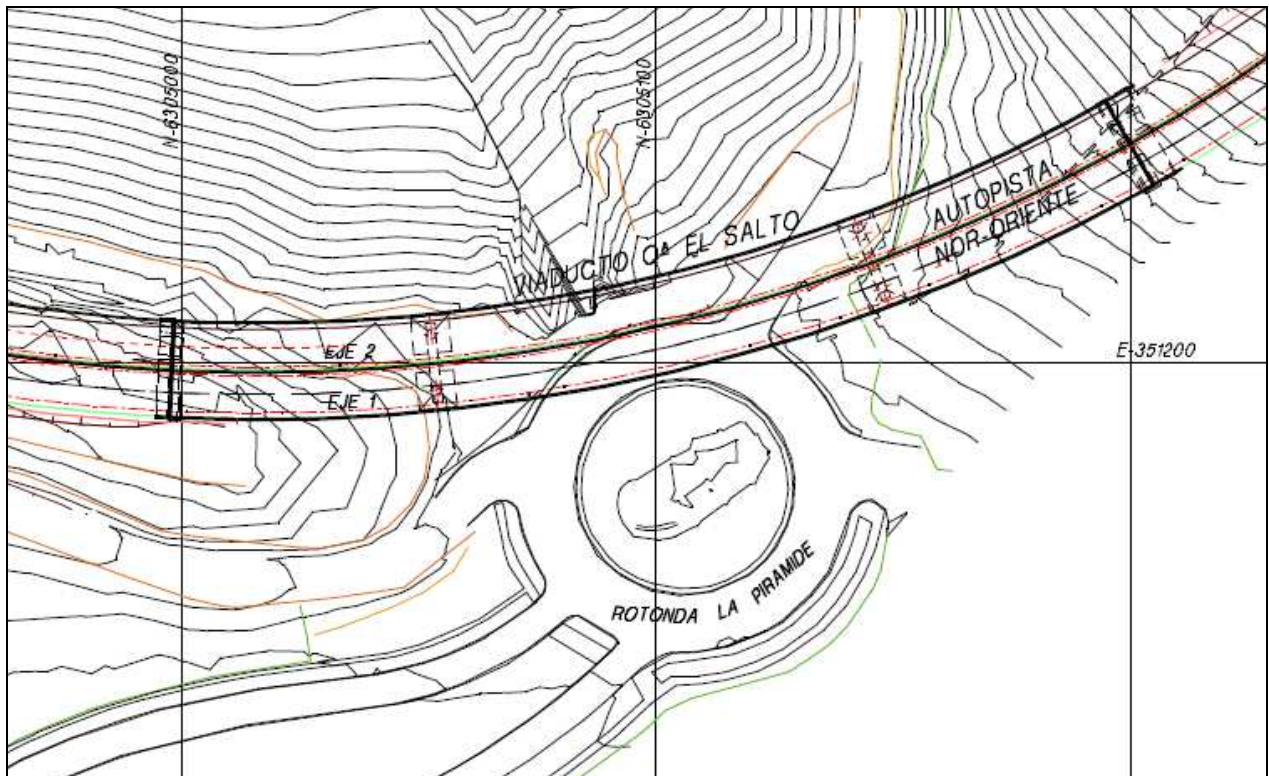


Figura 2.17. Lugar de emplazamiento del puente.

En el plano adjunto se observa la vista general del Enlace Centenario.

CAPÍTULO 3: MODELACIÓN

3.1. RECOMENDACIONES PARA LA MODELACIÓN

A continuación se describen algunas recomendaciones para que los resultados de la modelación representen lo que sucede en la realidad.

3.1.1. Elementos del puente

El puente deberá ser modelado como un marco espacial tridimensional con articulaciones para modelar en forma real la rigidez y los efectos de inercia de la estructura. Cada nodo deberá tener seis grados de libertad, tres de traslación y tres de rotación.

La superestructura deberá, como mínimo, modelarse como una serie de miembros de marcos espaciales (usando elementos lineales) con nodos en puntos como los cuartos del tramo más nudos en los extremos de cada tramo.

La rigidez del tablero debe considerar un nivel apropiado de agrietamiento.

Las columnas o cepas intermedias también deberán modelarse como miembros de marco espaciales (como elementos con masas puntuales). Generalmente, para columnas cortas, rígidas, que tienen largos menores que un tercio de cualquiera de las longitudes de los tramos adyacentes, los nodos intermedios no son necesarios y se debe considerar la flexibilidad al corte. Las columnas largas, flexibles, deberán ser modeladas con nodos intermedios en los puntos de los tercios, además de los nudos en los extremos de las columnas. El modelo deberá considerar la excentricidad de las columnas con respecto a la superestructura.

Además, las propiedades básicas de los materiales tales como los módulos de elasticidad del hormigón y rigidez lineal efectiva de los apoyos deslizantes deben ser las reales.

3.1.2. *Masa y cargas*

Es importante que la masa involucrada en el análisis dinámico sea la correcta. La masa deberá tomar en cuenta los elementos estructurales y otras cargas relevantes incluyendo, a lo menos, cabezales de cepas, estribos, columnas y fundaciones.

La carga muerta dada por la existencia de asfalto, medianas, defensas y barandillas debe estar incluida como masas puntuales en los nodos correspondientes. Esta deberá estar concentrada con un mínimo de tres términos de inercia de traslación.

En el presente trabajo de título sólo se consideraron las masas provenientes de peso propio y carga muerta, es decir de los elementos mismos del puente más medianas, asfalto, etc.

3.1.3. *Sistema de aislación*

La modelación se debe realizar usando las propiedades de diseño del sistema de aislación, cuyas características de deformación deben ser verificadas por ensayos. Para simplificar el comportamiento no lineal de la unidad aisladora, se puede usar un modelo bilineal, si corresponde.

Cuando se use análisis espectral o análisis transiente, el modelo del sistema de aislación se debe realizar usando la rigidez secante efectiva, determinada al desplazamiento de diseño y debe ser capaz de apropiadamente:

- Considerar la distribución espacial de las unidades aisladoras.
- Tomar en cuenta el desplazamiento en ambas direcciones horizontales y la rotación en torno al eje vertical.
- Imponer fuerzas de volcamiento sobre las unidades aisladoras individuales.

- Estimar los efectos de la carga vertical, la carga bidireccional y/o la tasa de carga si las propiedades de fuerza y deformación del sistema de aislación dependen fuertemente de uno o más de estos factores.

Cuando se use el método de análisis espectral, el modelo lineal de la estructura sobre y bajo la interfaz de aislación debe reflejar la distribución real de la rigidez. Para cepas y estribos de hormigón armado puede usarse la rigidez de las secciones no agrietadas.

Cuando se realice un análisis transiente no lineal de una estructura parcialmente aislada, las características de deformación de los elementos que fluyen (cepas) deben representar adecuadamente su comportamiento post-elástico real.

El modelo de la estructura aislada debe incorporar las características de fuerza y deformación de los elementos no lineales del sistema de aislación y del sistema para resistir la fuerza lateral de servicio, en caso que éste exista.

3.1.4. Métodos de análisis, espectros y acelerogramas

Se debe seleccionar parejas de componentes horizontales del movimiento del suelo (acelerogramas) de al menos tres eventos registrados, cada par de registros debe aplicarse simultáneamente al modelo. Para cada componente se debe crear un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento.

Si no se dispone de tres pares apropiados de componentes del movimiento del suelo, se puede usar acelerogramas artificiales para alcanzar el número total requerido, éstos deberán ser consistentes con el espectro de respuesta (Referencia o Específico) referido a 5% de amortiguamiento, para períodos mayores que 0.15 segundos.

En este caso, como se trata de un estudio solamente, se determinó realizar los análisis sólo para dos eventos registrados.

La duración de los acelerogramas debe ser consistente con la magnitud y características de la fuente del terremoto de diseño.

Se debe cumplir lo siguiente para los espectros (amortiguamiento 5%) de los acelerogramas que se empleen en el análisis:

- 1) Los valores de las ordenadas espectrales de cada acelerograma por separado no sean menores que el 80% de aquéllos del espectro de referencia.
- 2) Las ordenadas espectrales promedio de los acelerogramas en el rango de períodos entre el período fundamental del puente no aislado y 1.2 veces el período fundamental del puente aislado no sean menores que el 95% de las correspondientes del espectro de referencia.

El uso de los métodos de análisis modal (único y múltiple) para el diseño con aislación sísmica supone que la disipación de energía del sistema de aislación puede expresarse en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente y que la rigidez del sistema de aislación puede expresarse como una rigidez lineal efectiva.

El análisis transiente (acelerogramas) es el único método posible para un análisis dinámico no lineal y debería usarse en todos los casos de puentes importantes con mecanismos de aislación sísmica. AASHTO lo recomienda para puentes importantes o críticos, de geometría compleja y cercanos a una falla activa.

Para estructuras curvas, el movimiento horizontal debe dirigirse a lo largo de una cuerda que conecte los estribos y el movimiento transversal debe aplicarse normal a la cuerda.

Para el método de análisis transiente para acelerogramas, el sistema de aislación debe modelarse usando las características de deformación no lineales de los aisladores, determinadas y verificadas por ensayos. Sin embargo, como los aisladores presentaron un comportamiento lineal, en este caso se utilizarán sólo características lineales.

El desplazamiento máximo del sistema de aislación debe calcularse a partir de la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales en cada paso de tiempo.

3.1.5. *Combinación de las acciones sísmicas*

La norma AASHTO y el Manual de Carreteras indican que se debe considerar una combinación de fuerzas sísmicas ortogonales para tomar en cuenta tanto la incertidumbre en la dirección del movimiento sísmico, así como, la ocurrencia simultánea de valores máximos en dos direcciones horizontales perpendiculares. Así, las combinaciones de las aceleraciones dadas por el espectro elástico de respuesta proporcionado por el Manual de Carreteras deben considerar los siguientes estados de carga:

Estado de carga I: Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las fuerzas y momentos elásticos resultantes del análisis en una de las direcciones perpendiculares (longitudinal) al 30 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal).

Estado de carga II: Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las fuerzas y momentos elásticos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal) al 30 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la primera dirección perpendicular (longitudinal).

Recomendaciones de otras normas indican que las acciones sísmicas pueden considerarse como actuando simultáneamente en 3 direcciones ortogonales (2 horizontales, elegidas por el diseñador más la vertical). La componente vertical del movimiento del suelo puede definirse escalando las aceleraciones horizontales correspondientes para un factor de 0.7. Otra opción, es considerar, para apoyos, un coeficiente sísmico vertical igual a 0,15.

Estas recomendaciones se tomaron en cuenta para el análisis realizado con el espectro del Manual de Carreteras, es decir, además de considerar la combinación de las acciones sísmicas horizontales se sumó la acción sísmica vertical escalando el espectro por 0.7.

Para combinar los esfuerzos resultantes de aplicar los espectros de los registros en las diferentes direcciones no fue necesario escalarlos por ningún factor, solo se sumaron en forma lineal ya que como se tienen las tres componentes de los registros no existe incertidumbre con respecto a la magnitud en cada dirección.

Lo mismo sucede con la combinación de las fuerzas resultantes de aplicar los registros en los análisis en el tiempo, estos se suman solamente sin escalar por algún factor.

3.1.6. Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales y conexiones de puentes convencionales se determinan dividiendo las fuerzas elásticas por el Factor de Modificación de la Respuesta (R) apropiado. Para puentes aislados se recomienda usar en las subestructuras un R igual a la mitad del dado por el estándar, pero no menor que 1.5.

3.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES Y DEFINICIONES CON RESPECTO A SAP2000

Se requiere seguir los pasos generales siguientes para analizar y diseñar una estructura usando SAP2000:

1. Crear o modificar un modelo que numéricamente define la geometría, propiedades, cargas y parámetros de análisis de la estructura.
2. Llevar a cabo un análisis del modelo.
3. Revisar los resultados del análisis.
4. Chequear y optimizar el diseño de la estructura.

Esto es generalmente un proceso iterativo que puede involucrar muchos ciclos de secuencias de los pasos dados anteriormente.

Los objetos a usar en el modelo se describen a continuación:

- Joint: Se crean automáticamente en las esquinas y extremos de todos los otros tipos de objetos descritos posteriormente, y pueden ser explícitamente agregados para representar o capturar otros comportamientos localizados.
- Frame: Usado para modelar vigas y columnas en el presente trabajo de título.
- Objetos de área: Elementos Shell (placa, membrana, y panel completo) usados para modelar paredes, pisos, es decir, sólidos de dos dimensiones.

Es de vital importancia conocer algunas consideraciones que se toman en cuenta en el programa computacional SAP2000, éstas se detallan en seguida.

3.2.1. Sistema coordinado

Las localizaciones de los puntos en un sistema coordinado pueden ser especificadas usando coordenadas rectangulares o cilíndricas. Asimismo, las direcciones en un sistema coordinado pueden ser especificadas usando direcciones coordenadas rectangulares, cilíndricas o esféricas en un punto.

El peso propio siempre actúa en dirección hacia abajo, en la dirección $-Z$.

3.2.2. Puntos y grados de libertad

La localización de los puntos y elementos es crítica en la determinación de la exactitud del modelo estructural. Algunos de los factores que se necesitan considerar cuando se definen los elementos, y por lo tanto los puntos, de la estructura son:

- El número de elementos debe ser suficiente para describir la geometría de la estructura.

- Las fronteras de los elementos deben ser localizadas en puntos, líneas y superficies de discontinuidad:
 - Fronteras de la estructura, como esquinas y bordes.
 - Cambios en las propiedades del material.
 - Cambios de espesor y otras propiedades geométricas.
 - Puntos de apoyo.
 - Puntos de aplicación de cargas concentradas.

- En regiones donde hay grandes gradientes de esfuerzos, es decir, donde las tensiones cambian rápidamente, una malla de elemento de área o de sólido debe ser refinada usando pequeños elementos y puntos espaciados por muy poco. Esto puede requerir cambios de malla después de uno o más análisis preliminares.

- Más de un elemento debe ser usado para modelar la longitud de cualquier envergadura para la que el comportamiento dinámico es importante. Esto es requerido porque la masa es agrupada siempre en los puntos, aún si es contribuida por los elementos.

3.2.3. *Reacciones en la base*

Las reacciones de la base son las fuerzas y momentos resultantes de todas las reacciones en los puntos de la estructura, calculadas en el origen global o en alguna otra localización escogida. Esto produce tres componentes de fuerza y tres componentes de momento. Las fuerzas en la base no son afectadas por la localización elegida, pero los momentos en la base sí.

3.2.4. *Masas*

En un análisis dinámico, la masa de la estructura es utilizada para calcular las fuerzas inerciales. Normalmente, la masa es obtenida desde los elementos usando la densidad de masa del material y el volumen del elemento. Esto produce automáticamente una distribución de las masas en los nudos. Los valores de la masa del elemento son iguales para cada grado de libertad

traslacional. Para los grados de libertad rotacionales no se producen momentos de inercia de masa.

Por eficiencia computacional y exactitud de la solución, SAP2000 siempre utiliza la división de masas. Esto significa que no hay masa entre los grados de libertad en algún punto de la estructura. Los valores de masa a lo largo de grados de libertad restringidos son ignorados.

3.2.5. Restricciones

El comportamiento de cuerpo rígido radica en que los nudos están restringidos a trasladarse y rotar juntos como si se conectaran por vínculos rígidos.

El uso de restricciones reduce el número de ecuaciones en el sistema para ser resueltas, lo que en general resultará en un incremento de la eficiencia computacional.

La restricción de cuerpo “body” produce que todos sus nudos estén restringidos a moverse juntos como un cuerpo rígido tridimensional. Por defecto, se restringen todos los grados de libertad en cada nudo conectado participante. Sin embargo, se puede seleccionar un subconjunto de grados de libertad para ser restringidos.

Esta restricción puede ser utilizada, en este caso para modelar conexiones rígidas como las uniones entre las vigas metálicas y el tablero del puente, entre las vigas metálicas y los apoyos elastoméricos, entre éstos y las cepas, etc.

Cada restricción de cuerpo conecta un conjunto de dos o más nodos juntos.

3.2.6. Propiedades de los materiales

Los materiales son utilizados para definir las propiedades mecánicas, térmicas y de densidad usadas por los elementos Frame, Shell, Plane, Asolid y Solid.

Las propiedades de los materiales pueden ser definidas como isotrópicas, ortotrópicas o anisotrópicas.

Se puede especificar el amortiguamiento del material para ser utilizado en un análisis dinámico. Diferentes tipos de amortiguamiento están disponibles para diferentes tipos de casos de análisis. El amortiguamiento del material es una propiedad del material y afecta todos los casos de análisis de un tipo dado en la misma forma. Se puede especificar un amortiguamiento adicional en cada caso de análisis.

Se debe tener cuidado al definir los parámetros de amortiguamiento porque el amortiguamiento afecta en forma significativa la respuesta dinámica.

Para cada material se puede especificar una curva de tensión-deformación que es utilizada para representar el comportamiento axial de un material a lo largo de cualquier eje del material, es decir, la curva de tensión-deformación es isotrópica.

Las curvas tensión-deformación no lineales pueden ser definidas con el propósito de generar propiedades de rótulas en los frame.

Las tensiones son definidas como fuerzas por unidad de área actuando en un cubo elemental alineado con los ejes del material.

3.2.7. *Elemento Frame y rótulas plásticas*

El elemento frame es un elemento muy poderoso que puede ser utilizado para modelar vigas, columnas, puntales, etc. en estructuras planas o tridimensionales. Utiliza una formulación viga-columna, tridimensional, general que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones de corte biaxial.

Una sección de frame es un conjunto de propiedades materiales y geométricas que describen la sección transversal de uno o más elementos frame.

Las propiedades de la sección son de dos tipos básicos: prismáticas (todas las propiedades son constantes a lo largo de toda la longitud del elemento) y no prismáticas (las propiedades varían a lo largo de la longitud del elemento).

Dos tipos de características no lineales están disponibles para el elemento frame: límites de tensión/compresión y rótulas plásticas.

Cuando las características no lineales están presentes en el elemento, afectan solamente los análisis no lineales. Los análisis lineales a partir de las condiciones cero (estado sin tensión) se comportan como si las características no lineales no estuvieran presentes.

Se puede especificar una tensión máxima y/o una compresión máxima que un elemento frame pueda tomar. En el caso más común, se puede definir un cable o un apoyo con no-compresión especificando que el límite de la compresión es cero.

El comportamiento límite de tensión/compresión es elástico. El comportamiento de flexión, corte, y torsión no son afectados por la no linealidad axial.

Se pueden insertar las rótulas plásticas en cualquier número de localizaciones a lo largo de la longitud del elemento frame u objeto del tendón. Cada rótula representa el comportamiento concentrado post-fluencia en uno o más grados de libertad. Las rótulas afectan solamente el comportamiento de la estructura en análisis no lineales estáticos y no lineales en el tiempo de integración directa.

Los comportamientos de fluencia y post-fluencia se pueden modelar usando las rótulas discretas definidas por el usuario. Actualmente, las rótulas sólo se pueden introducir en elementos frame; pueden ser asignadas a un elemento frame en cualquier localización a lo largo de ese elemento. Rótulas desacopladas de momento, torsión, fuerza axial y corte están disponibles. Hay también una rótula acoplada de P-M2-M3 que fluye basado en la interacción de fuerza axial y momentos biaxiales de flexión en la localización de la rótula. Los subconjuntos de esta rótula incluyen el comportamiento P-M2, P-M3, y M2-M3.

Para ayudar con la convergencia, el programa limita automáticamente la pendiente negativa de una rótula para que no sea más rígido que el 10% de la rigidez elástica del elemento frame que contiene a la rótula.

Una característica de la rótula es un conjunto de propiedades rígidas-plásticas que se pueden asignar a uno o más elementos frame. Se pueden definir tantas características de la rótula como se necesite.

Para cada grado de libertad de fuerza (axial y cortes), se puede especificar el comportamiento plástico fuerza-desplazamiento. Para cada grado de libertad de momento (flexión y torsión) se puede especificar el comportamiento plástico momento-rotación. Cada característica de la rótula puede tener características plásticas especificadas para cualquier número de los seis grados de libertad. La fuerza axial y los dos momentos de flexión se pueden juntar a través de una superficie de interacción. Los grados de libertad que no se especifican siguen siendo elásticos.

Cada rótula plástica se modela como un punto discreto de rótula. Toda la deformación plástica, ya sea desplazamiento o rotación, ocurre dentro del punto rótula. Esto significa que se debe asumir una longitud para el excedente de la rótula que es integrada por la tensión plástica o curvatura plástica.

No hay manera fácil de elegir esta longitud, aunque las instrucciones se dan en FEMA-356. Típicamente es una fracción de la longitud del elemento, y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, particularmente para las rótulas de momento-rotación.

Se puede aproximar la plasticidad que es distribuida sobre la longitud del elemento insertando muchas rótulas.

Para cada grado de libertad, se define una curva de fuerza-desplazamiento (momento-rotación) que de el valor de la fluencia y la deformación plástica siguiente a la fluencia. Esto se hace en términos de una curva con valores en cinco puntos, A-B-C-D-E. Figura 3.1.

- Punto A es siempre el origen

- El punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rótula hasta el punto B, sin importar el valor de la deformación especificada para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B será restado de las deformaciones en los puntos

C, D, y E. Solamente la deformación plástica más allá del punto B será exhibida por la rótula.

- El punto C representa la capacidad última para el análisis pushover. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D para otros propósitos.

- El punto D representa una fuerza residual para el análisis pushover. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D o D a E para otros propósitos.

- El punto E representa falla total. Más allá del punto E en la rótula caerá la carga hasta el punto F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe especificar un valor grande para la deformación en el punto E.

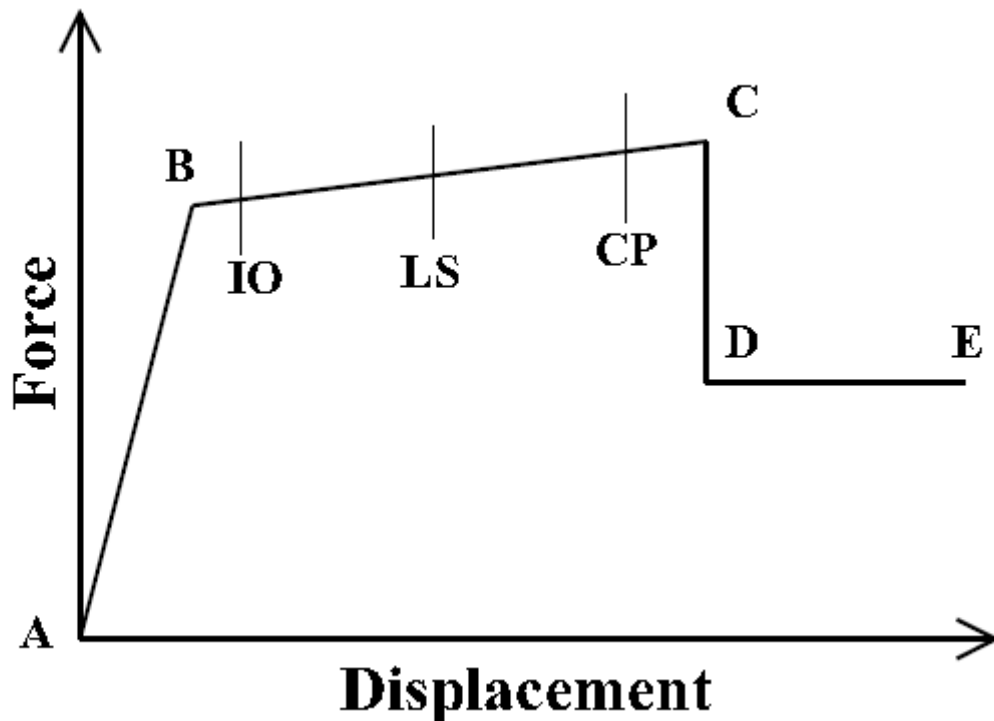


Figura 3.1. Curva fuerza-desplazamiento de una rótula plástica.

Se puede especificar medidas adicionales de la deformación en los puntos IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de la vida), y CP (prevención del colapso). Éstas son las medidas

informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento. No tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en el mismo elemento frame, no en la rótula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre en la rótula además de cualquier deformación elástica que pueda ocurrir en el elemento. Cuando la rótula descarga elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, es decir, en paralelo a la pendiente A-B.

Las características de la rótula para cada uno de los seis grados de libertad son normalmente desacopladas de uno a otro. Sin embargo, se tiene la opción de especificar un comportamiento unido de fuerza-axial/momento-biaxial. Esto es llamado rótula P-M2-M3 o PMM.

Para la rótula PMM, se especifica una superficie de interacción (fluencia) en el espacio tridimensional P-M2-M3 que representa donde la fluencia ocurre primero para diversas combinaciones de fuerza axial P, momento menor M2, y momento mayor M3.

La superficie se especifica como un conjunto de curvas P-M2-M3, donde P es la fuerza axial (la tensión es positiva), y M2 y M3 son los momentos.

Se puede definir explícitamente la superficie de interacción, o dejar al programa calcularla, usando para este caso las fórmulas para concreto, ACI 318-02 con $\phi = 1$.

Se pueden observar las características de la rótula generada para ver la superficie específica que fue calculada por el programa.

Para las rótulas PMM se especifica una o más curvas de momento/rotación-plástica que corresponden a diversos valores del ángulo de P y del ángulo de momento θ . Sin embargo, durante el análisis el programa volverá a calcular la tensión plástica total basada en la dirección normal a la superficie de interacción (fluencia).

Durante el análisis, cuando la rótula fluya para primera vez, es decir, una vez que los valores de P, M2 y M3 alcancen primero la superficie de interacción, una curva de momento-

rotación neta se interpola en el punto de fluencia de las curvas dadas. Esta curva se utiliza para el resto del análisis para esa rótula.

Si los valores P, M2, y M3 cambian de los valores utilizados para interpolar la curva, la curva se ajusta para proporcionar una curva momento-rotación de energía equivalente. Esto significa que el área debajo de la curva momento-rotación es arreglada, de modo que si el momento resultante es más pequeño, la ductilidad es más grande. Esto es consistente con las curvas de tensión deformación de las "fibras axiales" en la sección transversal.

Cuando ocurre la deformación plástica, la superficie de fluencia cambia de tamaño según la forma de la curva mencionada anteriormente, dependiendo de la cantidad de trabajo plástico que se haga.

Cuando las características automáticas o definidas por el usuario de la rótula se asignan a un elemento del frame, el programa crea automáticamente una característica generada de la rótula para cada rótula.

Las características automáticas de la rótula incorporadas para los miembros de concreto se basan en las tablas 6-7 y 6-8 en FEMA-356, o en las especificaciones de Caltrans para las columnas de concreto. Después de asignar características automáticas de la rótula a un elemento frame, el programa genera una característica de la rótula que incluya la información específica de la geometría de la sección del frame, del material, y de la longitud del elemento.

Son las características generadas de la rótula las que se utilizan realmente en el análisis.

Las características automáticas de la rótula se basan en un conjunto simplificado de suposiciones que puedan no ser apropiados para todas las estructuras y requieren que se hayan detallado las características de la sección del frame usado por el elemento que contiene la rótula.

Las rótulas M2, M3, M2-M3, P-M2, P-M3, o P-M2-M3 para columnas en flexión de concreto se pueden generar usando la tabla de FEMA 6-8 (i), para las formas siguientes:

- Rectángulo.

- Círculo.
- Secciones diseñadas.

Las rótulas P-M2-M3 para las fibras de rótula se pueden generar para el acero o los miembros de concreto reforzado usando el comportamiento subyacente de tensión del material para las formas siguientes:

- Rectángulo.
- Círculo.

Para cada paso, en un caso de análisis no lineal estático o no lineal de integración directa en el tiempo, se pueden solicitar los resultados del análisis en las rótulas. Estos resultados incluyen:

- Las fuerzas y/o los momentos de la rótula.
- Los desplazamientos y/o rotaciones plásticas.
- El estado más extremo experimentado por la rótula en cualquier grado de libertad. Este estado no indica si ocurrió para la deformación positiva o negativa (A a B, B a C, C a D, D a E y mayor que E).
- El estado más extremo del funcionamiento experimentado por la rótula en cualquier grado de libertad. Este estado no indica si ocurrió para la deformación positiva o negativa (A a B, B a IO, IO al LS, LS al CP y mayor que CP).

3.2.8. *Elemento Shell*

El elemento Shell es un tipo de objeto de área que se utiliza para modelar la membrana, placa, y el comportamiento de la cáscara en estructuras planas y tridimensionales. El material del Shell puede ser homogéneo o en capas a través del espesor. El material no lineal puede ser considerado al usar el Shell por capas.

El elemento Shell es una formulación de tres o cuatro nodos que combina el comportamiento a flexión de membrana y de placa. El elemento de cuatro puntos no tiene que ser plano. Dos formulaciones distintas están disponibles: homogéneo y en capas.

El Shell homogéneo combina el comportamiento independiente de la membrana y de la placa. Estos comportamientos se juntan si se comba el elemento (no plano.) El comportamiento de la membrana utiliza una formulación isoparamétrica que incluye componentes de traslación de la rigidez en el plano y una componente rotatoria de la rigidez en la dirección normal al plano del elemento.

El comportamiento de placa a flexión homogénea incluye dos vías, hacia fuera del plano, con componentes rotatorios de la rigidez y una componente de traslación de la rigidez en la dirección normal al plano del elemento. Por defecto, una formulación de placa fina se utiliza cuando no se toma en cuenta la deformación por corte transversal.

Para cada elemento Shell homogéneo de la estructura, se puede elegir modelar el comportamiento de la membrana pura, placa pura, o Shell completo. Se recomienda generalmente que se utilice el comportamiento completo del Shell a menos que la estructura entera sea plana y se domine adecuadamente. El Shell en capas representa siempre el comportamiento del Shell completo.

Las estructuras que se pueden modelar con este elemento incluyen:

- Cáscaras tridimensionales, tales como estanques y bóvedas.
- Estructuras de placa, tales como losas de piso.
- Las estructuras de membrana, tales como paredes de corte.

Se puede asignar restricciones automáticas al borde de cualquier elemento Shell (o a cualquier objeto de área.) Cuando las restricciones de borde se asignan a un elemento, el programa conecta automáticamente todos los puntos que estén en el borde del elemento a los puntos de las esquinas adyacentes del elemento.

Las restricciones de borde se pueden utilizar para conectar con los acoplamientos mal unidos del Shell, pero también conectarán cualquier elemento que tenga un empalme en el borde del Shell a ese Shell. Esto incluye vigas, columnas, puntos restringidos, vínculos de apoyo, etc.

La ventaja de usar restricciones del borde en vez de las transiciones del acoplamiento es que las restricciones del borde no requieren crear elementos torcidos. Esto puede aumentar la exactitud de los resultados.

El elemento Shell activa siempre los seis grados de libertad en cada uno de sus puntos conectados. El uso del comportamiento completo del Shell (membrana más la placa) se recomienda para todas las estructuras tridimensionales, esto no es necesario si la estructura entera es plana y se domina adecuadamente.

Una sección de Shell es un conjunto de características materiales y geométricas que describen la sección transversal de unos o más objetos del Shell. Una característica de la sección del Shell es un tipo de característica de sección de área. Las secciones se definen independientemente de los objetos, y se asignan a los objetos de área.

El elemento Shell tiene grados de libertad de traslación y rotatorios, capaces de soportar fuerzas y momentos.

Para secciones de Shell, se puede elegir uno de los tipos siguientes de comportamiento:

- Membrana: comportamiento puro de la membrana; solamente las fuerzas en el plano y el momento normal pueden ser soportados; material homogéneo.
- Placa: comportamiento puro de la placa; solamente los momentos de flexión y la fuerza transversal pueden ser soportados; material homogéneo.
- Shell: comportamiento completo del Shell, una combinación del comportamiento de la membrana y la placa; todas las fuerzas y momentos pueden ser soportados; material homogéneo.

- En capas: capas múltiples, cada uno con un diverso material, grueso, y localización; proporciona comportamiento lleno de Shell, todas las fuerzas y momentos se pueden soportar.

Están disponibles dos formulaciones del espesor, que se determinan si las deformaciones de corte transversales están o no incluidas en el comportamiento de placa a flexión de un elemento de placa o Shell:

- La formulación de la placa gruesa (Mindlin/Reissner), que incluye los efectos de la deformación transversal de corte.
- La formulación de la placa fina (Kirchhoff), que no incluye las deformaciones de corte transversales.

Las deformaciones de corte tienden a ser importantes cuando el espesor es mayor que cerca de un décimo a un quinto del largo.

Se pueden especificar factores de escala para modificar las características computadas de la sección. Éstos se pueden utilizar, por ejemplo, para explicar el agrietamiento del concreto, la fabricación corrugada u ortotrópica, o para otros factores no fácilmente descritos en los valores de la geometría y características del material. Los modificadores individuales están disponibles para los diez términos siguientes:

- Rigidez de la membrana que corresponde a la fuerza F11.
- Rigidez de la membrana que corresponde a la fuerza F22.
- Rigidez de la membrana que corresponde a la fuerza F12.
- Rigidez de flexión de la placa que corresponde al momento M11.
- Rigidez de flexión de la placa que corresponde al momento M22.
- Rigidez de flexión de la placa que corresponde al momento M12.
- Rigidez de corte de la placa que corresponde a la fuerza V12.
- Rigidez de corte de la placa que corresponde a la fuerza V13.
- Masa.
- Peso.

Los modificadores de rigidez afectan solamente los elementos homogéneos, elementos no en capas. Los modificadores de masa y peso afectan todos los elementos.

3.2.9. Casos de carga

Un caso de carga es una distribución espacial especificada de fuerzas, desplazamientos, temperaturas y otros efectos que actúan sobre la estructura. Un caso de carga por sí solo no causa ninguna respuesta de la estructura. Los casos de carga deben ser aplicados en los casos de análisis para producir resultados.

Para propósitos prácticos es más conveniente restringir cada caso de carga a un solo tipo de carga, usando los casos de análisis y combinaciones para crear combinaciones más complicadas.

Además de los casos de carga, el programa computa automáticamente tres cargas de aceleración que actúan en la estructura para aplicar las aceleraciones traslacionales en las direcciones globales y las aceleraciones rotacionales alrededor de los ejes globales. Las cargas de aceleración pueden ser aplicadas en un caso de análisis de la misma forma que los casos de carga.

Estas cargas son utilizadas para aplicar aceleraciones de la tierra en espectros de respuesta (solo traslación) y análisis en el tiempo, y pueden ser usadas como vectores de carga de inicio para el análisis de vectores de Ritz.

3.2.10. Casos de análisis

Un caso de análisis define la forma en que es aplicado el caso de carga (estáticamente o dinámicamente), como responde la estructura (lineal o no linealmente) y como es realizado el análisis (modalmente o por integración directa).

Cada caso de análisis es considerado lineal o no lineal. La diferencia entre estas dos opciones es muy significativa.

Todos los tipos de casos de análisis pueden ser lineales, pero sólo un análisis estático o en el tiempo puede ser no lineal.

En el análisis lineal las propiedades de la estructura, como rigidez, amortiguamiento, etc., son constantes durante el análisis.

Todos los desplazamientos, tensiones, reacciones, etc. son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas y los resultados de diferentes análisis lineales se pueden superponer.

En un análisis no lineal las propiedades de la estructura pueden variar con el tiempo, con la deformación y con la carga. La cantidad de no linealidad que ocurre depende de las propiedades definidas, la magnitud de la carga y los parámetros especificados para el análisis.

Los resultados de análisis no lineales no pueden ser superpuestos porque las propiedades estructurales pueden variar y por la posibilidad de que las condiciones iniciales sean distintas a cero. Entonces, todas las cargas que actúan juntas en la estructura deben ser combinadas directamente dentro de los casos de análisis.

3.2.11. Análisis modal

El análisis modal es utilizado para determinar los modos de vibración de una estructura. Estos modos son útiles para entender el comportamiento de una estructura. Ellos también se pueden utilizar como una base para superposición modal en los casos de análisis del espectro de respuesta y modal en el tiempo.

Hay dos tipos de análisis modales para elegir:

- Vectores propios: el análisis determina las frecuencias y formas modales de vibración libre sin amortiguar del sistema. Estos modos naturales proveen una excelente vista del comportamiento de la estructura.

- Vectores de Ritz: el análisis busca los modos que son excitados por una carga particular. Los vectores de Ritz pueden proveer una mejor base que los vectores propios cuando se utilizan como una base de superposición modal en los análisis de espectro de respuesta o en el tiempo.

El análisis dinámico basado en un juego especial de vectores de Ritz dependientes de carga, proporciona resultados más exactos que el uso del mismo número de formas modales naturales.

Los vectores Ritz producen excelentes resultados porque son generados tomando en cuenta la distribución espacial de cargas dinámicas, mientras que el uso directo de formas modales naturales no toma en cuenta esta información tan importante.

Cada modo de vectores de Ritz consiste de una forma modal y frecuencia. El grupo total de modos de vectores de Ritz puede usarse como una base para representar el desplazamiento dinámico de la estructura.

Los modos de vectores de Ritz no representan las características intrínsecas de la estructura de la misma manera en que lo hacen los modos naturales debido a que están basados en los vectores de carga inicial.

Para el análisis del espectro de respuesta solo se necesitan las cargas de aceleración. Para el análisis en el tiempo se necesita un vector de carga inicial para cada caso de carga o carga de aceleración que sea usada en cualquier caso en el tiempo.

Si se realiza algún análisis no lineal modal en el tiempo se necesita un vector de carga inicial adicional para cada deformación no lineal independiente para lo que el programa usará las cargas de deformación no lineal integradas.

La utilización de vectores de Ritz representa de mejor manera las deformaciones no lineales presentes en la estructura y, a diferencia de valores y vectores propios para generar las formas modales hay que “modelarlas” a través de cargas (incluida magnitud) aplicadas en puntos determinados de la estructura. Estas cargas son asignadas como load cases y luego incorporadas

en la opción Ritz Load Vectors que representa este tipo de análisis. El procedimiento anterior genera el modo (forma y periodo) que fue modelado con las cargas aplicadas. Este procedimiento es necesario solo si se consideran muy pocos modos, ya que no se estarían incorporando en la resolución de la ecuación de movimiento los modos relacionados con el deslizamiento de las pilas y estribos con respecto al tablero. Lo anterior provocaría que el funcionamiento de los apoyos deslizantes sería similar al de representarlos fijos a la pila y al tablero. Al utilizar muchos modos no es necesario generar las formas y frecuencias modales ya que se generan automáticamente.

3.2.12. Análisis con espectro de respuesta

El análisis con espectro de respuesta es un tipo de análisis estático para la determinación de la respuesta de una estructura ante cargas sísmicas.

La ecuación de equilibrio dinámico asociada con la respuesta de una estructura a un movimiento de tierra está dada por:

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t)$$

Donde:

K: es la matriz de rigidez.

C: es la matriz de amortiguamiento.

M: es la matriz diagonal de masa.

$u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$: son los desplazamientos, velocidades, y aceleraciones de la estructura con respecto a la tierra.

m_x , m_y , m_z : son las unidades de cargas de aceleración.

\ddot{u}_{gx} , \ddot{u}_{gy} , \ddot{u}_{gz} : son las componentes de aceleración uniforme de la tierra.

El análisis con espectro de respuesta busca la máxima respuesta para esas ecuaciones en vez de hacerlo para la historia completa del tiempo. La aceleración de la tierra en un terremoto es

dada en cada dirección como un espectro de respuesta digitalizado en una curva de respuesta de pseudo-aceleración espectral versus el periodo de la estructura.

El análisis con espectro de respuesta es realizado utilizando superposición modal. Los modos pueden haber sido computados usando análisis de vectores propios o análisis de vectores de Ritz.

La curva del espectro de respuesta elegida debe reflejar el amortiguamiento que está presente en la estructura modelada. Es importante notar que el amortiguamiento está inherente en la forma de la curva del espectro de respuesta por sí sola. Como una parte de la definición del caso de análisis, se debe especificar el valor de amortiguamiento que fue utilizado para generar la curva del espectro de respuesta. Durante el análisis, la curva del espectro de respuesta automáticamente será ajustada de ese valor de amortiguamiento al amortiguamiento actual presente en la estructura.

3.2.13. Análisis lineal en el tiempo

El análisis en el tiempo es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura para una carga específica que puede variar con el tiempo. El análisis puede ser lineal o no lineal.

Éste resuelve la siguiente ecuación dinámica de equilibrio:

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t)$$

Donde:

K: es la matriz de rigidez.

C: es la matriz de amortiguamiento.

M: es la matriz diagonal de masa.

$u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$: son los desplazamientos, velocidades, y aceleraciones de la estructura.

$r(t)$: es la carga aplicada.

Si la carga incluye la aceleración de la tierra, los desplazamientos, velocidades, y aceleraciones son relativos a este movimiento de tierra.

Se puede definir cualquier número de casos de análisis en el tiempo. Cada caso en el tiempo puede diferenciarse en la carga aplicada y en el tipo de análisis que se realizará. Hay varias opciones que determinan el tipo de análisis en el tiempo que se realizará:

- Lineal vs. No lineal.

- Modal vs. Integración directa: Éstas son dos diversos métodos de solución, cada uno con ventajas y desventajas. Bajo circunstancias ideales, ambos métodos deben rendir los mismos resultados a un problema dado.

- Transiente vs. Periódico: El análisis transiente considera la carga aplicada como acontecimiento de una sola vez, con un principio y un fin. El análisis periódico considera la carga que se repite indefinidamente, con toda la respuesta transitoria amortiguada.

Generalmente es recomendado, pero no requerido, que el mismo sistema coordinado sea utilizado para todas las cargas de aceleración aplicadas en un caso en el tiempo dado. Los casos de carga y las cargas de aceleración se pueden mezclar en la suma de cargas.

El análisis en el tiempo se realiza en pasos discretos de tiempo, así se puede especificar el número de pasos de tiempo de salida con el parámetro $nstep$ y el tamaño de los pasos de tiempo con parámetro dt , y el excedente de la duración en que se realiza el análisis es dado por $nstep*dt$. Las respuestas se calculan en el final de cada incremento dt de tiempo, dando lugar a los valores $nstep+1$ para cada cantidad de respuesta de salida.

La respuesta también se calcula, pero no se guarda, en el paso de tiempo de las funciones de tiempo de entrada para capturar exactamente el efecto completo de las cargas. Estos pasos de tiempo son llamados pasos de carga.

Análisis Modal en el Tiempo

Este consiste en diagonalizar las matrices de masa y rigidez, usar el mismo amortiguamiento para cada modo y con ello, resolver por integración n ecuaciones de un grado de libertad para finalmente sumar las respuestas mediante superposición modal.

La superposición modal proporciona un procedimiento altamente eficiente y exacto para realizar un análisis en el tiempo. La integración de formulación cerrada de las ecuaciones modales se utiliza para computar la respuesta, suponiendo variación lineal de las funciones de tiempo, $f_i(t)$, entre los puntos de tiempo de los datos de entrada. Por lo tanto, los problemas de la inestabilidad numérica nunca se encuentran, y el incremento de tiempo puede ser cualquier valor del muestreo que se estime bastante bueno para capturar los valores máximos de la respuesta.

Los modos usados se computan en un caso del análisis modal que se defina. Pueden ser los modos de libre vibración no amortiguados (vectores propios) o los modos dependientes de carga de los vectores de Ritz.

El amortiguamiento en la estructura se modela usando amortiguamiento modal desacoplado. Cada modo tiene un cociente de amortiguamiento, $damp$, que se mide como una fracción de amortiguamiento crítica y debe satisfacer: $0 \leq damp < 1$

Para cada caso de análisis lineal modal en el tiempo se pueden especificar los cocientes de amortiguamientos modales que son:

- Constante para todos los modos.
- Interpolado linealmente por período o frecuencia.
- Proporcionales de la masa y rigidez.

Análisis por integración directa en el tiempo

Se trata de la integración directa de las ecuaciones completas del movimiento sin el uso de la superposición modal y utilizando las matrices completas de masa, rigidez y amortiguamiento,

sin diagonalizar. Mientras que la superposición modal es generalmente más exacta y eficiente, la integración directa ofrece las siguientes ventajas para los problemas lineales:

- Se puede considerar el amortiguamiento completo de las parejas de modos.
- Mediante integración directa se pueden solucionar más eficientemente el impacto y problemas de propagación de onda que pueden excitar una gran cantidad de modos.
- Para los problemas no lineales, la integración directa también permite la consideración de más tipos de no linealidades que la superposición modal.

Los resultados directos de la integración son extremadamente sensibles al tamaño del paso de tiempo de una manera que no es cierto para la superposición modal. Los análisis de integración directa se deben correr siempre con una disminución del tamaño del paso de tiempo hasta que el tamaño de paso sea tan pequeño que los resultados no sean mayormente afectados por él.

Se dispone de una gran variedad de métodos comunes para realizar análisis en el tiempo por integración directa. En SAP2000 se sugiere utilizar el método por defecto "alfa de Hilber-Hughes-Taylor" (HHT), que utiliza un solo parámetro llamado alfa. Este parámetro puede tomar valores entre 0 y $-1/3$. Para $\alpha = 0$, el método es equivalente al método de Newmark con $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$ y ofrece la exactitud más alta de los métodos disponibles.

Para mejores resultados, hay que utilizar el paso de tiempo más pequeño, y seleccionar alfa tan cerca de cero como sea posible.

En el análisis en el tiempo por integración directa, el amortiguamiento en la estructura se modela usando una matriz completa de amortiguamiento. A diferencia del amortiguamiento modal, esto permite que el acoplamiento entre los modos sea considerado.

Para cada caso del análisis en el tiempo de integración directa se pueden especificar los coeficientes de amortiguamiento proporcionales que se aplican a la estructura en su totalidad. La matriz de amortiguamiento se calcula como combinación lineal de la matriz de rigidez escalada

por un coeficiente especificado, y de la matriz de masa escalada por un segundo coeficiente especificado.

Se pueden especificar estos dos coeficientes directamente, o pueden ser computados por las fracciones equivalentes específicas del amortiguamiento modal crítico en dos diferentes períodos o frecuencias, ya que los valores de las constantes mencionadas se ajustan con las frecuencias propias del modelo y amortiguamiento modal de éste mediante la siguiente curva:

$$\xi(\omega) = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2}$$

Donde:

ξ : Amortiguamiento de la estructura.

ω : Frecuencia de la estructura.

α : Coeficiente que multiplica a la matriz de rigidez.

β : Coeficiente que multiplica a la matriz de masa.

Para encontrar estos coeficientes se realizó el análisis en el tiempo lineal por integración directa con distintos coeficientes y se fue comparando la respuesta hasta que esta fuera lo suficientemente parecida a la respuesta del análisis en el tiempo lineal modal. Así, en el siguiente gráfico es posible observar algunas de las curvas utilizadas en memorias donde se realiza un análisis no lineal en el tiempo con integración directa a un puente y la curva elegida en este trabajo de título.

La curva encontrada, junto con sus parámetros, es bastante razonable si se compara con las otras curvas debido a que es aproximadamente el promedio de ellas.

Los parámetros que se utilizan en estas curvas son:

- Curva 1: $\alpha = 0.13791$ y $\beta = 0.00114$
- Curva 2: $\alpha = 0.11163$ y $\beta = 0.002578$

- Curva 3: $\alpha = 0.15069$ y $\beta = 0.000289$
- Curva 4: $\alpha = 0.154698$ y $\beta = 0.00002323$
- Curva 5: $\alpha = 0.1027$ y $\beta = 0.0242$
- Curva 6: $\alpha = 1$ y $\beta = 0.002$
- Curva elegida: $\alpha = 0.1655$ y $\beta = 0.008$

Todas las curvas anteriores se presentan en la Figura 3.2. La curva elegida se obtiene al imponer cierto amortiguamiento a los periodos predominantes en cada dirección. Esto es:

$$\xi(T_1 = 2.147) = 0.04$$

$$\xi(T_2 = 1.655) = 0.037$$

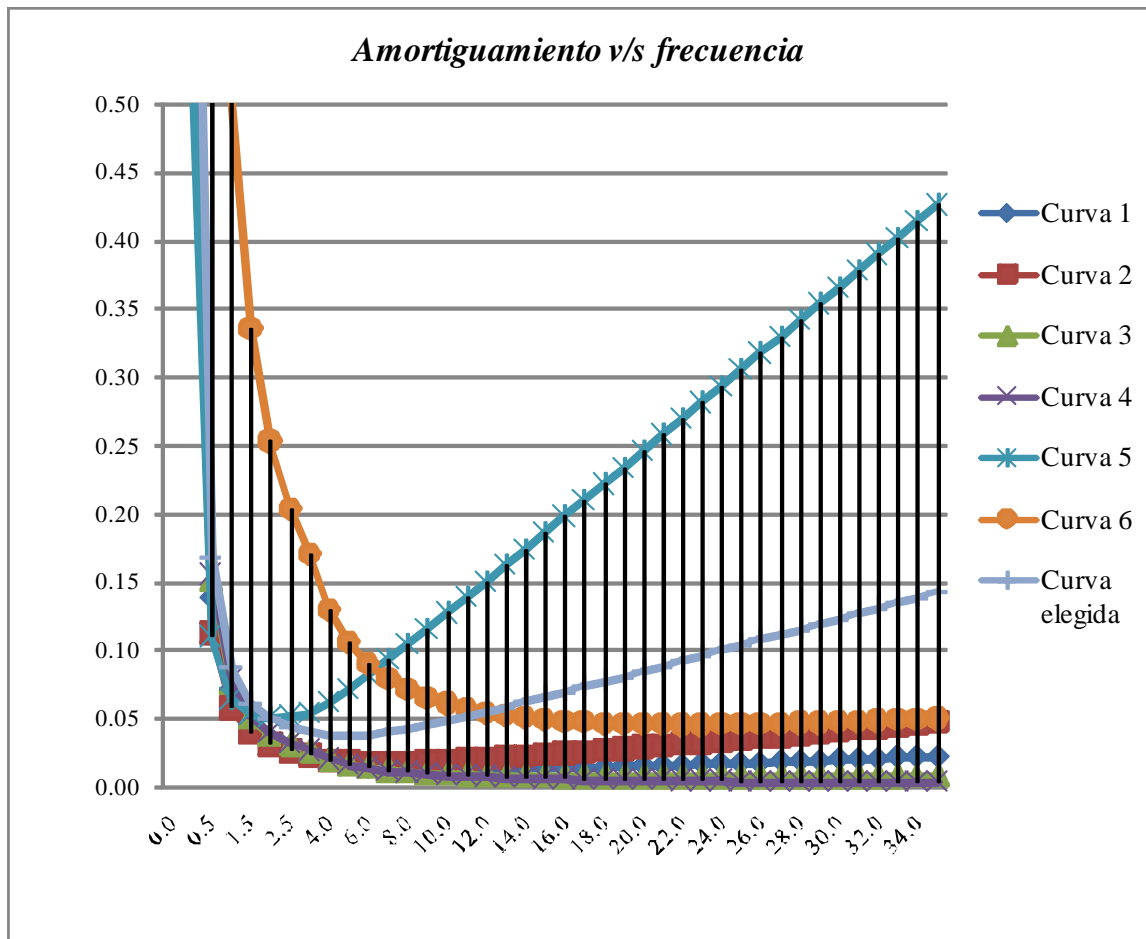


Figura 3.2. Curvas que relacionan la frecuencia del modelo con su amortiguamiento modal crítico.

3.2.14. Análisis no lineal transiente

En un análisis no lineal, la rigidez, el amortiguamiento, y la carga pueden todos depender de los desplazamientos, velocidades, y tiempo. Esto requiere una solución iterativa para las ecuaciones de movimiento.

Los siguientes tipos de no linealidades están disponibles en SAP2000:

- No linealidad material:
 - varios tipos de características no lineales en elementos de Vínculo/Apoyo.
 - límites de tensión y/o compresión en elementos frame.
 - rótulas plásticas en elementos frame.

- No linealidad geométrica:
 - efectos P-delta.
 - los efectos de grandes desplazamientos.

Para el análisis no lineal en el tiempo de integración directa, todas las no linealidades disponibles pueden ser considerados. Para el análisis no lineal modal en el tiempo, solamente el comportamiento no lineal de los elementos de Vínculo/Apoyo es incluido.

La opción de pasos de tiempo de salida es igual para el análisis en el tiempo lineal y no lineal.

Toda la no linealidad material que se ha definido en el modelo será considerado en un análisis no lineal en el tiempo de integración directa.

Las ecuaciones no lineales se solucionan iterativamente en cada paso de tiempo. Esto puede requerir la resolución de las matrices de rigidez y amortiguamiento. Se realizan las iteraciones hasta que converge la solución. Si la convergencia no puede ser alcanzada, el programa divide el paso en subpasos más pequeños e intenta otra vez.

La exactitud de los métodos de integración directa es muy sensible al paso de tiempo de integración, especialmente para la respuesta (de alta frecuencia) rígida. Se debe intentar disminuir el tamaño máximo del subpaso hasta conseguir resultados consistentes.

3.3. MATERIALES

A continuación se describe la forma de definir cada material para realizar la modelación del puente:

- Hormigón: llamado en SAP2000 con el nombre de CONC se define como un material isotrópico y con todas las propiedades dadas en el capítulo anterior. El coeficiente de Poisson es $\nu = 0,2$ y el módulo de Young está dado por la siguiente fórmula: $E_c = 4,32 * (\gamma_h^3 * f_c)^{1/2}$, de donde resulta aproximadamente $E_c = 2500000$ [t/m²]. Además, se determinaron sus propiedades no lineales a partir de las características del elemento utilizado para modelar las columnas de las cepas, para calcular las curvas de interacción de las rótulas plásticas.
- Acero estructural: llamado en SAP2000 con el nombre de STEEL se define como un material isotrópico y con todas las propiedades dadas en el capítulo anterior. El coeficiente de Poisson es $\nu = 0,3$ y el módulo de Young es $E_s = 20389020$ [t/m²].
- Neopreno: llamado en SAP2000 con el nombre de NEOPRENO se define como un material ortotrópico, el módulo de Young en la dirección axial es $E = 20000$ [t/m²] y en las otras direcciones es $E = 7000$ [t/m²], el coeficiente de Poisson es $\nu = 0,2$ y el resto de las propiedades son las definidas en el capítulo anterior.

3.4. ELEMENTOS

A continuación se describe la definición de cada elemento modelado en el programa computacional SAP2000 para realizar los distintos análisis del Viaducto Quebrada El Salto.

- Estribos: se modelan como apoyos simples debido a que se encuentran adheridos a la roca y para el efecto del resto de la estructura solo son un apoyo y en esta modelación no es relevante conocer sus características.
- Placas de apoyo de neopreno: como se explicó en el capítulo anterior, estas son diferentes para estribos y cepas. Sobre los estribos se definen las placas cuyo nombre es PLACE y sobre las cepas las placas denominadas como PLACC. Ambos se modelan como elementos frame a los que se les asignan las propiedades geométricas correspondientes, descritas en el capítulo anterior para cada tipo de apoyo y sus propiedades mecánicas, tales como Módulo de Corte, Módulo de Poisson, Módulo de Elasticidad, dadas por su material, el neopreno.
- Travesaños: estos se sitúan sobre las placas de apoyo en los estribos y cepas como vigas en dirección transversal de 11 [m.] de largo, se diseñan como vigas rectangulares y no como vigas T debido a que encima de ellas está la losa de hormigón armado que al unirse a ésta le da la forma de T, son de hormigón armado y las propiedades geométricas de los estribos y cepas son distintas. Por lo anterior, se definen dos travesaños y así, el llamado TRAVE se sitúa en ambos estribos, el TRAVC se asigna sobre cada cepa. Su material es CONC.
- Vigas metálicas: se definen tres tipos de vigas de acero estructural, lo que varía principalmente en ellas es su canto, una tiene un canto de 2.5 m y se sitúa al principio del tramo sur y al final de tramo norte, otra tienen un canto de 4.5 m y se sitúa sobre ambas cepas y la última tiene un canto de 3 m. y se ubica en el vano central. Además, se modelan otras cuatro vigas con canto variable, una de ellas empieza con 2.5 m de canto y termina con 4.5 m de canto y se ubica en la parte final del tramo sur, la siguiente empieza con 4.5 m de canto y termina con 3 m. de canto y se ubica al principio del vano central hasta empalmar con la viga de 3 m. de canto, la tercera se sitúa al final del vano central por lo que empieza con 3 m. de canto y termina con 4.5 m. de canto para conectarse con la viga apoyada sobre la cepa norte, y finalmente se modela una viga que se inicia con 4.5 m. de canto y termina con 2.5 m. para ser ubicada a continuación, es decir, al principio del tramo norte.

Todas se modelan como vigas en forma de I en vez de vigas cajón bicelular, y se aplican factores de modificación de las características para que las propiedades geométricas sean las mismas que las de una viga cajón . Su material es STEEL.

- Tablero: está constituido por losas definidas como elementos tipo Shell de un ancho de 11m. y un espesor de 55 cm. para que la masa sísmica sea la misma de la losa real de 21 m de ancho y 20 cm. de espesor, con la masa de las barreras y pavimento incluido. Se aplican factores de modificación para que la deformación de esta losa modelada sea la misma de la losa real apoyada cada 3.5 m. aproximadamente. Su material es CONC.

Como no interesa incluir la deformación de corte transversal, ésta se modela como placa-fina (no Thick Plate) y su comportamiento como Shell.

En SAP2000 a esta losa se le da el nombre de losa20 se ubica entre las vigas metálicas que es donde se apoya y se crean conexiones (BODY) para que las uniones entre las vigas y la losa sean rígidas.

- Cepas y fundaciones: Ambas cepas de hormigón armado se componen por dos columnas, una viga de fundación y las fundaciones, en este caso para simplificar el modelo se optó por modelar las fundaciones como apoyos y así, las columnas quedan empotradas y se omite la viga de fundación. Las columnas constan de dos elementos tipo frame de 2 m. de diámetro, se les asigna un elemento denominado como COLSS cuya armadura longitudinal son 48 barras de 25 mm de diámetro y la transversal es de estribos en espiral de diámetro de 16 mm. dispuestos cada 20 cm.

- Rótulas plásticas: se asignan rótulas acopladas PMM en los extremos de cada columna de ambas cepas, su largo es especificado como la mitad del diámetro de la columna (1 m.) pero el programa computacional después vuelve a calcular este largo. Además, automáticamente se calculan las características de las rótulas junto con su superficie de interacción tomando en cuenta las propiedades del elemento al que pertenecen y las solicitaciones en cada paso de tiempo.

3.5. MODELACIÓN

A continuación es posible observar imágenes de la modelación realizada. La Figura 3.3 muestra una vista general del modelo.

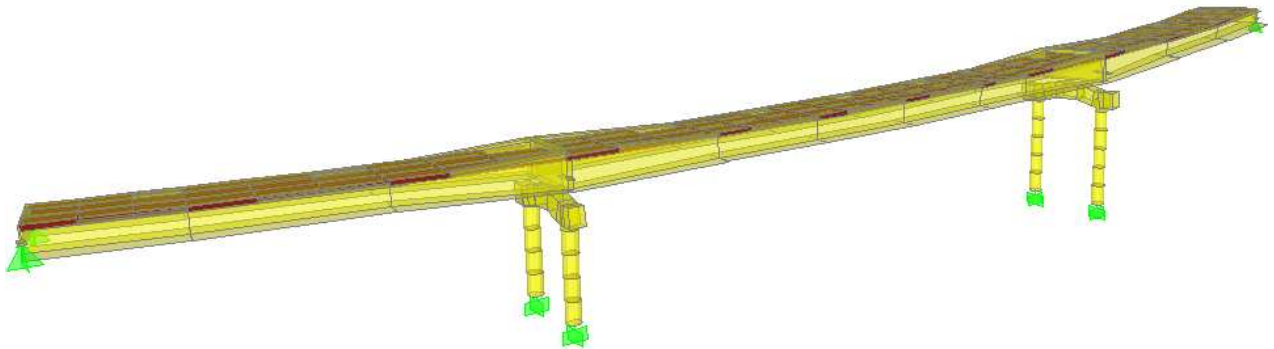


Figura 3.3. Vista general del modelo con elementos extruidos.

En la Figura 3.4 y 3.5 se indica cada elemento modelado del puente, además es posible observar las condiciones de apoyo de las cepas (empotradas) y de los estribos que son modelados como apoyos simples.

En la Figura 3.6 se observa la forma en que quedan modeladas las vigas metálicas.

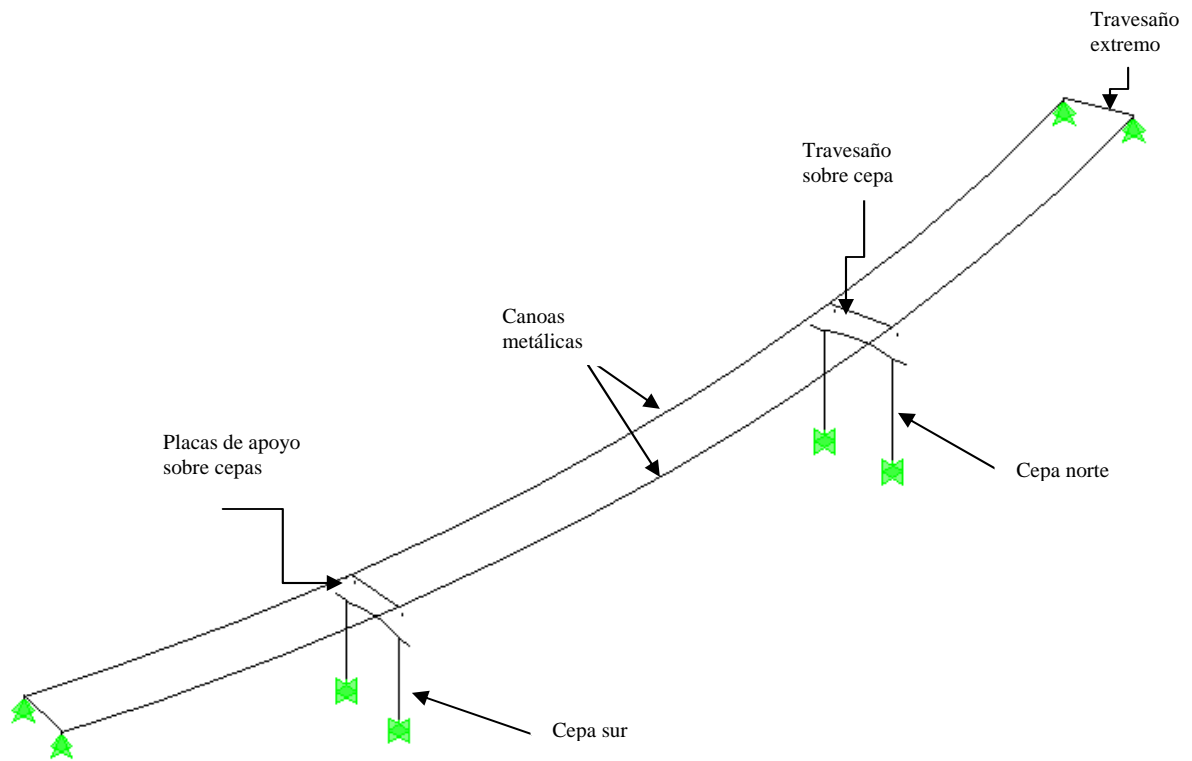


Figura 3.4. Vista de los elementos frame del modelo.

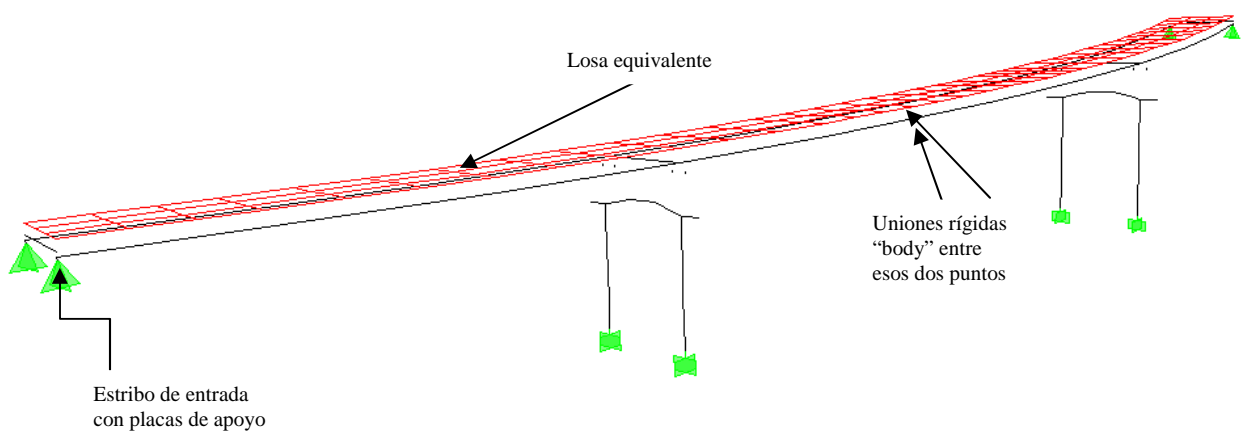


Figura 3.5. Vista de todos los elementos del modelo.

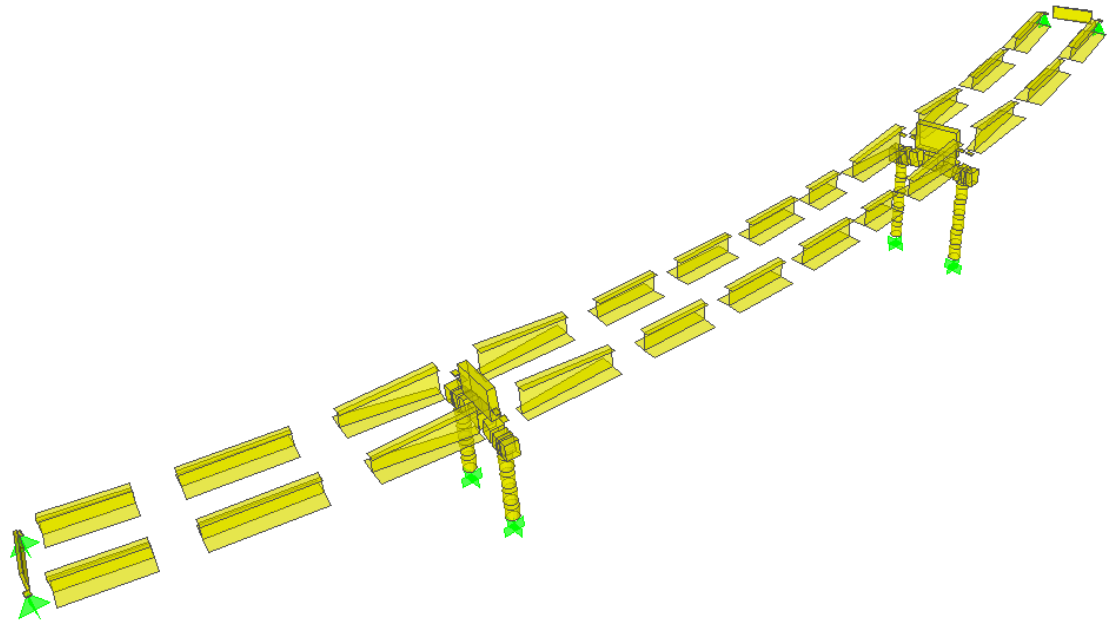


Figura 3.6. Modelación de las vigas metálicas de sección variable.

La losa se modela con un ancho de 11 m. en vez de los 21 m. que tiene en la realidad, pero se le asignan propiedades equivalentes para que tenga la misma deformación y masa de la losa real. Además se hacen conexiones en el borde de cada elemento Shell para que se puedan transmitir todos los esfuerzos entre ellos. En la Figura 3.7 se observa la modelación de la losa equivalente y en la Figura 3.8 la modelación de las cepas y placas de apoyo.

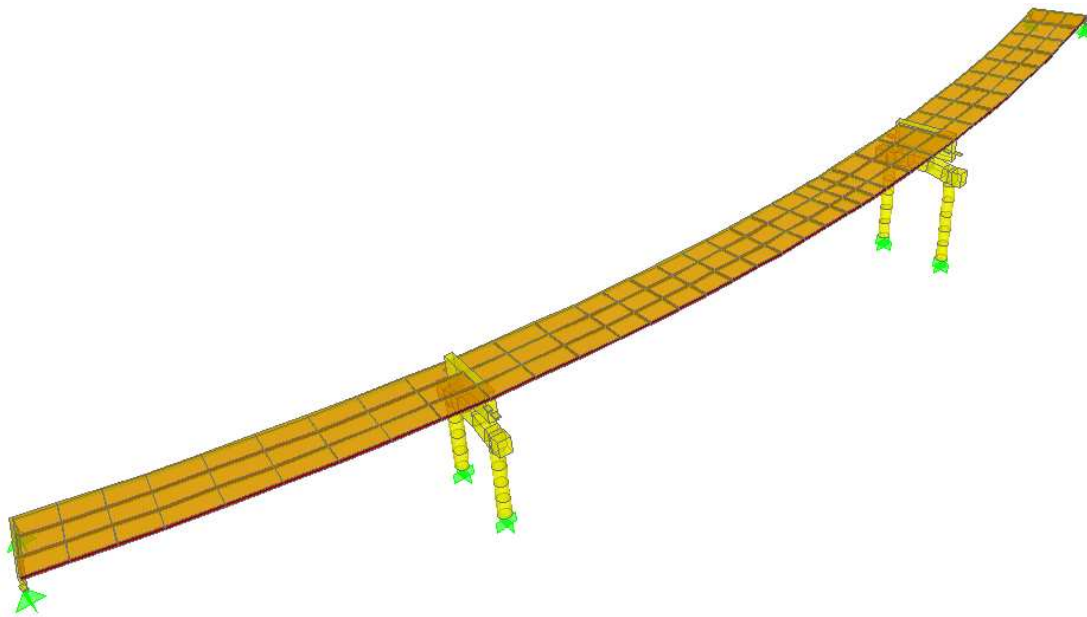


Figura 3.7. Modelación de la losa equivalente.

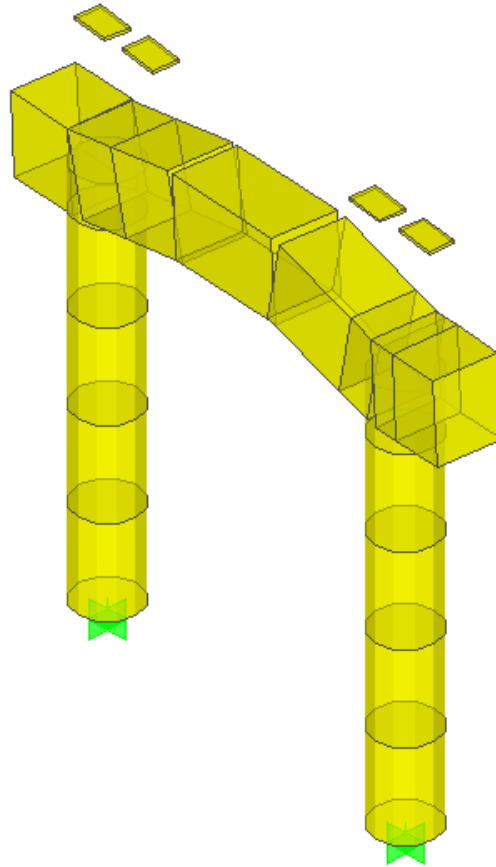


Figura 3.8. Modelación de cepas y placas de apoyo.

3.6. COMENTARIOS

El puente se modeló como un marco espacial tridimensional que representa en forma real la rigidez y efectos de inercia de la estructura, y tiene articulaciones y nodos con seis grados de libertad.

La superestructura se modeló con pequeños elementos Shell unidos en los bordes (con las restricciones de borde) para que se transmitan bien los esfuerzos y desplazamientos entre ellos, y así se aumenta la exactitud de los resultados.

Las cepas intermedias se modelaron como miembros de marcos espaciales, con nodos intermedios para que las cargas se distribuyan en más puntos y se ubicaron considerando su excentricidad con respecto al tablero.

Los apoyos elastoméricos modelados con elementos frame toman en cuenta todas las propiedades de diseño.

Todos los materiales se definieron con las propiedades reales, el acero y hormigón isotrópico y el neopreno ortotrópico. También en el hormigón se determinaron las curvas no lineales de tensión - deformación de forma automática a partir de las características del elemento utilizado para modelar las columnas de las cepas.

Las características de deformación de las rótulas plásticas representan adecuadamente su comportamiento post-elástico, ya que éstas se generaron automáticamente utilizando las propiedades del elemento del cual son parte y las curvas no lineales de tensión – deformación del hormigón.

La masa involucrada se calculó en forma automática con las dimensiones y pesos específicos de cada elemento. Dentro de las características de la losa se tomó en cuenta el peso del asfalto, medianas y defensa.

Como la mayor parte de la estructura es de hormigón armado, el amortiguamiento modal utilizado es de 5%. En el caso de un análisis por integración directa la matriz de amortiguamiento se calculó con una combinación lineal de las de masa y rigidez, cada un coeficiente determinado por un riguroso proceso de calibración.

Para el análisis transiente el sistema de aislación no se modeló usando las características de deformación no lineales, ya que esto se hace normalmente sólo en estudios teóricos. Además, sería necesario realizar ensayos que ofrezcan un mayor detalle de las curvas de histéresis del elemento utilizado como aislador.

En resumen, la modelación refleja la distribución real de rigidez y masa de la estructura. Además, el amortiguamiento usado según el tipo de análisis representa bien el amortiguamiento del puente en la realidad.

Se concluye que no debiera existir errores en los distintos análisis realizados que se deban a problemas de modelación.

CAPÍTULO 4: ESPECTROS Y ACELEROGRAMAS

4.1. INTRODUCCIÓN

A continuación se describen todos los registros y espectros utilizados para realizar los distintos análisis al viaducto estudiado en la presente memoria. Para poder compararlos y caracterizarlos se detallan algunos parámetros de los registros como son aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos, duración, magnitud del evento, etc.

Para comparar registros distintos desde el punto de vista de su potencialidad destructora habría que tener en cuenta la influencia de la aceleración máxima, de la duración en la zona de movimiento fuerte y de su contenido de frecuencias medido por la intensidad de cruces por cero.

Un parámetro esencial para caracterizar cada registro es el potencial destructivo P_D que fue definido por Araya y Saragoni (1984) y tiene por objetivo el discriminar entre acelerogramas de sismos que son capaces de producir daño real a las estructuras, de los que no producen daño y corresponden solo a temblores fuertes en los que las estructuras responden sin problema alguno.

Este parámetro considera en forma implícita la influencia simultánea de la aceleración máxima del suelo, la duración de la zona de movimiento fuerte y su contenido de frecuencias.

Debido a la importancia de este parámetro y de la destructividad de cada registro es que antes de describir los acelerogramas y espectros se presenta un resumen de lo que explican Saragoni, Holmberg y Sáez (1989) acerca de esto.

4.2. POTENCIAL DESTRUCTIVO

Se puede definir como destructividad de un terremoto a la capacidad de éste de producir daño. Este daño se puede traducir en fallas o puesta fuera de servicio de estructuras tales como edificios, embalses, puentes o fallas de suelos como deslizamientos, asentamientos o licuaciones.

La destructividad de los terremotos medida en término de requerimientos de ductilidad de osciladores elastoplásticos simples, depende esencialmente de la energía esperada y de la intensidad de cruces por cero, actuando ambos parámetros simultáneamente (Araya y Saragoni (1984)). Debido a ello, resulta erróneo explicar los efectos de los movimientos sísmicos sólo en base a la aceleración máxima del registro.

Araya y Saragoni definen el potencial destructivo de un acelerograma como:

$$P_d = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^{t_0} a(t)^2 dt}{v_0^2}$$

Donde:

P_d : potencial destructivo.

$a(t)$: acelerogramas (solo intervalo del movimiento fuerte).

g : aceleración de gravedad.

v_0 : intensidad de cruces por cero por segundo.

t_0 : duración del acelerograma.

O bien,

$$P_d = \frac{I_A}{v_0^2}$$

I_A : intensidad de Arias definida por Arias.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \cdot \int_0^{t_0} a(t)^2 dt$$

El potencial destructivo permite comparar satisfactoriamente los requerimientos de ductilidad de acelerogramas de movimientos sísmicos registrados en distintas zonas tectónicas del mundo.

Las frecuencias características o intensidades de cruces por cero explica la notable diferencia observada en el pasado en la destructividad de los sismos transcurivos (California) y las zonas subductivas (Chile y Perú).

Siguiendo los desarrollos de Arias puede formularse la existencia del tensor Potencial Destructivo:

$$[P] = \begin{bmatrix} P_{DXX} & P_{DXY} & P_{DXZ} \\ P_{DXY} & P_{DYY} & P_{DYZ} \\ P_{DXZ} & P_{DZY} & P_{DZZ} \end{bmatrix}$$

La traza de la matriz (o primer invariante del tensor) es invariante ante una rotación de coordenadas que deje el origen fijo. A esta invariante se le denominará Potencial Destructivo Total (P_D).

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^{t_0} a(t)_{jj}^2 dt}{v_{0,jj}^2}$$

En forma análoga a la intensidad de Arias, si se rota el sistema coordenado en torno al eje z, la suma $P_{DXX} + P_{DYY}$ es invariante, denominándose Potencial Destructivo Horizontal.

$$P_{Dh} = P_{DXX} + P_{DYY}$$

Arias sugiere el uso sólo de las componentes horizontales de la intensidad de Arias para el diseño, aduciendo que la mayor parte de la estructuras es más sensible a los movimientos horizontales de sus fundaciones que a los verticales.

En el trabajo de Saragoni, Holmberg y Sáez (1989) se establece una correlación entre el potencial destructivo horizontal y la intensidad de Mercalli Modificada (determinadas por Astroza y Mongue en los lugares en que se encuentran los instrumentos) para 80 acelerogramas del terremoto de Chile ($M_S=7.8$) de 1985 ($IMM=4.86+1.35\log_{10}(P_{Dh})$). Esta relación se compara con la obtenida para la totalidad de acelerogramas chilenos y norteamericanos ($IMM=4.56+1.50\log_{10}(P_{Dh})$).

Ambas relaciones se obtienen para los acelerogramas con $P_{Dh} > 20*10^{-4} \text{ g seg}^3$, debido a que este valor corresponde al límite inferior del daño real $IMM = 6.5$.

El potencial destructivo correlaciona satisfactoriamente con los daños reales observados y coincide con la relación obtenida para la totalidad de los registros de terremotos chilenos y norteamericanos.

El hecho que la fórmula de correlación del P_{Dh} con la IMM sea prácticamente la misma para los terremotos de Chile y E.E.U.U. indica, por una parte que el potencial destructivo es una medida única de destructividad independiente del tipo de terremoto, y por otra que existe una muy buena correlación entre la medida instrumental y el daño efectivo, cosa que no sucede con las otras medidas instrumentales.

De este estudio se concluye que los registros con $20*10^{-4} \text{ g seg}^3 < P_{Dh} < 60*10^{-4} \text{ g seg}^3$ producen daño moderado y los registros con $P_{Dh} > 60*10^{-4} \text{ g seg}^3$ están relacionados con daño real.

4.3. ACELEROGRAMAS DE DISEÑO

Se utilizarán para el análisis lineal y no lineal del viaducto conservadoramente dos acelerogramas, uno sintético creado por Andrés Larraín Contador y un registro del terremoto de Tarapacá 2005, ambos obtenidos en suelo duro y no roca dura, como es el caso del suelo de fundación del puente. A continuación se escriben ambos acelerogramas.

Además, para identificar de mejor manera los sismos de diseño se obtuvieron los potenciales destructivos de cada uno de ellos y sus aceleraciones máximas.

4.3.1. Registro sintético intraplaca

La profundidad focal del terremoto intraplaca sintético con epicentro en Santiago se ha estimado en 90 [km], valor que es consistente con la profundidad de la placa de Nazca y su espesor bajo Santiago.

El registro sintético intraplaca creado por Andrés Larrain Contador consta de una sola muestra, de tres componentes perpendiculares (Componente 1, Componente 2 y Componente vertical). Este registro fue elaborado en base a distintos terremotos intraplaca que han sucedido en Chile, y al que se le dio más importancia en este trabajo fue al terremoto de Chillán de 1939 debido a que es el terremoto de mayor magnitud de este tipo ocurrido en Chile. Dado que el terremoto de Chillán presentó una componente predominante sobre la otra, la Componente 1 fue considerada como componente principal y para ella fueron utilizadas las fórmulas de atenuación de Ruiz (2002) para parámetros de componentes horizontales, y la Componente 2 fue considerada algo menor a ésta.

A continuación se entregan algunas características de este registro:

- aceleración horizontal máxima, Componente 1: 1.00 [g]
- aceleración vertical máxima, Componente vertical: 0.783 [g]
- velocidad horizontal máxima, Componente 1: 48.38 [cm/s]
- velocidad vertical máxima, Componente vertical: 40.16 [cm/s]
- desplazamiento horizontal máximo, Componente 1: 15.58 [cm]
- desplazamiento vertical máximo, Componente vertical: 15.8 [cm]
- duración Componente 1: 58.3 [s]
- duración Componente 2: 57.27 [s]
- duración Componente vertical: 47.79 [s]
- v_0 Componente 1: 14.78 [cruces/s]
- P_D Componente 1: 74.38 [$g*s^3*0.0001$]
- v_0 Componente 2: 14.7 [cruces/s]

- P_D Componente 2: 49.732 [$g*s^3*0.0001$]
- v_0 Componente vertical: 20.3 [cruces/s]
- P_D Componente vertical: 31.167 [$g*s^3*0.0001$]

Con los datos anteriores, se obtiene:

$$P_{DH} = 124.112 [g*s^3*0.0001] > 60 [0.0001*g*s^3]$$

Es decir, este registro sintético es destructivo.

Dada la escasez de datos para lograr el presente acelerograma sintético con epicentro en Santiago, se sobreestimó algunos parámetros importantes para que el análisis de la estructura esté hecho por el lado de la seguridad, tales como:

- Se consideraron acelerogramas generados en suelo duro en lugar de roca dura, que es el caso donde se funda el viaducto.
- La aceleración máxima del suelo es un 15% mayor que la estimada por las fórmulas de atenuación, lo que tiene importantes implicancias en sobre solicitar la estructura.
- La energía total estimada para la componente 1 es un 4% mayor que la energía calculada a través de las fórmulas de atenuación, por lo cual otro parámetro importantísimo está por el lado seguro.
- Se está sobre estimando también los desplazamientos del suelo de la componente 1, siendo esta vez un 28% mayores.
- La duración del tiempo fuerte es bastante menor a lo que se espera para un sismo real, pero esto se hizo para concentrar mayor parte de la energía del registro en poco tiempo, suponiendo que el epicentro está justo debajo de la estructura, lo cual es perjudicial para ésta, pero muy favorable para un análisis que sea por el lado seguro.

- Los cruces por cero por esta razón pudieron haberse aumentado, pero no se hizo para que el terremoto quedara aún más destructivo.
- Dada la escasez de datos es imposible generar un registro intraplaca para una familia dada, ya sea compresional o tensional, pero algunos de los parámetros utilizados están basados en lo ocurrido en Chillán en 1939, evento tensional.

Las Figuras 4.1 a 4.3 muestran los acelerogramas de cada componente.

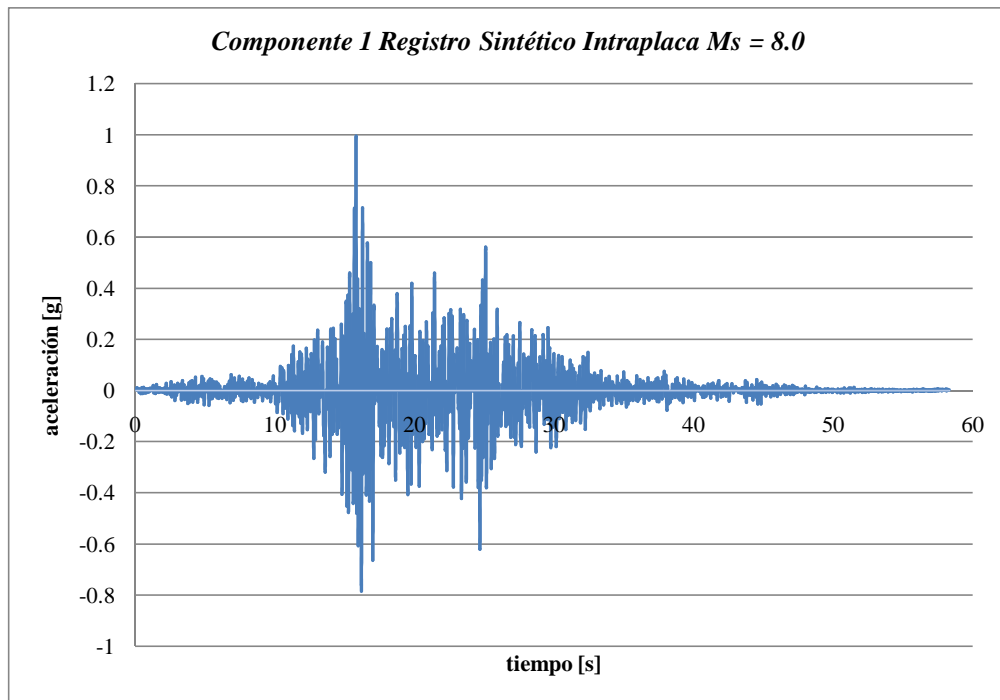


Figura 4.1. Acelerograma Componente 1.

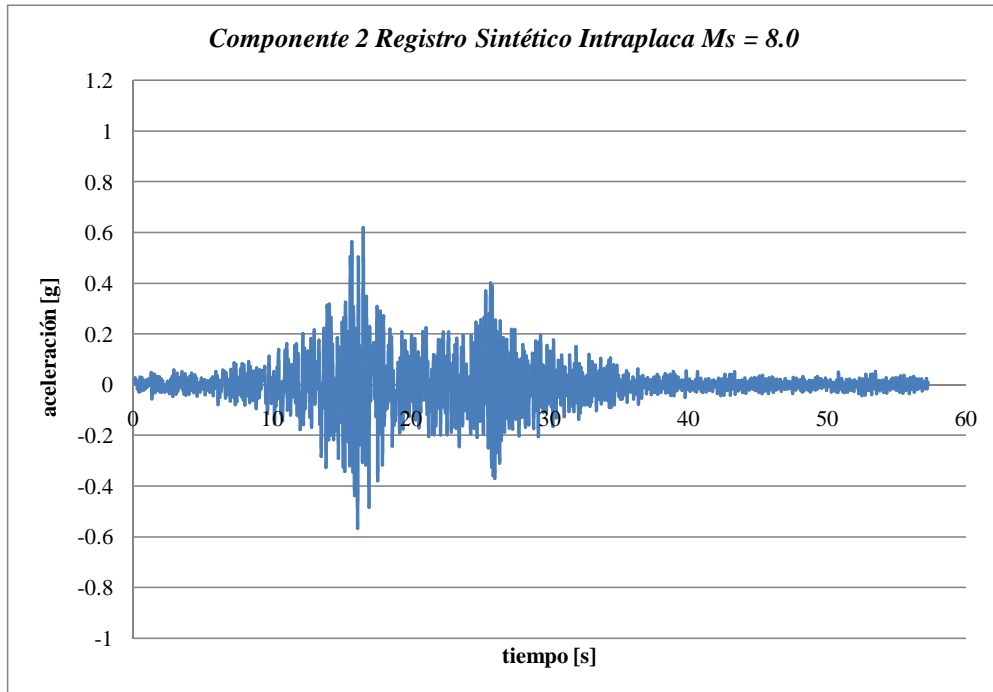


Figura 4.2. Acelerograma Componente 2.

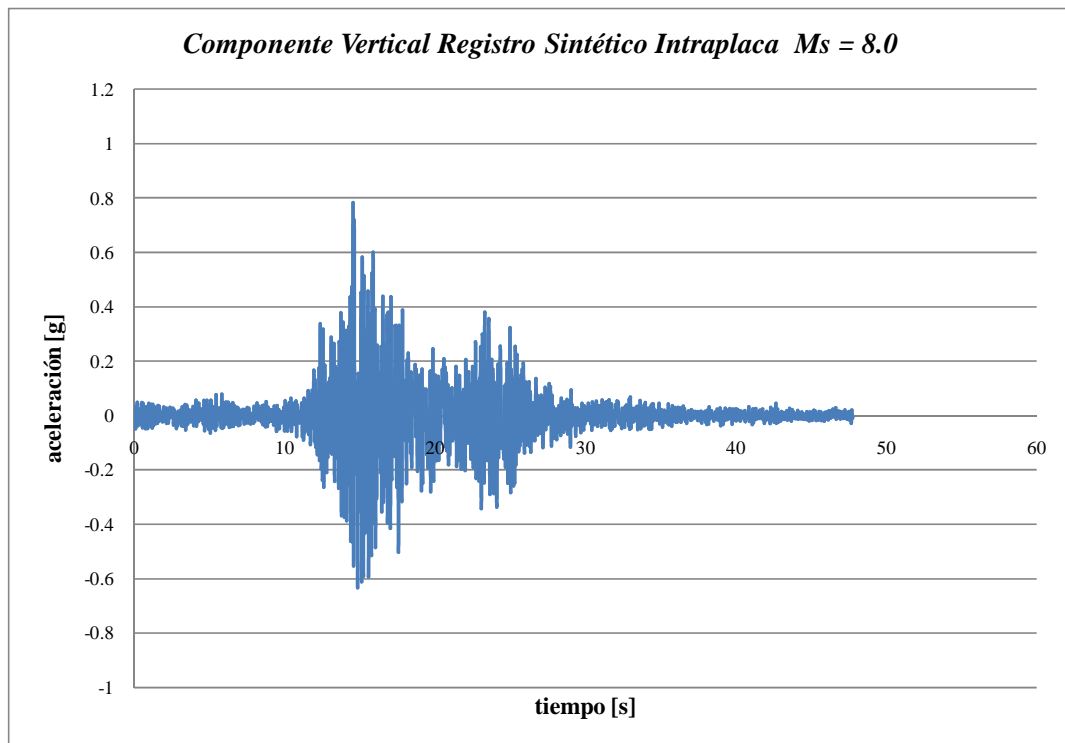


Figura 4.3. Acelerograma Componente vertical.

4.3.2. Acelerograma de Pica

El tipo de terremoto que puede ocurrir en Santiago es uno intraplaca de profundidad intermedia y como no se tienen registros en este lugar es necesario buscar uno intraplaca ocurrido en otra ciudad. Lo ideal es tener un registro con la mayor magnitud alcanzada posible y que se haya medido en roca o suelo duro. A continuación se presenta en la Tabla 4.1 los terremotos intraplaca registrados en suelo duro con sus correspondientes magnitudes, no existen registros en roca.

Terremoto	Fecha	Latitud [°]	Longitud [°]	H [km]	Ms
Central Chile	1945.09.13	33.20	70.50	100.0	7.1
La Ligua	1965.03.28	32.49	71.36	73.0	7.1
Central Chile	1967.09.26	33.50	70.67	81.2	5.6
Central Chile	1974.11.12	33.08	70.64	81.1	6.2
Central Chile	1981.11.07	32.24	71.47	56.1	6.7
Arica	1987.08.08	19.09	69.87	76.0	6.9
Punitaqui	1997.10.15	31.02	71.23	68.0	6.7
Tarapacá	2005.06.13	19.54	69.70	111.0	7.9

La mayor magnitud que puede tener un terremoto intraplaca es $M_s = 8.0$ y el terremoto que más se acerca a ese valor es el de Tarapacá 2005, por lo que ese es el elegido para analizar sísmicamente el Viaducto Quebrada El Salto. De todas maneras, este es registrado en suelo duro por lo que el análisis con este acelerograma será más conservador.

Las aceleraciones máximas registradas en cada una de las estaciones se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla N° 4.2: Aceleraciones máximas registradas sin corregir 13 de Junio de 2005 [10]								
Localidad	Estación	Azimut	Aceleraciones máximas [g]					
Arica (I Región)	2-Etna	0	NS	0.171	V	0.130	EW	0.208
	3-SMA-1	140	Long.	0.187	V	0.157	Trans.	0.165
	4-SMA-1	60	Long.	0.161	V	0.077	Trans.	0.161
Poconchile (I Región)	1-Etna	0	NS	0.326	V	0.222	EW	0.389
	2-SMA-1	170	Long.	0.311	V	0.206	Trans.	0.271
Putre (I Región)	SMA-1	80	Long.	0.089	V	0.068	Trans.	0.102
Cuya (I Región)	SMA-1	210	Long.	0.427	V	0.254	Trans.	0.447
Piragua (I Región)	2-SMA-1	210	Long.	0.303	V	0.286	Trans.	0.435
Iquique (I Región)	1-Etna	0	NS	0.264	V	0.255	EW	0.252
	2-SMA-1	270	Long.	0.216	V	0.114	Trans.	0.195
	3-SMA-1	270	Long.	0.242	V	0.157	Trans.	0.276
Pica (I Región)	Etna	0	NS	0.567	V	0.792	EW	0.723
El Loa (I Región)	SMA-1	343	Long.	0.115	V	0.052	Trans.	0.098
Tocopilla (II Región)	1-Etna	0	NS	0.067	V	0.038	EW	0.051
Mejillones (II Región)	Etna	0	NS	0.020	V	0.016	EW	0.021
Calama (II Región)	Etna	0	NS	0.068	V	0.040	EW	0.075

Luego, el registro con mayor aceleración es el de Pica y por lo tanto, ese es el elegido.

A continuación se entregan algunas características de este registro:

- aceleración horizontal máxima, dirección NS: 0.57 [g]
- aceleración horizontal máxima, dirección EW: 0.72 [g]
- aceleración vertical máxima: 0.79 [g]
- velocidad horizontal máxima, dirección NS: 26.4 [cm/seg]
- velocidad horizontal máxima, dirección EW: 38.3 [cm/seg]
- velocidad vertical máxima: 16.8 [cm/seg]
- desplazamiento horizontal máximo, dirección NS: 3.2 [cm]
- desplazamiento horizontal máximo, dirección EW: 8.1 [cm]
- desplazamiento vertical máximo: 1.6 [cm]
- duración Componente NS: 252 [s]
- duración Componente EW: 252 [s]
- duración Componente vertical: 252 [s]
- v_0 Componente NS: 20.353 [cruces/s]
- P_D Componente NS: 48.009 [g*s³*0.0001]
- v_0 Componente EW: 20.246 [cruces/s]
- P_D Componente EW: 34.003 [g*s³*0.0001]

- v_0 Componente vertical: 27.857 [cruces/s]
- P_D Componente vertical: 15.055 [$g*s^3*0.0001$]

Con los datos anteriores, se obtiene:

$$P_{DH} = 82.012 [g*s^3*0.0001] > 60 [0.0001*g*s^3]$$

Es decir, este registro de Pica es destructivo.

Las Figuras 4.4 a 4.6 muestran los acelerogramas de cada componente.

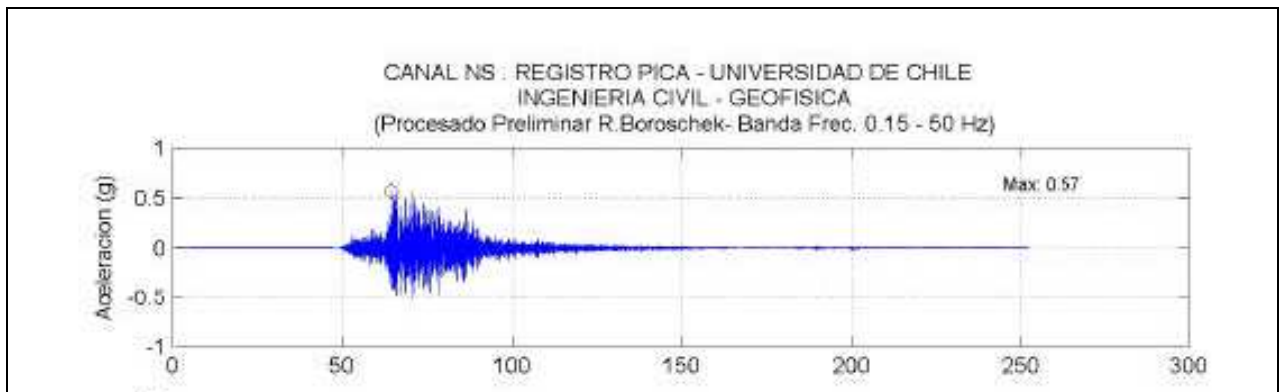


Figura 4.4: Acelerograma Componente NS, RENADIC-UCh.

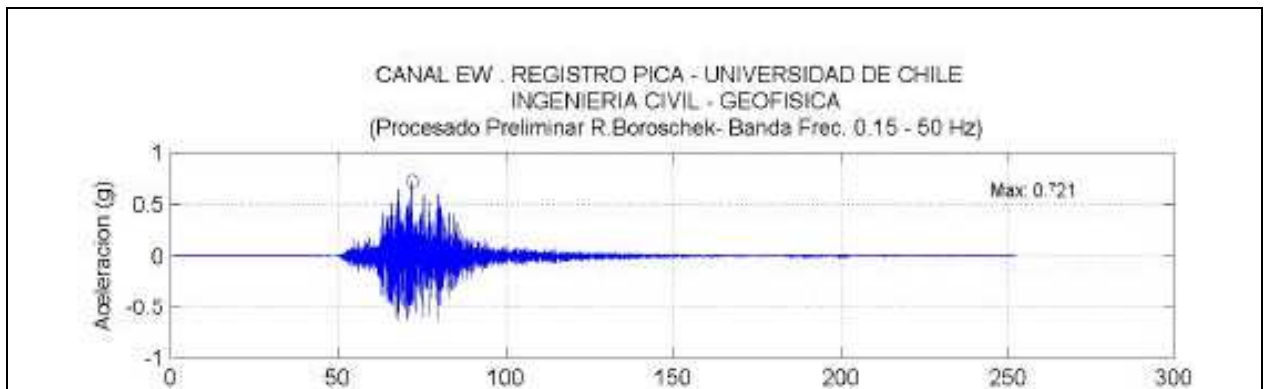


Figura 4.5: Acelerograma Componente EW, RENADIC-UCh.

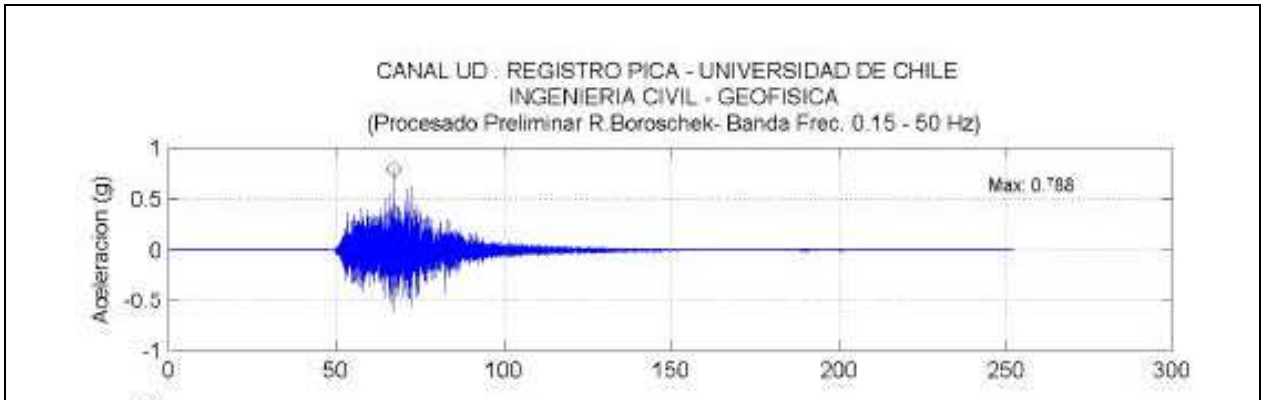


Figura 4.6: Acelerograma Componente vertical, RENADIC-UCH.

4.4. ESPECTROS

El espectro de respuesta es la herramienta básica para evaluar la demanda sísmica o la acción sísmica sobre estructuras civiles. A continuación se presentan los espectros utilizados para realizar los análisis modales espectrales.

4.4.1. Espectro de respuesta del Manual de Carreteras

El valor espectral de aceleración absoluta correspondiente al modo “m”, $S_a(T_m)$, se obtendrá del siguiente espectro de aceleración de diseño:

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T_m^{2/3}} & T_1 < T_m \end{cases}$$

Donde T_m es el periodo del modo m, K_1 está definido en la Tabla 4.3 (Tabla 3.1004.309(1).A del Manual de Carreteras), T_1 y K_2 en la Tabla 4.4 (Tabla 3.1004.309(2).A del Manual de Carreteras).

Además, A_0 es la aceleración efectiva máxima del suelo y se determina de la Tabla 4.5 (Tabla 3.1004.302.A del Manual de Carreteras) de acuerdo a la zonificación sísmica de Chile, que es igual a la considerada por la norma NCh.433. Of.96, Diseño Sísmico de Edificios.

S es un coeficiente de suelo que permite incorporar el efecto del suelo en los coeficientes sísmicos y espectros de diseño. Sus valores se indican en la Tabla 4.6 (Tabla 3.1004.308.A del Manual de Carreteras).

Tabla N° 4.3: Coeficiente de Importancia K_1

CI=I	$K_1=1.0$
CI=II	$K_1=0.8$

Tabla N° 4.4: Constantes Espectrales T_1 y K_2

Suelo Tipo	T_1 [seg]	K_2
I	0.20	0.513
II	0.30	0.672
III	0.70	1.182
IV	1.10	1.589

Tabla N° 4.5: Aceleración efectiva máxima del suelo

Zona Sísmica	A_0	A_0'
1	0.20 g	0.20
2	0.30 g	0.30
3	0.40 g	0.40

Tabla N° 4.6: Coeficiente del Suelo (S)

Tipo de Suelo	S
I	0.9
II	1.0
III	1.2
IV	1.3

La estructura en estudio está dentro de la clasificación de puentes y estructuras esenciales, por lo que CI=1 y, por lo tanto, de la Tabla 4.3 se obtiene que $K_1 = 1.0$.

Se encuentra fundado sobre suelo tipo I, pero para que el análisis sea más conservador y además, comparable al realizado con los acelerogramas registrados sobre suelo duro, se asumirá que el suelo de fundación es tipo II, entonces de la Tabla 4.4 resulta $T_1 = 0.30$ [seg] y $K_2 = 0.672$, y de la Tabla 4.6 $S = 1.0$. De estos parámetros se obtendrá un espectro que induce mayores sollicitaciones en la estructura que un espectro elaborado para suelo tipo I.

El puente se ubica en la ciudad de Santiago, es decir, en la zona sísmica 2 y $A_0 = 0.30$ g.

De todos los datos anteriores se puede obtener el Espectro de Aceleración de Diseño del Manual de Carreteras (EMC) que se muestra en la Figura 4.7.

Según las combinaciones de carga para la componente 1 se utiliza el 100% del espectro, para la componente 2 se usa el 30% del EMC y para la componente vertical el 70%.

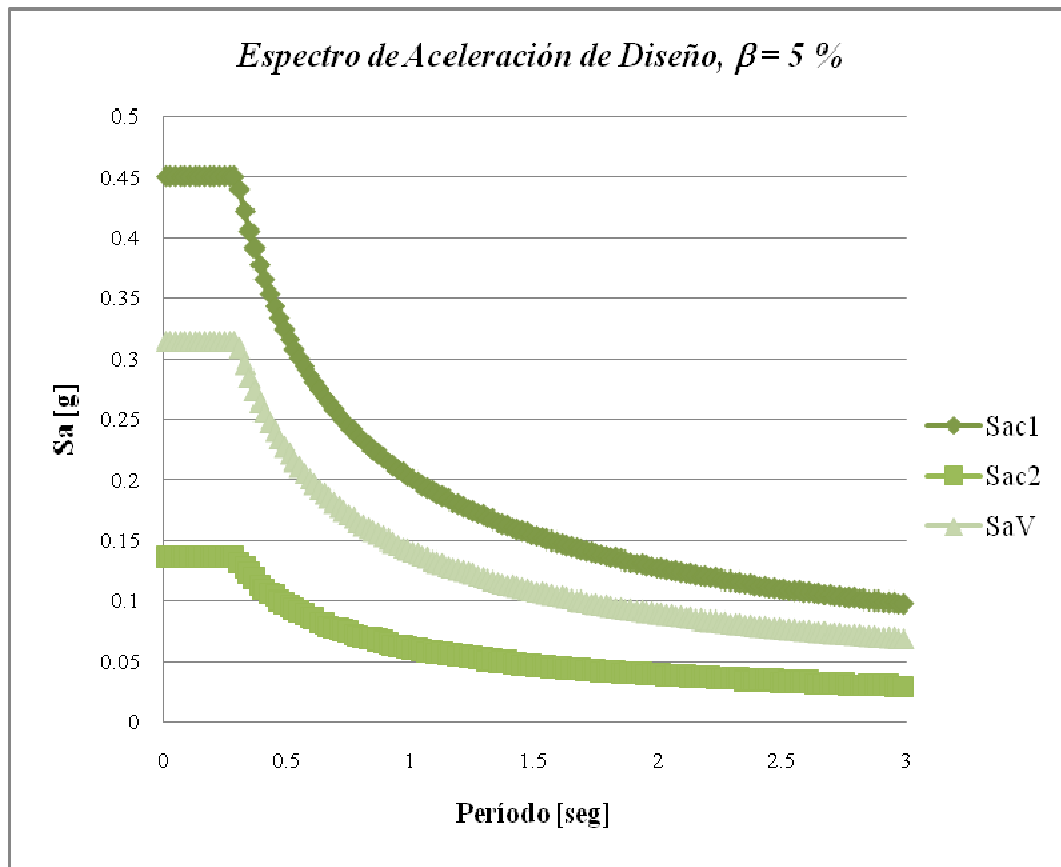


Figura 4.7. Espectro de Aceleración de Diseño, Manual de Carreteras.

En la Figura 4.8 se grafica el EMC con suelo tipo I y con suelo tipo II para demostrar que es mucho más conservador realizar un análisis aplicando el EMC obtenido para el suelo tipo II.

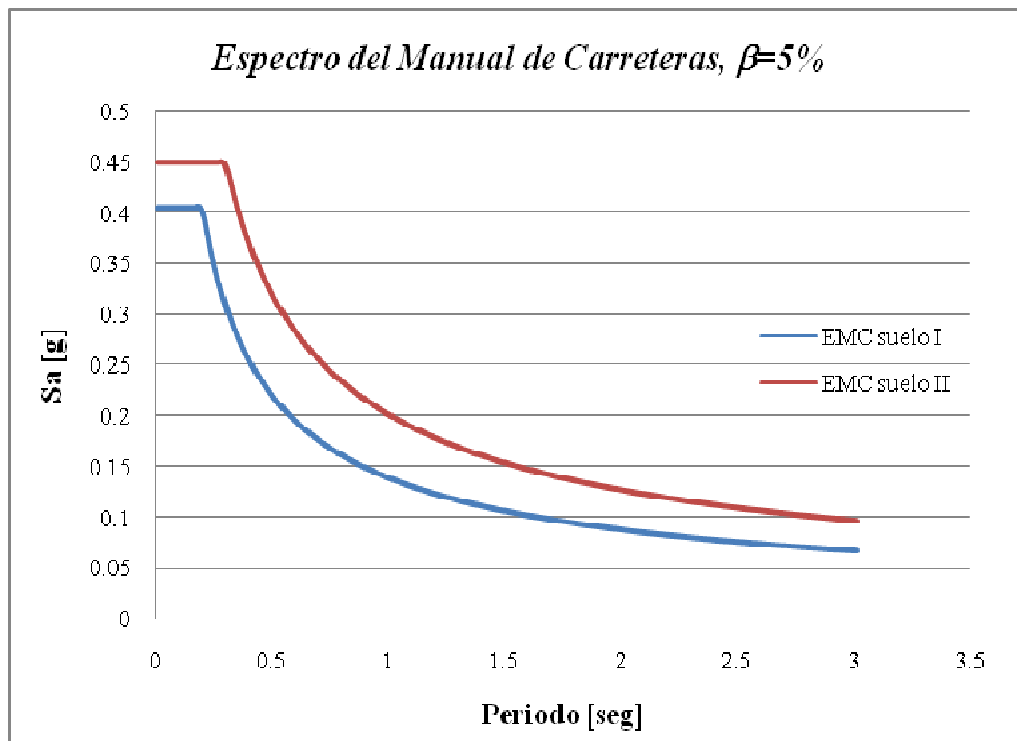


Figura 4.8. Comparación de los EMC obtenidos con suelo I y suelo II.

4.4.2. Espectro de respuesta del acelerograma de Pica

Los espectros de repuesta de un oscilador viscoelástico con una razón de amortiguamiento crítico de 5% se presenta en la Figura 4.9. Se puede apreciar que la demanda horizontal del movimiento presenta altas demandas (4g) en la banda de períodos de 0.15 a 0.35 segundos. En la vertical esta banda está centrada en los 0.1 segundos. La alta frecuencia de los registros explica las altas aceleraciones y relativos bajos desplazamientos. Este registro, debido a estas características y a su fuerte componente vertical, genera una alta demanda en estructuras rígidas y justifica parcialmente el daño en estructuras bajas de adobe o mampostería de piedra.

Debe tenerse en cuenta, no obstante los altos valores, que los acelerogramas de Pica no fueron obtenidos en el epicentro del terremoto de Tarapacá 2005, por lo que los valores en el epicentro debieran ser mayores.

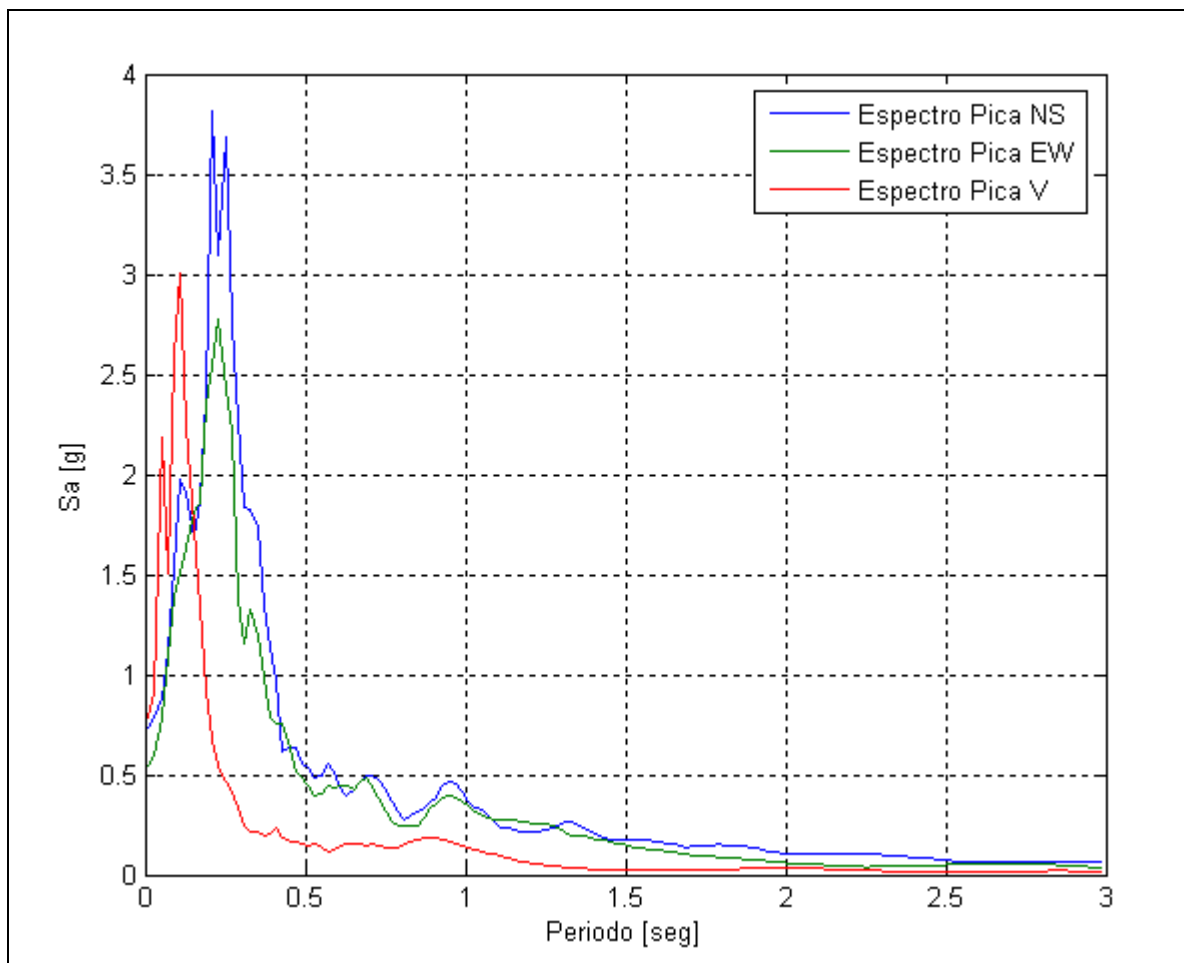


Figura 4.9. Espectro de Respuesta para $\beta=5\%$, Acelerograma de Pica, 2005.

4.4.3. Espectro de respuesta del registro sintético intraplaca

El mayor número de cruces por cero de los sismos intraplaca trae consigo implicancias directas sobre el espectro de respuesta de una estructura lineal. Al aumentar el contenido de frecuencias del acelerograma, se desplaza el peak del espectro de aceleraciones absolutas hacia periodos menores y así, el espectro decaería antes que el espectro interplaca, lo que es benéfico para estructuras de períodos mayores, puesto que la demanda de aceleraciones espectrales producidas por un evento intraplaca de profundidad intermedia serían menores a las de un evento interplaca. Esto es lo que sucede con este espectro, la demanda horizontal del movimiento presenta altas demandas (1.4g) en la banda de períodos de 0.04 a 0.3 segundos. En la vertical esta banda está centrada en los 0.05 segundos.

En la figura 4.10 se muestra lo descrito arriba.

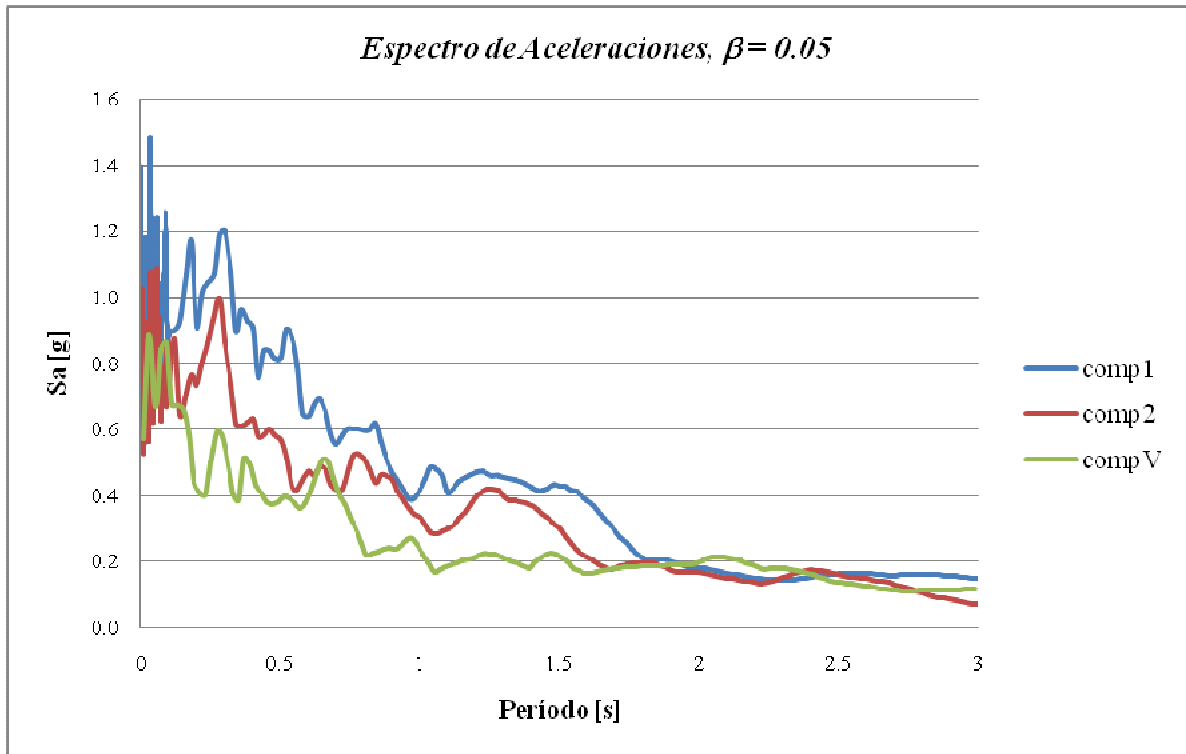


Figura 4.10. Espectro de Respuesta para $\beta=5\%$, Registros sintéticos.

4.4.4. Comparación de los espectros

Según las recomendaciones dadas en el capítulo anterior con respecto a los espectros, éstos deberían tener todas sus ordenadas mayores al 80 % de las del espectro de referencia. Para determinar si se cumple esta recomendación a continuación en la Figura 4.11 se compara el 80% del espectro de referencia (Espectro del Manual de Carreteras) con los espectros de las componentes horizontales de los registros mencionados durante el presente capítulo.

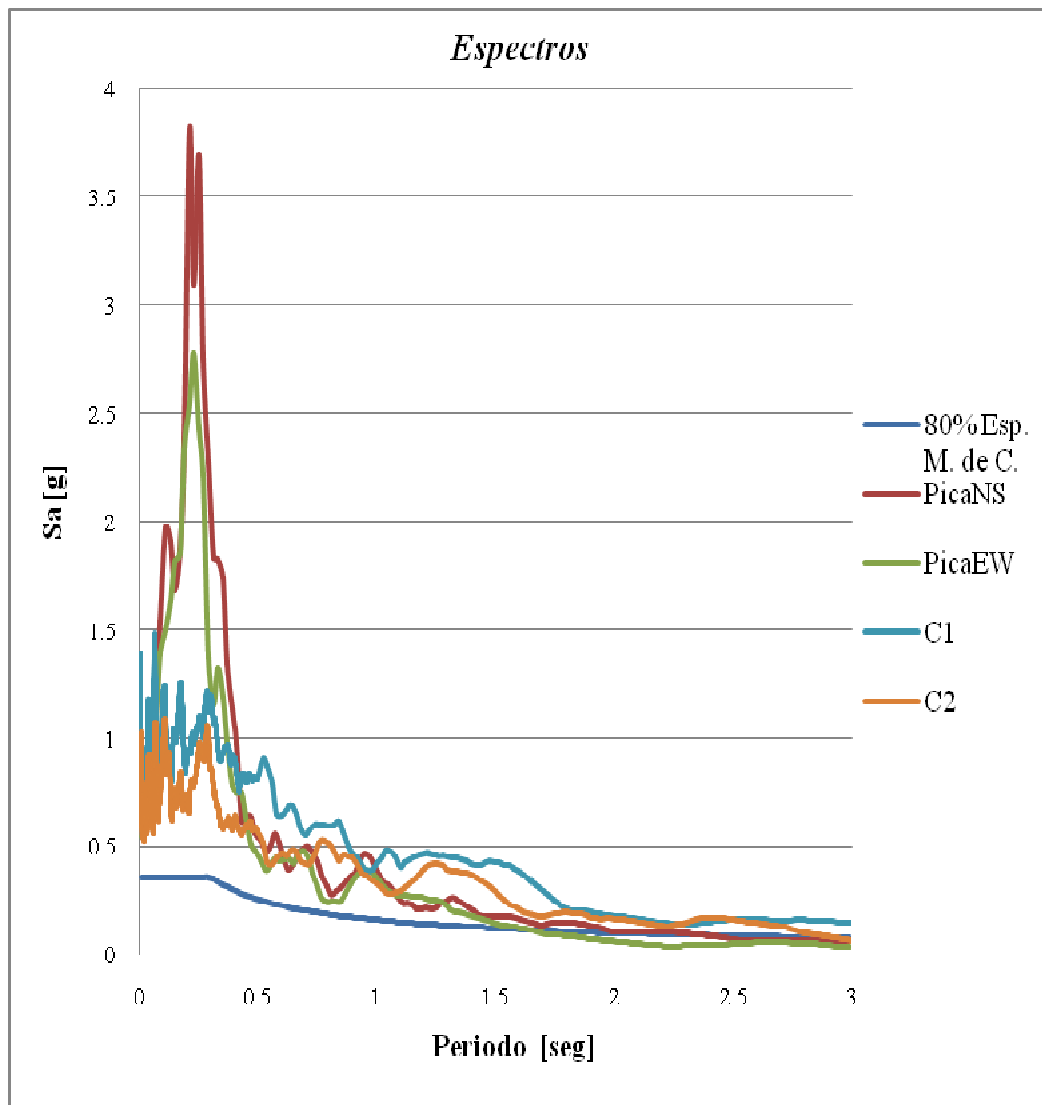


Figura 4.11. Comparación de espectros.

Todos los espectros, por lo menos para periodos bajos, tienen sus ordenadas alrededor de 3 o 4 veces mayores que el espectro. Es por esto que en algunos casos, se utiliza un factor de reducción por mecanismo del terremoto, R_T (Calcagni y Saragoni, 1988), el cual fue estimado por Calcagni (1988) dividiendo el espectro elástico medido en Viña del Mar para el sismo de 1985, componente N20°W, para una razón de amortiguamiento de $\beta = 5\%$, por el espectro de la norma NCh433. Of.72, considerando suelo tipo II con $T_0 = 0.3$ [seg]. El valor promedio de este parámetro encontrado por Calcagni (1988) es de 10.39 y para este caso, no es relevante ocuparlo ya que los periodos mayores son los que interesan y en ellos, los valores de todos los espectros son similares. Es importante que este parámetro sea usado para el análisis de edificios, los cuales generalmente tienen mucho menores que los de los puentes. Si se utiliza R_T para los espectros

observados recién las solicitaciones en el puente serían mucho menores que las del espectro del Manual de Carreteras. Por lo tanto, los espectros se comparan sin ninguna reducción.

El único espectro que no cumple con la recomendación mencionada es el de la componente EW del registro de Pica, pero como es el evento de este tipo de mayor magnitud registrado en Chile, es prácticamente imposible encontrar un registro real cuyo espectro sea mayor a éste. El registro de Pica debe usarse en este análisis ya que, a pesar de que es posible crear más espectros sintéticos, es necesario contar por lo menos con un análisis realizado con registros de terremoto del tipo esperado en el lugar de emplazamiento del viaducto.

4.5. COMENTARIOS

Para realizar los distintos análisis al modelo se seleccionaron dos registros, uno real y otro sintético, cada uno con sus tres componentes del movimiento del suelo (dos horizontales y una vertical), debido a que fue difícil conseguir otro registro y para este estudio se considera que con éstos es suficiente.

La duración (cerca de un minuto para el registro sintético y alrededor de 4 minutos para el registro real), la magnitud ($M_s=8.0$ y $M_s=7.9$ respectivamente), y otras características son consistentes con las de la fuente del terremoto de diseño.

Las aceleraciones máximas de ambos registros son del mismo orden, aunque las del registro sintético son un poco mayores que las del registro de Pica.

Los desplazamientos máximos horizontales del registro de Pica en una dirección son 5 veces menores y en la otra 3 veces menores que las del registro sintético.

El potencial destructivo permite comparar satisfactoriamente los requerimientos de ductilidad de acelerogramas de movimientos sísmicos registrados y al calcular este parámetro para los registros en estudio se determina que ambos son destructivos. Además, el potencial destructivo horizontal del registro sintético es alrededor de 1.5 veces mayor que el potencial destructivo horizontal del registro de Pica.

Por todo lo anterior, es posible deducir que al realizar los análisis las solicitaciones serán mayores con el registro sintético y los desplazamientos aún mayores para éste que para el registro de Pica.

Claramente, los espectros de ambos registros para periodos pequeños tienen ordenadas mucho mayores que el espectro del Manual de Carreteras, para periodos cercanos a 2 segundos las ordenadas de todos los espectros tienen valores parecidos siendo un poco mayores las del espectro del registro sintético.

A pesar de que una de las componentes del registro de Pica no cumple con la recomendación de que las ordenadas de su espectro sean mayores a las del 80% del espectro del Manual de Carreteras, éste se utilizará de todas formas en los análisis debido a que es el mayor evento registrado en Chile del tipo que se necesita. Además, todos los análisis que se realicen con los espectros de los acelerogramas de Pica y sintético serán conservadores ya que el suelo de fundación del viaducto es roca y no suelo duro, que es donde se registran ambos.

En el capítulo que se presenta a continuación estos espectros se comparan teniendo en cuenta el valor del periodo fundamental del puente.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISIS MODAL

El análisis modal, de donde se obtienen los periodos fundamentales en cada dirección, es realizado con vectores de Ritz debido a que pueden proveer una mejor base que los vectores propios cuando se utilizan como una base de superposición modal en los análisis de espectro de respuesta o en el tiempo.

Para que fuera calculada por lo menos el 90% de la masa modal fue necesario considerar 80 modos en este análisis. En el anexo A se detallan los periodos con sus respectivas masas modales, a continuación solo se presentan los modos con mayor masa modal participante.

Tabla N° 5.1: Periodos en cada dirección

Modo Número	Periodo	UX	UY	UZ
	[seg]			
1	2.1470	0.9137	0.0003	0.0000
2	1.6546	0.0043	0.7442	0.0000
8	0.5701	0.0000	0.0000	0.3079

Para entender cual debiera ser el comportamiento de la estructura ante los distintos registros y espectros es que se muestran los siguientes gráficos.

En la Figura 5.1 se observan los espectros que se debieran aplicar en la dirección longitudinal y se indican los valores que debiera tomar cada uno de ellos para el periodo fundamental del puente en esta dirección.

En la Figura 5.2 se observan los espectros que se debieran aplicar en la dirección transversal y se indican los valores que debiera tomar cada uno de ellos para el periodo fundamental del puente en esta dirección.

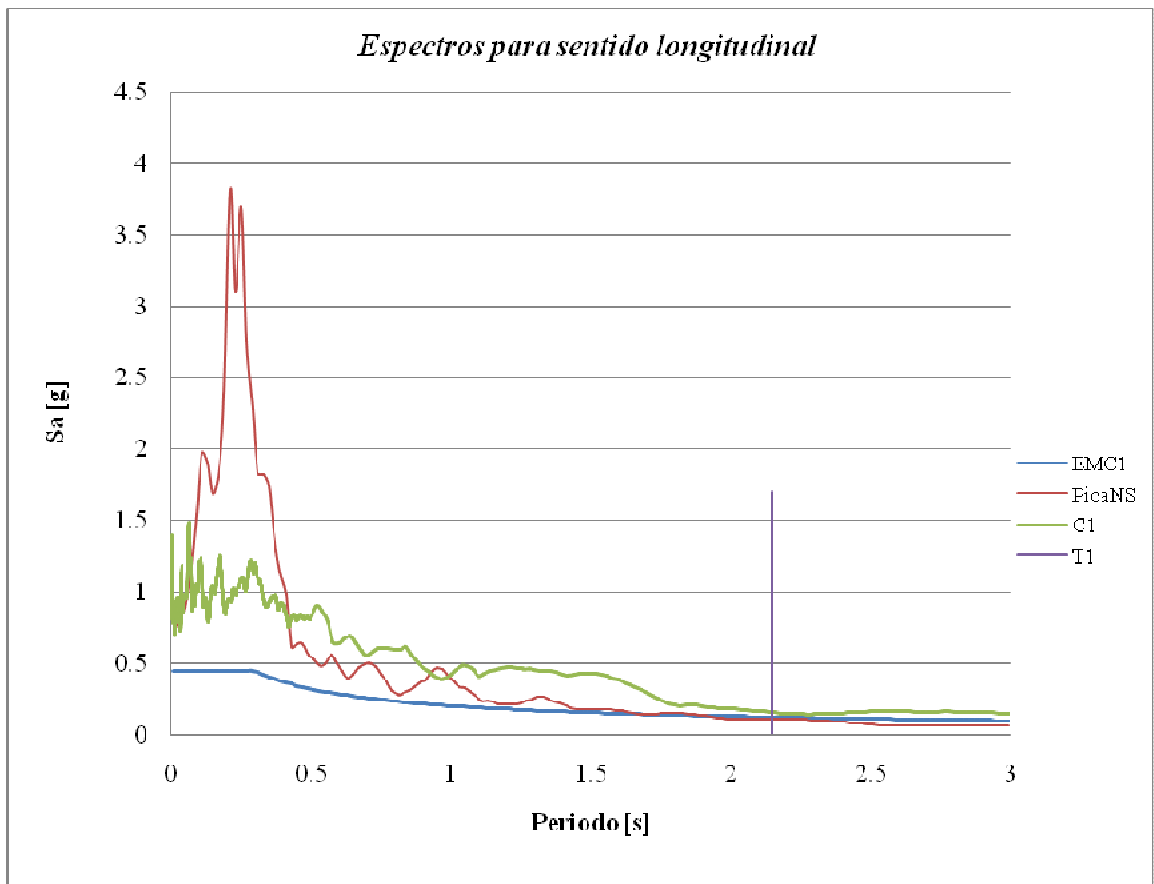


Figura 5.1. Espectros aplicados en la dirección longitudinal

De la Figura 5.1 se puede determinar que para el periodo indicado todos los espectros toman valores parecidos, siendo mayor el valor del espectro del registro sintético (C1), seguido por el del espectro del Manual de Carreteras (EMC1) y solo un poco menor a este es el valor para el espectro del registro de Pica (PicaNS).

Esto lleva a inferir que en el sentido longitudinal los esfuerzos serán mayores siempre para los análisis hechos con el registro sintético y, menores a éste y muy parecidos entre ellos los esfuerzos en esta dirección para los análisis con el registro de Pica y el espectro del Manual de Carreteras.

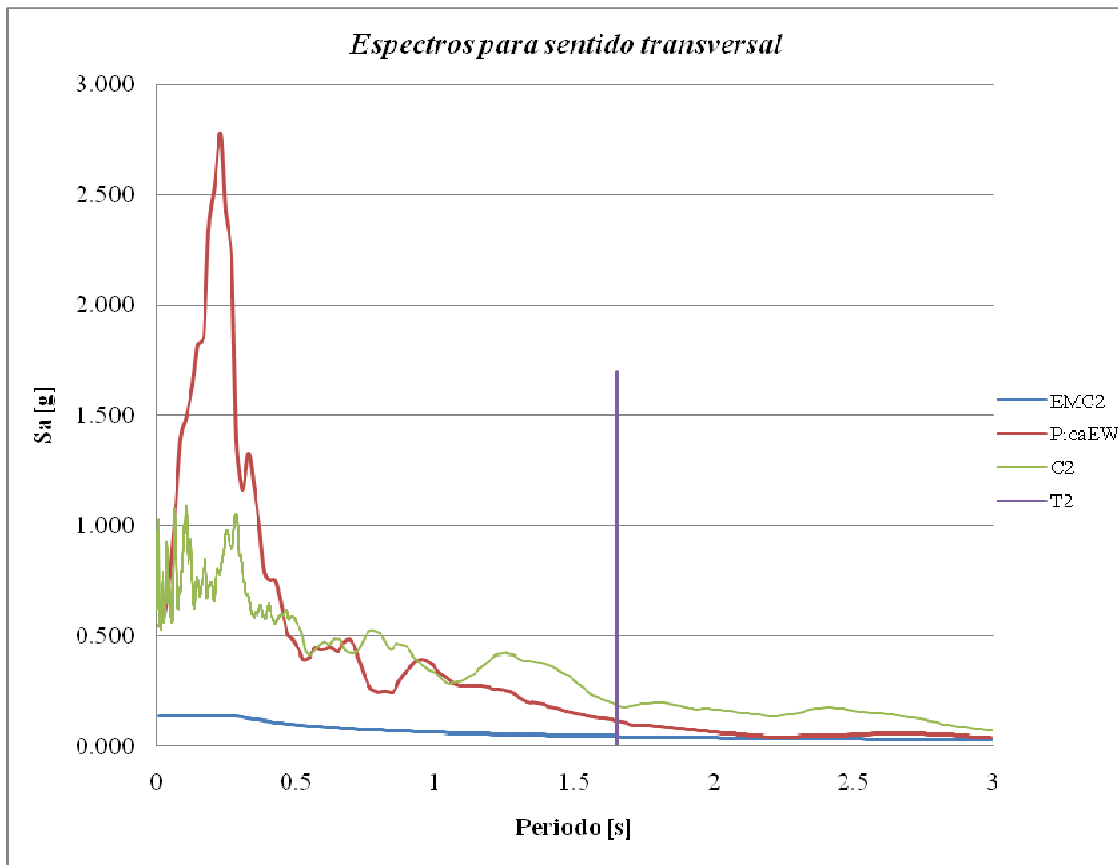


Figura 5.2. Espectros aplicados en la dirección transversal

De la Figura 5.2 se puede determinar que para el periodo indicado todos los espectros toman valores distintos, siendo mayor el valor tomado por el espectro del registro sintético (C2), seguido por el del espectro del registro de Pica (PicaEW) y aún menor el valor para el espectro del Manual de Carreteras (EMC2). Cabe destacar que al hacer las combinaciones respectivas, en este sentido el espectro del Manual de Carreteras es escalado por 0.3, por eso es tan grande la diferencia en este caso.

Esto lleva a inferir que en el sentido longitudinal los esfuerzos serán mayores siempre para los análisis hechos con el registro sintético, menores a los esfuerzos en esta dirección para los análisis con el registro de Pica y mucho menores los esfuerzos en esta dirección para el análisis con el espectro del Manual de Carreteras.

En conclusión, al realizar las combinaciones de los esfuerzos en ambas direcciones, éstos siempre serán mayores para los análisis con el registro sintético y menores para el análisis con el

espectro del Manual de Carreteras. Los valores intermedios serán para los análisis con el registro de Pica.

Según las recomendaciones dadas en el capítulo 3 con respecto a los espectros, el promedio de los espectros de sus componentes horizontales debieran tener todas sus ordenadas entre el periodo del puente sin aislar y 1.2 veces el periodo del puente aislado mayores al 95% de las del espectro de referencia. En este caso, como espectro de referencia se tomó el promedio de las dos componentes horizontales del espectro del Manual de Carreteras (recordar que una de las componentes es el 30% del espectro calculado según el Manual de Carreteras).

Para determinar si se cumple la recomendación planteada, a continuación se observa la Figura 5.3 en donde se compara el 95% del espectro de referencia (Espectro del Manual de Carreteras) con el promedio de los espectros de las componentes horizontales de los registros utilizados.

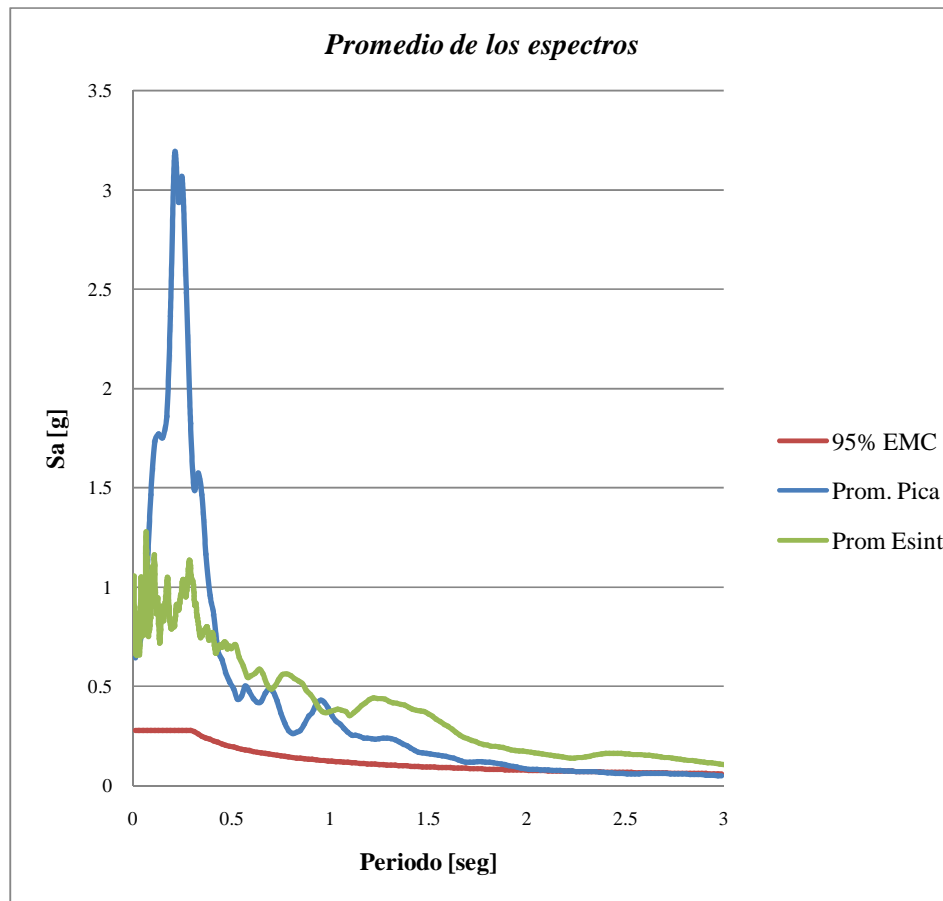


Figura 5.3. Comparación de promedios de espectros

Claramente, el registro sintético cumple con la recomendación dada ya que el promedio de sus espectros siempre tienen ordenadas mayores al 95% de las del Manual de Carreteras.

El promedio de los espectros del registro de Pica, a partir de los 2 segundos tienen ordenadas muy parecidas al mínimo requerido, éstas en un periodo de alrededor de 2.5 segundos (1.2 veces el promedio fundamental del puente aislado) empiezan a disminuir y son prácticamente iguales a las del 95% del espectro de referencia.

En conclusión, ambos espectros cumplen con la recomendación mencionada y es posible utilizarlos para los análisis siguientes.

5.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

5.2.1. Resultados con el Espectro del Manual de Carreteras (MDC)

Para realizar este y los próximos análisis el movimiento longitudinal se aplica a lo largo de la cuerda que une los dos estribos, el movimiento transversal en la dirección perpendicular a ésta y también se aplica movimiento en dirección vertical.

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas. Para éste análisis se crearon dos combinaciones:

- **SISLON:** cuando se combina el 100% de la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro del Manual de Carreteras en la dirección longitudinal, con el 30% de la respuesta al aplicarlo en la dirección transversal y el 70% de la respuesta cuando se aplica en la dirección vertical.
- **SISTRAN:** cuando se combina el 100% de la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro del Manual de Carreteras en la dirección transversal, con el 30% de la respuesta al aplicarlo en la dirección longitudinal y el 70% % de la respuesta cuando se aplica en la dirección vertical.

Antes de presentar los resultados es necesario verificar que las reacciones de corte de los análisis modales espectrales sin combinar, en ambas direcciones sean mayores al corte mínimo dado por el Manual de Carreteras. Este se calcula de la siguiente forma:

Coeficiente de importancia cuyo valor varía según CI:	$K_1 := 1$	
Coeficiente de suelo:	$S := 1$	
Aceleración efectiva máxima del suelo:	$A_0 := 0.3g$	
Peso del puente, obtenido del modelo:	$P := 5479.08\text{tonf}$	
Corte mínimo:	$V_{\min} := 0.2 \cdot K_1 \cdot \frac{A_0}{g} \cdot P \cdot S$	$V_{\min} = 328.7\text{tonf}$
Corte en dirección longitudinal, obtenido del modelo:	$V_{\text{long}} := 598.95\text{tonf}$	
Corte en dirección transversal, obtenido del modelo:	$V_{\text{trans}} := 655.03\text{tonf}$	

Con lo anterior se comprueba que el corte resultante en ambas direcciones es mayor al mínimo y, por lo tanto, no es necesario amplificar las fuerzas y momentos resultantes del análisis.

En la Tabla 5.2 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.2: Esfuerzos en cepas dados por el análisis con el Espectro del M. de Carreteras

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦMn	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	SISLON	1386.24	803.32	585.04	1492.26	Resiste	1939.9	elástico
C1abajo	Sur	SISLON	1482.16	941.81	1933.10	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2arriba	Sur	SISLON	1316.70	913.22	567.05	1492.26	Resiste	1939.9	elástico
C2abajo	Sur	SISLON	1413.32	989.47	1897.74	1492.26	no resiste	1939.9	elástico
C1arriba	Norte	SISLON	1453.40	991.99	405.65	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	SISLON	1578.59	1154.98	1610.87	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2arriba	Norte	SISLON	1384.05	1095.87	382.97	1492.26	Resiste	1939.9	elástico
C2abajo	Norte	SISLON	1509.21	1237.28	1644.37	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1arriba	Sur	SISTRAN	1451.29	991.75	482.15	1492.26	Resiste	1939.9	elástico
C1abajo	Sur	SISTRAN	1547.25	1160.87	1409.46	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C2arriba	Sur	SISTRAN	1380.21	1114.20	463.20	1492.26	Resiste	1939.9	elástico
C2abajo	Sur	SISTRAN	1476.83	1229.29	1398.88	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C1arriba	Norte	SISTRAN	1542.04	1293.10	355.26	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	SISTRAN	1667.29	1482.79	1175.76	1727.88	Resiste	2246.2	elástico
C2arriba	Norte	SISTRAN	1470.87	1410.28	342.48	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	SISTRAN	1596.01	1581.79	1215.31	1570.80	no resiste	2042.0	elástico

Este análisis preliminar se realiza como si sólo existiera flexocompresión uniaxial y con un diagrama de interacción se obtiene el momento resistente y en consecuencia, el momento plástico.

Este estudio vaticina un comportamiento elástico de las cepas, ya que en ningún caso se excede el momento plástico a pesar de que algunos momentos solicitantes de las columnas sobrepasen el momento resistente de ellas. Sin embargo, de todas maneras es posible la formación de rótulas plásticas en ellas debido a la cercanía que existe en algunas columnas entre el momento solicitante mayor y el momento plástico, además del tipo de cálculo que no considera el momento biaxial. Algunos de los lugares en que se observa esta situación son la parte inferior de las columnas 1 y 2 de las cepas sur y norte.

En la Tabla 5.3 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis con el Espectro del Manual de Carreteras.

Tabla N° 5.3: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis con el Espectro del M. de C.

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	SISLON	553.914	58.689	53.571	0.121	8.213	117.289
Cepa sur	14	SISLON	534.934	57.500	52.963	0.121	10.082	117.187
Cepa sur	15	SISLON	565.730	60.402	49.749	0.126	14.614	100.793
Cepa sur	16	SISLON	522.146	64.051	55.699	0.139	10.608	111.727
Cepa norte	46	SISLON	605.063	45.315	58.885	0.129	17.423	107.202
Cepa norte	47	SISLON	524.673	43.583	59.807	0.129	10.674	107.435
Cepa norte	48	SISLON	567.924	38.629	51.898	0.108	9.612	102.967
Cepa norte	49	SISLON	557.221	38.258	51.441	0.108	12.106	102.921
Estribo sur	19	SISLON	170.307	56.214	35.116	0.000	6.145	9.837
Estribo sur	20	SISLON	187.112	54.678	36.222	0.000	6.339	9.569
Estribo norte	50	SISLON	194.937	56.496	49.360	0.000	8.638	9.887
Estribo norte	51	SISLON	217.858	55.225	50.699	0.000	8.872	9.664
Cepa sur	13	SISTRAN	574.262	44.159	69.460	0.134	10.048	96.039
Cepa sur	14	SISTRAN	540.759	43.089	68.646	0.134	13.036	95.904
Cepa sur	15	SISTRAN	569.294	47.258	64.004	0.143	17.272	81.926
Cepa sur	16	SISTRAN	537.727	49.523	71.670	0.157	12.038	90.675
Cepa norte	46	SISTRAN	610.882	34.472	78.184	0.136	21.506	85.604
Cepa norte	47	SISTRAN	546.614	32.797	79.428	0.136	12.635	85.755
Cepa norte	48	SISTRAN	593.644	29.515	69.572	0.111	11.908	83.432
Cepa norte	49	SISTRAN	564.769	29.385	68.853	0.111	15.815	83.411
Estribo sur	19	SISTRAN	171.748	42.811	39.979	0.000	6.996	7.492
Estribo sur	20	SISTRAN	187.292	40.150	40.998	0.000	7.175	7.026
Estribo norte	50	SISTRAN	198.035	42.711	59.559	0.000	10.423	7.474
Estribo norte	51	SISTRAN	219.982	40.514	60.914	0.000	10.660	7.090

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.4: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (MCD)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	Mm
Cepa	610.9	64.05	79.43	68.72	85.22
Estribo	219.98	56.5	60.91	145.15	156.50

Estos desplazamientos se obtienen al utilizar la fórmula mostrada en seguida.

$$U = \frac{V \cdot e \cdot \kappa}{G \cdot A}$$

Donde:

U y V : son el desplazamiento y corte respectivamente.

e , A y G : son el espesor, área y módulo de corte de la placa de apoyo.

κ : es el factor de forma, igual a 1.2 para secciones rectangulares.

Además, en la Tabla 5.5 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Tabla N° 5.5: Desplazamientos en apoyos, con Espectro del Manual de Carreteras

Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	SISLON	0.1487	0.0725	+	247	98
		9	SISLON	0.0979	0.0253	-	51	47
Cepa sur	13	254	SISLON	0.1491	0.0725	+	246	98
		10	SISLON	0.0969	0.0250	-	52	48
Cepa sur	16	255	SISLON	0.1503	0.0727	+	242	97
		152	SISLON	0.0919	0.0247	-	58	48
Cepa sur	15	256	SISLON	0.1516	0.0727	+	242	98
		153	SISLON	0.0903	0.0250	-	61	48
Cepa norte	49	257	SISLON	0.1504	0.0953	+	264	136
		57	SISLON	0.1137	0.0410	-	37	54
Cepa norte	48	258	SISLON	0.1505	0.0952	+	263	136
		58	SISLON	0.1128	0.0405	-	38	55
Cepa norte	47	260	SISLON	0.1507	0.0950	+	260	135
		53	SISLON	0.1089	0.0396	-	42	55
Cepa norte	46	259	SISLON	0.1517	0.0949	+	259	135
		54	SISLON	0.1077	0.0403	-	44	55
Estribo sur	19	103	SISLON	0.1514	0.0947	+	151	95
		221	SISLON	0.0000	0.0000	-	151	95
Estribo sur	20	109	SISLON	0.1473	0.0976	+	147	98
		87	SISLON	0.0000	0.0000	-	147	98
Estribo norte	50	108	SISLON	0.1521	0.1331	+	152	133
		226	SISLON	0.0000	0.0000	-	152	133
Estribo norte	51	115	SISLON	0.1486	0.1366	+	149	137
		222	SISLON	0.0000	0.0000	-	149	137
Cepa sur	14	250	SISTRAN	0.1065	0.0917	+	179	120
		9	SISTRAN	0.0721	0.0279	-	34	64
Cepa sur	13	254	SISTRAN	0.1072	0.0918	+	179	119
		10	SISTRAN	0.0715	0.0274	-	36	64
Cepa sur	16	255	SISTRAN	0.1108	0.0921	+	179	119
		152	SISTRAN	0.0684	0.0272	-	42	65
Cepa sur	15	256	SISTRAN	0.1126	0.0922	+	180	120
		153	SISTRAN	0.0672	0.0279	-	45	64
Cepa norte	49	257	SISTRAN	0.1081	0.1223	+	191	171
		57	SISTRAN	0.0825	0.0489	-	26	73
Cepa norte	48	258	SISTRAN	0.1085	0.1222	+	190	170
		58	SISTRAN	0.0818	0.0481	-	27	74
Cepa norte	47	260	SISTRAN	0.1106	0.1219	+	190	169
		53	SISTRAN	0.0791	0.0472	-	32	75
Cepa norte	46	259	SISTRAN	0.1121	0.1219	+	190	170
		54	SISTRAN	0.0783	0.0483	-	34	74
Estribo sur	19	103	SISTRAN	0.1153	0.1078	+	115	108
		221	SISTRAN	0.0000	0.0000	-	115	108
Estribo sur	20	109	SISTRAN	0.1081	0.1104	+	108	110
		87	SISTRAN	0.0000	0.0000	-	108	110
Estribo norte	50	108	SISTRAN	0.1149	0.1606	+	115	161
		226	SISTRAN	0.0000	0.0000	-	115	161
Estribo norte	51	115	SISTRAN	0.1090	0.1641	+	109	164
		222	SISTRAN	0.0000	0.0000	-	109	164

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la sumas de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastante razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior, se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis modal espectral con el Espectro del Manual de Carreteras son los expresados en la Tabla 5.4.

5.2.2. Resultados con el Espectro del Registro de Pica

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas. Para éste análisis se crearon dos combinaciones:

- PicaU1NS: cuando se combina la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro de la componente NS del registro de Pica en la dirección longitudinal, con la del espectro de la componente EW en la dirección transversal y la del espectro de la componente V en la dirección vertical.
- PicaU2NS: cuando se combina la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro de la componente NS del registro de Pica en la dirección transversal, con la del espectro de la componente EW en la dirección longitudinal y la del espectro de la componente V en la dirección vertical.

En la Tabla 5.6 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.6: Esfuerzos en cepas dados por el análisis con el Espectro del Registro de Pica

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦMn	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	PicaU1NS	1820.31	2074.77	699.00	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1abajo	Sur	PicaU1NS	1962.69	2596.52	2354.41	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Sur	PicaU1NS	1709.17	2227.10	709.69	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C2abajo	Sur	PicaU1NS	1856.24	2663.38	2386.12	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1arriba	Norte	PicaU1NS	1889.99	1412.78	526.06	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	PicaU1NS	2086.59	1691.23	1790.67	1413.72	no resiste	1837.8	elástico
C2arriba	Norte	PicaU1NS	1706.52	1542.98	514.81	1570.80	Resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	PicaU1NS	1883.11	1842.61	1851.18	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1arriba	Sur	PicaU2NS	1877.32	2330.26	563.29	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1abajo	Sur	PicaU2NS	2019.87	2892.75	1394.28	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Sur	PicaU2NS	1763.18	2492.66	550.23	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C2abajo	Sur	PicaU2NS	1910.33	2979.38	1446.29	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1arriba	Norte	PicaU2NS	1973.17	1801.17	470.08	1492.26	no resiste	1939.9	elástico
C1abajo	Norte	PicaU2NS	2169.85	2148.98	1083.36	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Norte	PicaU2NS	1788.32	1947.98	463.55	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	PicaU2NS	1964.95	2319.34	1141.58	1492.26	no resiste	1939.9	plástico

Este análisis preliminar se realiza como si sólo existiera flexocompresión uniaxial y con un diagrama de interacción se obtiene el momento resistente y en consecuencia, el momento plástico.

Este estudio vaticina un comportamiento plástico de la mayoría de las cepas, salvo en la parte superior de ambas columnas de la cepa norte ya que en ningún caso se excede el momento plástico a pesar de que algunos momentos solicitantes de estas sobrepasen el momento resistente de ellas. Sin embargo, de todas maneras es posible la formación de rótulas plásticas en ellas debido a la cercanía que existe en algunas columnas entre el momento solicitante mayor y el momento plástico, además del tipo de cálculo que no considera el momento biaxial.

De lo anterior, se concluye que es necesario realizar un análisis no lineal en el tiempo con el registro de Pica para verificar este comportamiento.

En la Tabla 5.7 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis con el Espectro del Registro de Pica.

Tabla N° 5.7: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis con el Espectro del Registro de Pica

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	PicaU1NS	682.768	72.224	75.885	0.157	12.468	116.989
Cepa sur	14	PicaU1NS	698.496	71.139	75.686	0.156	16.645	116.866
Cepa sur	15	PicaU1NS	736.782	70.342	70.454	0.146	24.445	100.975
Cepa sur	16	PicaU1NS	637.568	75.559	77.865	0.161	15.941	111.607
Cepa norte	46	PicaU1NS	772.325	56.753	70.274	0.162	22.542	103.724
Cepa norte	47	PicaU1NS	629.067	55.304	70.979	0.162	14.063	103.716
Cepa norte	48	PicaU1NS	702.802	50.503	61.881	0.135	13.650	100.040
Cepa norte	49	PicaU1NS	748.763	50.331	61.551	0.135	16.521	100.003
Estribo sur	19	PicaU1NS	205.351	51.929	42.520	0.000	7.441	9.087
Estribo sur	20	PicaU1NS	211.772	49.744	43.789	0.000	7.663	8.705
Estribo norte	50	PicaU1NS	242.358	52.400	52.413	0.000	9.172	9.170
Estribo norte	51	PicaU1NS	261.111	50.330	53.831	0.000	9.420	8.808
Cepa sur	13	PicaU2NS	700.713	43.802	87.689	0.154	13.842	78.118
Cepa sur	14	PicaU2NS	709.953	42.908	87.408	0.154	18.996	77.959
Cepa sur	15	PicaU2NS	748.723	43.684	81.119	0.157	26.610	66.459
Cepa sur	16	PicaU2NS	651.852	46.349	89.717	0.172	16.910	73.158
Cepa norte	46	PicaU2NS	785.517	37.397	89.915	0.157	26.374	65.817
Cepa norte	47	PicaU2NS	650.789	36.221	90.725	0.156	15.756	65.642
Cepa norte	48	PicaU2NS	727.037	33.973	79.700	0.125	15.619	65.550
Cepa norte	49	PicaU2NS	761.047	33.958	79.259	0.125	19.805	65.551
Estribo sur	19	PicaU2NS	206.752	27.353	43.065	0.000	7.536	4.787
Estribo sur	20	PicaU2NS	211.672	23.900	44.163	0.000	7.728	4.182
Estribo norte	50	PicaU2NS	244.975	27.342	59.136	0.000	10.349	4.785
Estribo norte	51	PicaU2NS	263.280	24.256	60.518	0.000	10.591	4.245

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.8: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (E. Pica)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	Mm
Cepa	785.52	75.56	90.73	81	97
Estribo	263.28	52.40	60.52	135	155

Además, en la Tabla 5.9 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Tabla N° 5.9: Desplazamientos en apoyos, con Espectro del Registro de Pica								
Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	PicaU1NS	0.1337	0.0862	+	234	136
		9	PicaU1NS	0.1004	0.0497	-	33	37
Cepa sur	13	254	PicaU1NS	0.1343	0.0862	+	234	135
		10	PicaU1NS	0.0996	0.0489	-	35	37
Cepa sur	16	255	PicaU1NS	0.1368	0.0862	+	232	135
		152	PicaU1NS	0.0956	0.0488	-	41	37
Cepa sur	15	256	PicaU1NS	0.1384	0.0863	+	233	136
		153	PicaU1NS	0.0942	0.0501	-	44	36
Cepa norte	49	257	PicaU1NS	0.1354	0.1024	+	245	153
		57	PicaU1NS	0.1096	0.0502	-	26	52
Cepa norte	48	258	PicaU1NS	0.1357	0.1023	+	244	152
		58	PicaU1NS	0.1087	0.0495	-	27	53
Cepa norte	47	260	PicaU1NS	0.1371	0.1022	+	242	151
		53	PicaU1NS	0.1053	0.0488	-	32	53
Cepa norte	46	259	PicaU1NS	0.1385	0.1022	+	243	152
		54	PicaU1NS	0.1044	0.0497	-	34	52
Estribo sur	19	103	PicaU1NS	0.1399	0.1147	+	140	115
		221	PicaU1NS	0.0000	0.0000	-	140	115
Estribo sur	20	109	PicaU1NS	0.1340	0.1179	+	134	118
		87	PicaU1NS	0.0000	0.0000	-	134	118
Estribo norte	50	108	PicaU1NS	0.1410	0.1414	+	141	141
		226	PicaU1NS	0.0000	0.0000	-	141	141
Estribo norte	51	115	PicaU1NS	0.1354	0.1450	+	135	145
		222	PicaU1NS	0.0000	0.0000	-	135	145
Cepa sur	14	250	PicaU2NS	0.0611	0.0980	+	115	149
		9	PicaU2NS	0.0535	0.0515	-	8	47
Cepa sur	13	254	PicaU2NS	0.0621	0.0981	+	115	149
		10	PicaU2NS	0.0533	0.0505	-	9	48
Cepa sur	16	255	PicaU2NS	0.0667	0.0984	+	119	149
		152	PicaU2NS	0.0523	0.0507	-	14	48
Cepa sur	15	256	PicaU2NS	0.0689	0.0985	+	121	151
		153	PicaU2NS	0.0518	0.0524	-	17	46
Cepa norte	49	257	PicaU2NS	0.0626	0.1224	+	119	181
		57	PicaU2NS	0.0563	0.0588	-	6	64
Cepa norte	48	258	PicaU2NS	0.0632	0.1224	+	119	180
		58	PicaU2NS	0.0559	0.0578	-	7	65
Cepa norte	47	260	PicaU2NS	0.0664	0.1222	+	121	180
		53	PicaU2NS	0.0545	0.0573	-	12	65
Cepa norte	46	259	PicaU2NS	0.0683	0.1222	+	122	181
		54	PicaU2NS	0.0542	0.0587	-	14	64
Estribo sur	19	103	PicaU2NS	0.0736	0.1161	+	74	116
		221	PicaU2NS	0.0000	0.0000	-	74	116
Estribo sur	20	109	PicaU2NS	0.0643	0.1190	+	64	119
		87	PicaU2NS	0.0000	0.0000	-	64	119
Estribo norte	50	108	PicaU2NS	0.0734	0.1595	+	73	159
		226	PicaU2NS	0.0000	0.0000	-	73	159
Estribo norte	51	115	PicaU2NS	0.0651	0.1631	+	65	163
		222	PicaU2NS	0.0000	0.0000	-	65	163

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la sumas de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastante razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior, se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis modal espectral con el Espectro del Registro de Pica son los expresados en la Tabla 5.8.

5.2.3. Resultados con el Espectro del Registro Sintético

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas. Para éste análisis se crearon dos combinaciones:

- C1U1dom: cuando se combina la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro de la componente C1 del registro de sintético en la dirección longitudinal, con la del espectro de la componente C2 en la dirección transversal y la del espectro de la componente CV en la dirección vertical.
- C2U1dom: cuando se combina la respuesta del viaducto ante la aplicación del espectro de la componente C2 del registro de sintético en la dirección longitudinal, con la del espectro de la componente C1 en la dirección transversal y la del espectro de la componente CV en la dirección vertical.

En la Tabla 5.10 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.10: Esfuerzos en cepas dados por el análisis con el Espectro del Registro Sintético

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦMn	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	C1U1dom	1840.80	1696.01	823.84	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Sur	C1U1dom	1953.61	2026.02	2594.06	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Sur	C1U1dom	1763.57	1874.48	830.89	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Sur	C1U1dom	1880.14	2129.78	2588.78	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1arriba	Norte	C1U1dom	1866.52	1822.00	587.83	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	C1U1dom	2016.04	2104.00	2156.27	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Norte	C1U1dom	1786.87	1967.87	569.50	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	C1U1dom	1934.83	2244.07	2238.79	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C1arriba	Sur	C2U1dom	2050.13	2294.38	887.97	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C1abajo	Sur	C2U1dom	2163.02	2757.57	2443.01	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Sur	C2U1dom	1968.99	2521.98	894.98	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2abajo	Sur	C2U1dom	2085.51	2916.01	2482.32	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C1arriba	Norte	C2U1dom	2183.61	2885.85	670.98	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C1abajo	Norte	C2U1dom	2333.30	3348.29	2010.17	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Norte	C2U1dom	2097.03	3079.01	675.94	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2abajo	Norte	C2U1dom	2244.96	3545.76	2127.17	1413.72	no resiste	1837.8	plástico

Este estudio vaticina un comportamiento plástico de todas las cepas, ya que por lo menos para una de las dos combinaciones el momento solicitante mayor excede el momento plástico. Por lo tanto, es necesario realizar un análisis no lineal en el tiempo con el registro sintético para verificar este comportamiento.

En la Tabla 5.11 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis con el Espectro del Registro Sintético.

Tabla N° 5.11: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis con el Espectro del Registro Sintético

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	C1U1dom	711.890	81.425	124.266	0.240	17.036	152.639
Cepa sur	14	C1U1dom	637.702	80.623	122.767	0.240	23.674	152.551
Cepa sur	15	C1U1dom	667.100	82.752	113.329	0.242	27.471	132.549
Cepa sur	16	C1U1dom	659.670	87.639	126.920	0.265	18.054	146.927
Cepa norte	46	C1U1dom	718.396	64.208	109.064	0.258	28.900	139.605
Cepa norte	47	C1U1dom	655.782	61.183	110.753	0.257	16.656	139.806
Cepa norte	48	C1U1dom	708.827	53.733	97.639	0.214	16.531	135.180
Cepa norte	49	C1U1dom	666.272	53.809	96.571	0.214	22.502	135.079
Estribo sur	19	C1U1dom	236.735	76.478	82.031	0.000	14.355	13.384
Estribo sur	20	C1U1dom	262.271	72.566	83.960	0.000	14.693	12.699
Estribo norte	50	C1U1dom	260.561	77.376	86.595	0.000	15.154	13.541
Estribo norte	51	C1U1dom	304.354	73.424	88.620	0.000	15.509	12.849
Cepa sur	13	C2U1dom	777.263	78.874	176.052	0.304	23.007	151.670
Cepa sur	14	C2U1dom	653.940	77.755	173.862	0.305	33.254	151.436
Cepa sur	15	C2U1dom	672.985	84.823	159.775	0.303	36.027	131.931
Cepa sur	16	C2U1dom	709.917	88.898	178.979	0.333	22.700	146.058
Cepa norte	46	C2U1dom	737.542	60.516	177.775	0.298	43.504	135.818
Cepa norte	47	C2U1dom	733.952	57.262	180.650	0.297	23.694	136.106
Cepa norte	48	C2U1dom	800.848	51.445	160.591	0.253	24.773	132.678
Cepa norte	49	C2U1dom	692.024	51.979	158.566	0.253	35.801	132.654
Estribo sur	19	C2U1dom	242.460	76.664	100.254	0.000	17.545	13.416
Estribo sur	20	C2U1dom	265.954	70.261	101.982	0.000	17.847	12.296
Estribo norte	50	C2U1dom	273.856	75.996	131.758	0.000	23.058	13.299
Estribo norte	51	C2U1dom	314.287	70.372	134.022	0.000	23.454	12.315

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.12: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (E. Sintético)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	mm
Cepa	800.85	88.90	180.65	95	194
Estribo	314.29	77.38	134.02	199	344

Además, en la Tabla 5.13 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Tabla N° 5.13: Desplazamientos en apoyos, con Espectro del Registro Sintético

Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	C1U1dom	0.1923	0.1614	+	323	210
		9	C1U1dom	0.1306	0.0482	-	62	113
Cepa sur	13	254	C1U1dom	0.1928	0.1613	+	322	208
		10	C1U1dom	0.1294	0.0470	-	63	114
Cepa sur	16	255	C1U1dom	0.1983	0.1608	+	321	207
		152	C1U1dom	0.1228	0.0460	-	75	115
Cepa sur	15	256	C1U1dom	0.2008	0.1608	+	321	208
		153	C1U1dom	0.1206	0.0471	-	80	114
Cepa norte	49	257	C1U1dom	0.1949	0.1679	+	344	237
		57	C1U1dom	0.1493	0.0692	-	46	99
Cepa norte	48	258	C1U1dom	0.1948	0.1677	+	343	236
		58	C1U1dom	0.1483	0.0680	-	47	100
Cepa norte	47	260	C1U1dom	0.1985	0.1673	+	343	234
		53	C1U1dom	0.1442	0.0667	-	54	101
Cepa norte	46	259	C1U1dom	0.2009	0.1672	+	344	235
		54	C1U1dom	0.1429	0.0681	-	58	99
Estribo sur	19	103	C1U1dom	0.2061	0.2211	+	206	221
		221	C1U1dom	0.0000	0.0000	-	206	221
Estribo sur	20	109	C1U1dom	0.1955	0.2262	+	196	226
		87	C1U1dom	0.0000	0.0000	-	196	226
Estribo norte	50	108	C1U1dom	0.2083	0.2334	+	208	233
		226	C1U1dom	0.0000	0.0000	-	208	233
Estribo norte	51	115	C1U1dom	0.1976	0.2388	+	198	239
		222	C1U1dom	0.0000	0.0000	-	198	239
Cepa sur	14	250	C2U1dom	0.1781	0.2281	+	305	292
		9	C2U1dom	0.1269	0.0640	-	51	164
Cepa sur	13	254	C2U1dom	0.1798	0.2280	+	306	290
		10	C2U1dom	0.1259	0.0621	-	54	166
Cepa sur	16	255	C2U1dom	0.1911	0.2282	+	312	289
		152	C2U1dom	0.1207	0.0610	-	70	167
Cepa sur	15	256	C2U1dom	0.1949	0.2282	+	314	291
		153	C2U1dom	0.1187	0.0628	-	76	165
Cepa norte	49	257	C2U1dom	0.1812	0.2759	+	322	384
		57	C2U1dom	0.1405	0.1079	-	41	168
Cepa norte	48	258	C2U1dom	0.1817	0.2757	+	321	381
		58	C2U1dom	0.1396	0.1056	-	42	170
Cepa norte	47	260	C2U1dom	0.1894	0.2749	+	325	379
		53	C2U1dom	0.1354	0.1038	-	54	171
Cepa norte	46	259	C2U1dom	0.1927	0.2747	+	327	381
		54	C2U1dom	0.1340	0.1063	-	59	168
Estribo sur	19	103	C2U1dom	0.2066	0.2702	+	207	270
		221	C2U1dom	0.0000	0.0000	-	207	270
Estribo sur	20	109	C2U1dom	0.1893	0.2747	+	189	275
		87	C2U1dom	0.0000	0.0000	-	189	275
Estribo norte	50	108	C2U1dom	0.2046	0.3551	+	205	355
		226	C2U1dom	0.0000	0.0000	-	205	355
Estribo norte	51	115	C2U1dom	0.1894	0.3611	+	189	361
		222	C2U1dom	0.0000	0.0000	-	189	361

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la suma de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastantes razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior, se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis modal espectral con el Espectro del Registro Sintético son los expresados en la Tabla 5.12.

5.2.4. Resultados del Análisis Lineal en el Tiempo con el Registro de Pica

El análisis lineal en el tiempo más rápido de realizar y más exacto en sus resultados es el modal ya que diagonaliza las matrices de masa y rigidez, usa el mismo amortiguamiento para todos los modos y realiza la integración directa de cada una de las n ecuaciones. Luego las combina con superposición modal por lo que no acumula ningún error.

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas. Para éste análisis se crearon dos combinaciones:

- THPicaNSU1: cuando se combina la respuesta del puente ante el análisis lineal en el tiempo con la componente NS del registro de Pica en la dirección longitudinal, con la respuesta al aplicar la componente EW en la dirección transversal y la respuesta al aplicar la componente V en la dirección vertical.
- THPicaEWU1: cuando se combina la respuesta del puente ante el análisis lineal en el tiempo con la componente EW del registro de Pica en la dirección longitudinal, con la respuesta al aplicar la componente NS en la dirección transversal y la respuesta al aplicar la componente V en la dirección vertical.

En la Tabla 5.14 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.14: *Esfuerzos en cepas dados por el análisis lineal en el tiempo con el Registro de Pica*

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦM_n	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	THPicaNSU1	1776.87	1908.37	730.24	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Sur	THPicaNSU1	1901.20	2663.83	2787.51	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C2arriba	Sur	THPicaNSU1	1692.45	2326.41	780.36	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C2abajo	Sur	THPicaNSU1	1826.69	2893.66	2802.28	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1arriba	Norte	THPicaNSU1	1788.59	1655.84	599.84	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	THPicaNSU1	1959.61	2066.23	1740.44	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Norte	THPicaNSU1	1702.96	1993.29	564.60	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	THPicaNSU1	1869.80	2338.24	1827.50	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1arriba	Sur	THPicaEWU1	1819.14	2454.22	550.18	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C1abajo	Sur	THPicaEWU1	1943.46	3167.63	1559.82	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C2arriba	Sur	THPicaEWU1	1817.75	2897.12	635.18	15707.96	Resiste	20420.4	elástico
C2abajo	Sur	THPicaEWU1	1953.07	3435.05	1579.91	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C1arriba	Norte	THPicaEWU1	1920.25	2123.95	475.31	15707.96	Resiste	20420.4	elástico
C1abajo	Norte	THPicaEWU1	2091.83	2482.81	1008.94	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Norte	THPicaEWU1	1686.51	1978.30	475.54	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	THPicaEWU1	1852.72	2483.22	1059.21	1570.80	no resiste	2042.0	plástico

Este estudio vaticina un comportamiento plástico de la mayoría de las cepas, salvo en la parte superior de ambas columnas de la cepa norte ya que en ningún caso se excede el momento plástico a pesar de que algunos momentos solicitantes de estas sobrepasen el momento resistente de ellas. Sin embargo, de todas maneras es posible la formación de rótulas plásticas en ellas debido a la cercanía que existe en algunas columnas entre el momento solicitante mayor y el momento plástico, además del tipo de cálculo que no considera el momento biaxial.

De lo anterior, al igual que para el análisis modal espectral con el registro de Pica, se concluye que es necesario realizar un análisis no lineal en el tiempo con el registro de Pica para verificar este comportamiento.

En la Tabla 5.15 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis lineal en el tiempo con el Registro de Pica.

Tabla N° 5.15: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis lineal en el tiempo con R. de Pica

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	THPicaNSU1	676.958	86.826	90.307	0.119	13.817	133.300
Cepa sur	14	THPicaNSU1	675.415	85.109	89.538	0.119	19.648	133.097
Cepa sur	15	THPicaNSU1	700.526	84.023	83.051	0.122	23.593	115.509
Cepa sur	16	THPicaNSU1	632.542	90.796	91.846	0.134	15.159	127.490
Cepa norte	46	THPicaNSU1	767.269	52.570	77.658	0.156	22.876	94.694
Cepa norte	47	THPicaNSU1	632.865	52.895	77.879	0.156	13.812	94.507
Cepa norte	48	THPicaNSU1	678.924	49.644	69.984	0.134	13.815	91.119
Cepa norte	49	THPicaNSU1	728.742	50.343	69.071	0.134	18.222	91.086
Estribo sur	19	THPicaNSU1	205.219	49.341	43.744	0.000	7.655	8.635
Estribo sur	20	THPicaNSU1	211.972	47.889	44.904	0.000	7.858	8.381
Estribo norte	50	THPicaNSU1	242.596	46.212	44.593	0.000	7.804	8.087
Estribo norte	51	THPicaNSU1	260.426	46.581	45.649	0.000	7.988	8.152
Cepa sur	13	THPicaEWU1	688.744	49.545	115.027	0.123	14.709	82.891
Cepa sur	14	THPicaEWU1	682.330	48.692	115.380	0.124	22.286	82.671
Cepa sur	15	THPicaEWU1	715.096	48.736	106.627	0.137	25.743	70.874
Cepa sur	16	THPicaEWU1	672.432	51.807	117.357	0.150	16.443	78.087
Cepa norte	46	THPicaEWU1	772.833	41.696	93.078	0.144	28.180	68.355
Cepa norte	47	THPicaEWU1	628.652	40.790	93.876	0.143	15.827	67.999
Cepa norte	48	THPicaEWU1	714.013	38.266	82.778	0.112	14.675	68.630
Cepa norte	49	THPicaEWU1	743.775	37.909	82.352	0.112	19.116	68.608
Estribo sur	19	THPicaEWU1	204.150	25.456	45.383	0.000	7.942	4.455
Estribo sur	20	THPicaEWU1	209.176	22.978	46.260	0.000	8.096	4.021
Estribo norte	50	THPicaEWU1	245.862	27.386	50.955	0.000	8.917	4.793
Estribo norte	51	THPicaEWU1	264.015	24.083	52.021	0.000	9.104	4.215

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.16: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (R. Pica)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	mm
Cepa	772.83	90.80	117.36	97	126
Estribo	264.02	49.34	52.02	127	134

Además, en la Tabla 5.17 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Tabla N° 5.17: Desplazamientos en apoyos, con Registro de Pica

Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	THPicaNSU1	0.1306	0.0914	+	252	149
		9	THPicaNSU1	0.1218	0.0577	-	9	34
Cepa sur	13	254	THPicaNSU1	0.1312	0.0913	+	252	148
		10	THPicaNSU1	0.1210	0.0566	-	10	35
Cepa sur	16	255	THPicaNSU1	0.1321	0.0909	+	248	145
		152	THPicaNSU1	0.1161	0.0539	-	16	37
Cepa sur	15	256	THPicaNSU1	0.1333	0.0907	+	248	146
		153	THPicaNSU1	0.1143	0.0552	-	19	35
Cepa norte	49	257	THPicaNSU1	0.1243	0.0999	+	241	163
		57	THPicaNSU1	0.1167	0.0628	-	8	37
Cepa norte	48	258	THPicaNSU1	0.1231	0.0999	+	239	162
		58	THPicaNSU1	0.1158	0.0619	-	7	38
Cepa norte	47	260	THPicaNSU1	0.1232	0.1000	+	234	160
		53	THPicaNSU1	0.1105	0.0595	-	13	40
Cepa norte	46	259	THPicaNSU1	0.1228	0.1000	+	232	161
		54	THPicaNSU1	0.1090	0.0608	-	14	39
Estribo sur	19	103	THPicaNSU1	0.1328	0.1180	+	133	118
		221	THPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	133	118
Estribo sur	20	109	THPicaNSU1	0.1290	0.1210	+	129	121
		87	THPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	129	121
Estribo norte	50	108	THPicaNSU1	0.1248	0.1203	+	125	120
		226	THPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	125	120
Estribo norte	51	115	THPicaNSU1	0.1258	0.1230	+	126	123
		222	THPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	126	123
Cepa sur	14	250	THPicaEWU1	0.0601	0.1040	+	122	166
		9	THPicaEWU1	0.0619	0.0621	-	2	42
Cepa sur	13	254	THPicaEWU1	0.0608	0.1039	+	123	165
		10	THPicaEWU1	0.0617	0.0607	-	1	43
Cepa sur	16	255	THPicaEWU1	0.0628	0.1033	+	123	161
		152	THPicaEWU1	0.0604	0.0581	-	2	45
Cepa sur	15	256	THPicaEWU1	0.0646	0.1032	+	124	163
		153	THPicaEWU1	0.0599	0.0602	-	5	43
Cepa norte	49	257	THPicaEWU1	0.0626	0.1136	+	120	182
		57	THPicaEWU1	0.0573	0.0686	-	5	45
Cepa norte	48	258	THPicaEWU1	0.0631	0.1136	+	120	180
		58	THPicaEWU1	0.0571	0.0668	-	6	47
Cepa norte	47	260	THPicaEWU1	0.0660	0.1138	+	122	182
		53	THPicaEWU1	0.0558	0.0679	-	10	46
Cepa norte	46	259	THPicaEWU1	0.0678	0.1139	+	123	183
		54	THPicaEWU1	0.0553	0.0695	-	12	44
Estribo sur	19	103	THPicaEWU1	0.0685	0.1224	+	68	122
		221	THPicaEWU1	0.0000	0.0000	-	68	122
Estribo sur	20	109	THPicaEWU1	0.0620	0.1246	+	62	125
		87	THPicaEWU1	0.0000	0.0000	-	62	125
Estribo norte	50	108	THPicaEWU1	0.0736	0.1374	+	74	137
		226	THPicaEWU1	0.0000	0.0000	-	74	137
Estribo norte	51	115	THPicaEWU1	0.0646	0.1402	+	65	140
		222	THPicaEWU1	0.0000	0.0000	-	65	140

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la sumas de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastantes razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis modal lineal en el tiempo con el Registro de Pica son los expresados en la Tabla 5.16.

5.2.5. Resultados del Análisis Lineal en el Tiempo con el Registro Sintético

Al igual que para el análisis lineal en el tiempo realizado con el registro de Pica, éste análisis será modal.

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas. Para éste análisis se crearon dos combinaciones:

- THC1U1: cuando se combina la respuesta del puente ante el análisis lineal en el tiempo con la componente C1 del registro sintético en la dirección longitudinal, con la respuesta al aplicar la componente C2 en la dirección transversal y la respuesta al aplicar la componente CV en la dirección vertical.
- THC2U1: cuando se combina la respuesta del puente ante el análisis lineal en el tiempo con la componente C2 del registro sintético en la dirección longitudinal, con la respuesta al aplicar la componente C1 en la dirección transversal y la respuesta al aplicar la componente CV en la dirección vertical.

En la Tabla 5.18 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.18: Esfuerzos en cepas dados por el análisis lineal en el tiempo con el Registro Sintético									
Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦM_n	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	THC1U1	1941.38	1708.45	873.49	1492.26	no resiste	1939.9	elástico
C1abajo	Sur	THC1U1	2082.60	2148.99	2916.68	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Sur	THC1U1	1894.24	2166.74	885.72	1570.80	no resiste	2042.0	plástico
C2abajo	Sur	THC1U1	2028.00	2430.17	2953.75	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C1arriba	Norte	THC1U1	1901.33	1683.59	642.75	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C1abajo	Norte	THC1U1	2082.15	1968.52	2213.03	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Norte	THC1U1	1896.32	1938.20	619.08	1570.80	no resiste	2042.0	elástico
C2abajo	Norte	THC1U1	2032.60	2179.57	2302.56	1492.26	no resiste	1939.9	plástico
C1arriba	Sur	THC2U1	2178.35	2489.03	893.38	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C1abajo	Sur	THC2U1	2319.64	3085.93	2636.58	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Sur	THC2U1	2156.08	3008.28	978.30	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2abajo	Sur	THC2U1	2289.70	3432.38	2653.55	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C1arriba	Norte	THC2U1	2216.87	2799.23	663.79	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C1abajo	Norte	THC2U1	2398.07	3415.91	1880.06	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2arriba	Norte	THC2U1	2213.92	3185.24	671.89	1413.72	no resiste	1837.8	plástico
C2abajo	Norte	THC2U1	2349.61	3691.85	2011.43	1413.72	no resiste	1837.8	plástico

Este estudio vaticina un comportamiento plástico de todas las cepas, ya que por lo menos para una de las dos combinaciones el momento solicitante mayor excede el momento plástico. Por lo tanto, al igual que lo que sucede con el análisis modal espectral con el espectro del registro sintético, es necesario realizar un análisis no lineal en el tiempo con el registro sintético para verificar este comportamiento.

En la Tabla 5.19 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis lineal en el tiempo con el Registro Sintético.

Tabla N° 5.19: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis lineal tiempo-historia con Registro Sintético

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	THC1U1	738.573	86.373	133.474	0.223	17.436	151.591
Cepa sur	14	THC1U1	694.715	86.528	132.265	0.222	24.641	151.382
Cepa sur	15	THC1U1	722.393	83.426	121.818	0.231	26.931	132.493
Cepa sur	16	THC1U1	701.949	90.121	136.234	0.254	18.031	146.727
Cepa norte	46	THC1U1	787.392	75.448	110.985	0.254	27.671	142.333
Cepa norte	47	THC1U1	721.148	73.879	112.555	0.253	16.197	142.356
Cepa norte	48	THC1U1	738.283	62.622	99.395	0.212	16.713	137.324
Cepa norte	49	THC1U1	687.748	62.819	98.305	0.212	22.476	136.962
Estribo sur	19	THC1U1	253.658	75.180	82.741	0.000	14.480	13.156
Estribo sur	20	THC1U1	273.757	72.365	83.190	0.000	14.558	12.664
Estribo norte	50	THC1U1	292.375	78.683	76.930	0.000	13.463	13.769
Estribo norte	51	THC1U1	332.696	73.953	77.255	0.000	13.520	12.942
Cepa sur	13	THC2U1	811.144	84.597	185.459	0.319	25.127	157.760
Cepa sur	14	THC2U1	715.333	83.793	182.982	0.320	37.049	157.542
Cepa sur	15	THC2U1	734.041	87.185	167.332	0.320	37.160	137.646
Cepa sur	16	THC2U1	764.975	91.677	187.188	0.352	23.625	152.393
Cepa norte	46	THC2U1	794.432	62.063	174.718	0.310	41.600	129.157
Cepa norte	47	THC2U1	799.561	59.959	177.451	0.309	22.880	129.277
Cepa norte	48	THC2U1	827.858	51.459	157.837	0.262	24.981	126.858
Cepa norte	49	THC2U1	716.133	52.698	155.813	0.263	36.096	126.667
Estribo sur	19	THC2U1	260.343	75.687	104.552	0.000	18.297	13.245
Estribo sur	20	THC2U1	274.203	69.379	105.923	0.000	18.537	12.141
Estribo norte	50	THC2U1	304.502	71.507	128.614	0.000	22.507	12.514
Estribo norte	51	THC2U1	341.308	67.631	129.458	0.000	22.655	11.835

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.20: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (R. Sintético)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	mm
Cepa	827.86	91.68	187.19	98	201
Estribo	341.31	78.68	129.46	202	333

Además, en la Tabla 5.21 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	THC1U1	0.1864	0.1713	+	333	224
		9	THC1U1	0.1461	0.0530	-	40	118
Cepa sur	13	254	THC1U1	0.1860	0.1711	+	331	223
		10	THC1U1	0.1450	0.0516	-	41	120
Cepa sur	16	255	THC1U1	0.1926	0.1702	+	330	219
		152	THC1U1	0.1377	0.0485	-	55	122
Cepa sur	15	256	THC1U1	0.1956	0.1701	+	331	220
		153	THC1U1	0.1352	0.0499	-	60	120
Cepa norte	49	257	THC1U1	0.1947	0.1656	+	346	232
		57	THC1U1	0.1515	0.0663	-	43	99
Cepa norte	48	258	THC1U1	0.1949	0.1654	+	346	231
		58	THC1U1	0.1507	0.0652	-	44	100
Cepa norte	47	260	THC1U1	0.1996	0.1651	+	347	228
		53	THC1U1	0.1474	0.0625	-	52	103
Cepa norte	46	259	THC1U1	0.2023	0.1650	+	349	229
		54	THC1U1	0.1462	0.0638	-	56	101
Estribo sur	19	103	THC1U1	0.2029	0.2228	+	203	223
		221	THC1U1	0.0000	0.0000	-	203	223
Estribo sur	20	109	THC1U1	0.1953	0.2242	+	195	224
		87	THC1U1	0.0000	0.0000	-	195	224
Estribo norte	50	108	THC1U1	0.2120	0.2071	+	212	207
		226	THC1U1	0.0000	0.0000	-	212	207
Estribo norte	51	115	THC1U1	0.1990	0.2081	+	199	208
		222	THC1U1	0.0000	0.0000	-	199	208
Cepa sur	14	250	THC2U1	0.1777	0.2394	+	313	315
		9	THC2U1	0.1356	0.0754	-	42	164
Cepa sur	13	254	THC2U1	0.1781	0.2394	+	313	313
		10	THC2U1	0.1347	0.0731	-	43	166
Cepa sur	16	255	THC2U1	0.1890	0.2396	+	318	309
		152	THC2U1	0.1290	0.0696	-	60	170
Cepa sur	15	256	THC2U1	0.1927	0.2397	+	319	312
		153	THC2U1	0.1267	0.0718	-	66	168
Cepa norte	49	257	THC2U1	0.1739	0.2800	+	310	391
		57	THC2U1	0.1358	0.1112	-	38	169
Cepa norte	48	258	THC2U1	0.1715	0.2797	+	307	388
		58	THC2U1	0.1350	0.1087	-	36	171
Cepa norte	47	260	THC2U1	0.1791	0.2788	+	309	384
		53	THC2U1	0.1301	0.1055	-	49	173
Cepa norte	46	259	THC2U1	0.1807	0.2786	+	309	387
		54	THC2U1	0.1285	0.1082	-	52	170
Estribo sur	19	103	THC2U1	0.2041	0.2817	+	204	282
		221	THC2U1	0.0000	0.0000	-	204	282
Estribo sur	20	109	THC2U1	0.1869	0.2853	+	187	285
		87	THC2U1	0.0000	0.0000	-	187	285
Estribo norte	50	108	THC2U1	0.1931	0.3464	+	193	346
		226	THC2U1	0.0000	0.0000	-	193	346
Estribo norte	51	115	THC2U1	0.1826	0.3488	+	183	349
		222	THC2U1	0.0000	0.0000	-	183	349

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la sumas de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastantes razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis modal lineal en el tiempo con el Registro Sintético son los expresados en la Tabla 5.20.

5.3. ANÁLISIS NO LINEAL

5.3.1. Resultados con el Registro de Pica

En este caso, para determinar la posible formación de rótulas plásticas el único análisis no lineal en el tiempo posible es el de integración directa.

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, éstos se combinan de distintas formas en los otros tipo de análisis pero en éste, por ser un análisis no lineal los registros deben aplicarse al mismo tiempo dentro del análisis. Esto se hace de la siguiente forma:

- THNLPicaNSU1: la componente NS del registro de Pica se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente EW en la dirección transversal y la componente V en la dirección vertical.
- THNLPicaNSU2: la componente EW del registro de Pica se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente NS en la dirección transversal y la componente V en la dirección vertical.

En la Tabla 5.22 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.22: *Esfuerzos en cepas dados por el análisis no lineal en el tiempo con el Registro de Pica*

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦMn	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	THNLPicaNSU1	302.99	957.47	742.10	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1abajo	Sur	THNLPicaNSU1	334.22	1215.45	1229.57	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2arriba	Sur	THNLPicaNSU1	297.03	656.33	663.26	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2abajo	Sur	THNLPicaNSU1	326.63	954.09	1005.20	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1arriba	Norte	THNLPicaNSU1	380.38	709.39	530.04	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1abajo	Norte	THNLPicaNSU1	443.35	953.00	784.74	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2arriba	Norte	THNLPicaNSU1	267.38	836.41	515.35	1178.10	Resiste	1531.5	elástico
C2abajo	Norte	THNLPicaNSU1	328.03	810.28	770.85	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1arriba	Sur	THNLPicaNSU2	359.57	945.14	373.38	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1abajo	Sur	THNLPicaNSU2	396.48	1345.02	957.89	1256.64	no resiste	1633.6	elástico
C2arriba	Sur	THNLPicaNSU2	329.48	799.03	425.66	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2abajo	Sur	THNLPicaNSU2	351.41	1088.26	895.48	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1arriba	Norte	THNLPicaNSU2	326.84	979.29	254.67	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C1abajo	Norte	THNLPicaNSU2	389.83	1063.82	979.28	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2arriba	Norte	THNLPicaNSU2	359.36	1027.95	325.72	1256.64	Resiste	1633.6	elástico
C2abajo	Norte	THNLPicaNSU2	397.31	1154.22	1063.00	1256.64	Resiste	1633.6	elástico

Este estudio vaticina un comportamiento elástico de la mayoría de las cepas, pero es importante destacar que esto se realiza tomando en cuenta sólo flexocompresión uniaxial, por lo tanto, cabe la posibilidad de que sí se formen rótulas plásticas. Esto se verá más adelante.

En la Tabla 5.23 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis no lineal en el tiempo con el Registro de Pica.

Tabla N° 5.23: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis no lineal en el tiempo con R. de Pica

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	THNLPicaNSU1	154.332	50.422	59.019	0.833	11.890	76.243
Cepa sur	14	THNLPicaNSU1	136.181	57.769	58.641	0.844	16.253	77.296
Cepa sur	15	THNLPicaNSU1	151.823	53.203	52.314	0.693	13.914	61.167
Cepa sur	16	THNLPicaNSU1	108.794	49.764	58.408	0.777	11.286	68.950
Cepa norte	46	THNLPicaNSU1	177.867	39.303	37.837	0.422	15.319	61.820
Cepa norte	47	THNLPicaNSU1	127.272	36.740	38.147	0.420	10.399	61.445
Cepa norte	48	THNLPicaNSU1	111.221	33.574	33.890	0.364	9.427	56.674
Cepa norte	49	THNLPicaNSU1	158.954	35.223	33.401	0.359	11.213	56.853
Estribo sur	19	THNLPicaNSU1	40.200	34.656	40.508	0.000	7.089	6.065
Estribo sur	20	THNLPicaNSU1	44.428	36.301	40.661	0.000	7.116	6.353
Estribo norte	50	THNLPicaNSU1	45.431	36.754	31.003	0.000	5.426	6.432
Estribo norte	51	THNLPicaNSU1	46.155	37.045	31.241	0.000	5.467	6.483
Cepa sur	13	THNLPicaNSU2	137.523	35.865	59.613	0.528	11.876	82.896
Cepa sur	14	THNLPicaNSU2	129.445	36.435	58.905	0.540	15.350	82.846
Cepa sur	15	THNLPicaNSU2	136.405	37.434	54.991	0.500	13.594	74.777
Cepa sur	16	THNLPicaNSU2	120.649	38.138	60.961	0.547	11.156	82.223
Cepa norte	46	THNLPicaNSU2	158.852	50.232	54.272	0.938	14.586	63.553
Cepa norte	47	THNLPicaNSU2	139.865	41.245	54.290	0.952	9.261	62.518
Cepa norte	48	THNLPicaNSU2	140.342	37.732	47.993	0.928	9.096	51.234
Cepa norte	49	THNLPicaNSU2	117.135	46.003	47.513	0.937	12.843	51.133
Estribo sur	19	THNLPicaNSU2	45.602	42.203	44.549	0.000	7.796	7.386
Estribo sur	20	THNLPicaNSU2	36.110	42.393	45.012	0.000	7.877	7.419
Estribo norte	50	THNLPicaNSU2	47.874	42.235	39.964	0.000	6.994	7.391
Estribo norte	51	THNLPicaNSU2	58.818	42.453	39.977	0.000	6.996	7.429

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.24: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (R. Pica)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	mm
Cepa	177.87	57.77	60.96	62	65
Estribo	58.82	42.45	45.01	109	116

En la Tabla 5.25 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Además, en la Tabla 5.26 se muestra el comportamiento de las rótulas plásticas.

Tabla N° 5.25: Desplazamientos en apoyos, análisis no lineal con Registro de Pica

Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o -	$\Delta 2$	$\Delta 3$
				m	m		mm	mm
Cepa sur	14	250	THNLPicaNSU1	0.1045	0.1062	+	202	217
		9	THNLPicaNSU1	0.0976	0.1104	-	7	4
Cepa sur	13	254	THNLPicaNSU1	0.1035	0.1061	+	196	217
		10	THNLPicaNSU1	0.0924	0.1113	-	11	5
Cepa sur	16	255	THNLPicaNSU1	0.0989	0.1059	+	188	220
		152	THNLPicaNSU1	0.0891	0.1145	-	10	9
Cepa sur	15	256	THNLPicaNSU1	0.0979	0.1058	+	186	221
		153	THNLPicaNSU1	0.0885	0.1150	-	9	9
Cepa norte	49	257	THNLPicaNSU1	0.1048	0.0862	+	210	153
		57	THNLPicaNSU1	0.1057	0.0665	-	1	20
Cepa norte	48	258	THNLPicaNSU1	0.1038	0.0863	+	206	153
		58	THNLPicaNSU1	0.1026	0.0663	-	1	20
Cepa norte	47	260	THNLPicaNSU1	0.1002	0.0867	+	204	155
		53	THNLPicaNSU1	0.1033	0.0686	-	3	18
Cepa norte	46	259	THNLPicaNSU1	0.0999	0.0868	+	206	156
		54	THNLPicaNSU1	0.1057	0.0695	-	6	17
Estribo sur	19	103	THNLPicaNSU1	0.0935	0.1092	+	93	109
		221	THNLPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	93	109
Estribo sur	20	109	THNLPicaNSU1	0.0979	0.1096	+	98	110
		87	THNLPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	98	110
Estribo norte	50	108	THNLPicaNSU1	0.0991	0.0835	+	99	84
		226	THNLPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	99	84
Estribo norte	51	115	THNLPicaNSU1	0.0999	0.0842	+	100	84
		222	THNLPicaNSU1	0.0000	0.0000	-	100	84
Cepa sur	14	250	THNLPicaNSU2	0.1135	0.1052	+	240	215
		9	THNLPicaNSU2	0.1262	0.1102	-	13	5
Cepa sur	13	254	THNLPicaNSU2	0.1135	0.1052	+	237	215
		10	THNLPicaNSU2	0.1231	0.1096	-	10	4
Cepa sur	16	255	THNLPicaNSU2	0.1138	0.1050	+	228	212
		152	THNLPicaNSU2	0.1144	0.1070	-	1	2
Cepa sur	15	256	THNLPicaNSU2	0.1137	0.1049	+	228	212
		153	THNLPicaNSU2	0.1139	0.1067	-	0	2
Cepa norte	49	257	THNLPicaNSU2	0.1134	0.1045	+	246	202
		57	THNLPicaNSU2	0.1324	0.0974	-	19	7
Cepa norte	48	258	THNLPicaNSU2	0.1134	0.1043	+	237	201
		58	THNLPicaNSU2	0.1234	0.0966	-	10	8
Cepa norte	47	260	THNLPicaNSU2	0.1138	0.1034	+	220	199
		53	THNLPicaNSU2	0.1066	0.0953	-	7	8
Cepa norte	46	259	THNLPicaNSU2	0.1138	0.1032	+	230	199
		54	THNLPicaNSU2	0.1166	0.0957	-	3	7
Estribo sur	19	103	THNLPicaNSU2	0.1138	0.1200	+	114	120
		221	THNLPicaNSU2	0.0000	0.0000	-	114	120
Estribo sur	20	109	THNLPicaNSU2	0.1143	0.1213	+	114	121
		87	THNLPicaNSU2	0.0000	0.0000	-	114	121
Estribo norte	50	108	THNLPicaNSU2	0.1139	0.1077	+	114	108
		226	THNLPicaNSU2	0.0000	0.0000	-	114	108
Estribo norte	51	115	THNLPicaNSU2	0.1144	0.1077	+	114	108
		222	THNLPicaNSU2	0.0000	0.0000	-	114	108

De la tabla anterior resalta la notable diferencia que existe entre la suma y la resta de los desplazamientos. Además, como requerimiento de los apoyos es muy arriesgado considerar que su deformación corresponda a la diferencia de desplazamientos de sus puntos extremos y muy conservador determinarla como la sumas de estos. Sin embargo, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastantes razonables, son mayores a la resta de los desplazamientos y menores a su suma.

Por todo lo anterior, se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis no lineal en el tiempo por integración directa con el Registro de Pica son los expresados en la Tabla 5.24.

Tabla N° 5.26: Comportamiento de las rótulas plásticas, Registro de Pica

Rótula	Caso de salida	P	M2	M3	R2Plastic	R3Plastic	Hinge State	Hinge Status
		Ton	Ton-m	Ton-m	Radianes	Radianes		
Cepa Sur, C1 arriba	THNLPicaNSU1	302.99	957.47	742.10	0.0238	0.0120	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 arriba	THNLPicaNSU1	297.03	623.68	344.63	0.0020	0.0012	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 arriba	THNLPicaNSU1	380.38	709.39	107.29	0.0068	0.0000	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 arriba	THNLPicaNSU1	205.92	562.06	515.35	0.0000	0.0026	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 abajo	THNLPicaNSU1	443.35	729.83	682.92	0.0013	0.0024	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 abajo	THNLPicaNSU1	223.93	810.28	729.93	0.0150	0.0091	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 abajo	THNLPicaNSU1	265.95	923.74	908.25	0.0000	0.0039	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 abajo	THNLPicaNSU1	326.63	954.09	1005.20	0.0032	0.0089	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 arriba	THNLPicaNSU2	359.57	818.75	296.33	0.0105	0.0021	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 arriba	THNLPicaNSU2	299.57	726.20	250.29	0.0030	0.0002	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 arriba	THNLPicaNSU2	326.53	979.29	178.50	0.0004	0.0005	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 arriba	THNLPicaNSU2	359.36	1027.95	325.72	0.0201	0.0000	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 abajo	THNLPicaNSU2	389.83	791.43	979.28	0.0044	0.0234	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 abajo	THNLPicaNSU2	397.31	1154.22	587.04	0.0000	0.0049	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 abajo	THNLPicaNSU2	396.48	1345.02	957.89	0.0052	0.0096	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 abajo	THNLPicaNSU2	334.19	1088.26	771.52	0.0311	0.0148	B to C	B to IO

De la tabla anterior se puede reconocer un comportamiento plástico de la estructura, ya que se forman todas las rótulas plásticas esperadas. En las Figuras 5.4 y 5.5 se observa este comportamiento.

El color que presentan las rótulas indica que han pasado el límite de fluencia pero no alcanzan a llegar al límite de ocupación inmediata.

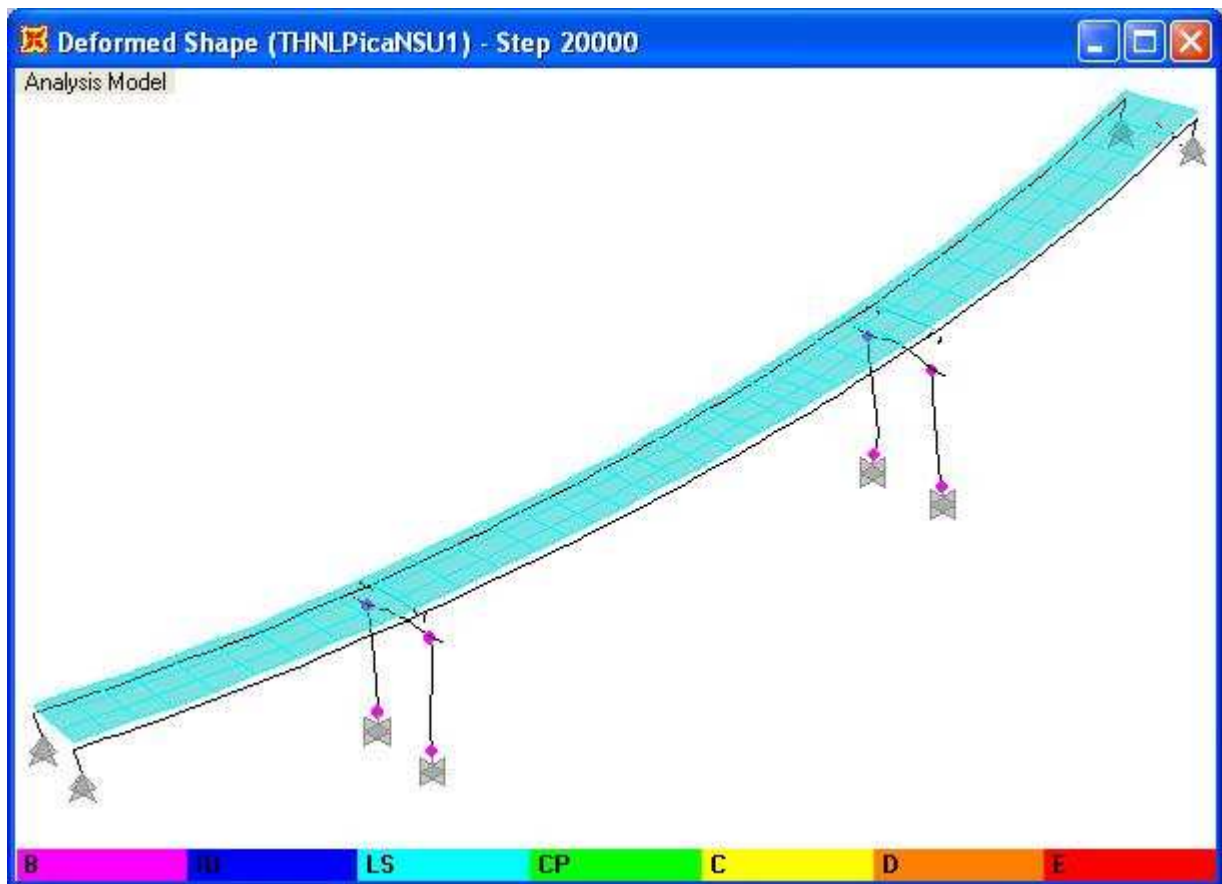


Figura 5.4. Estados extremos de las rótulas plásticas, THNLPicaNSU1

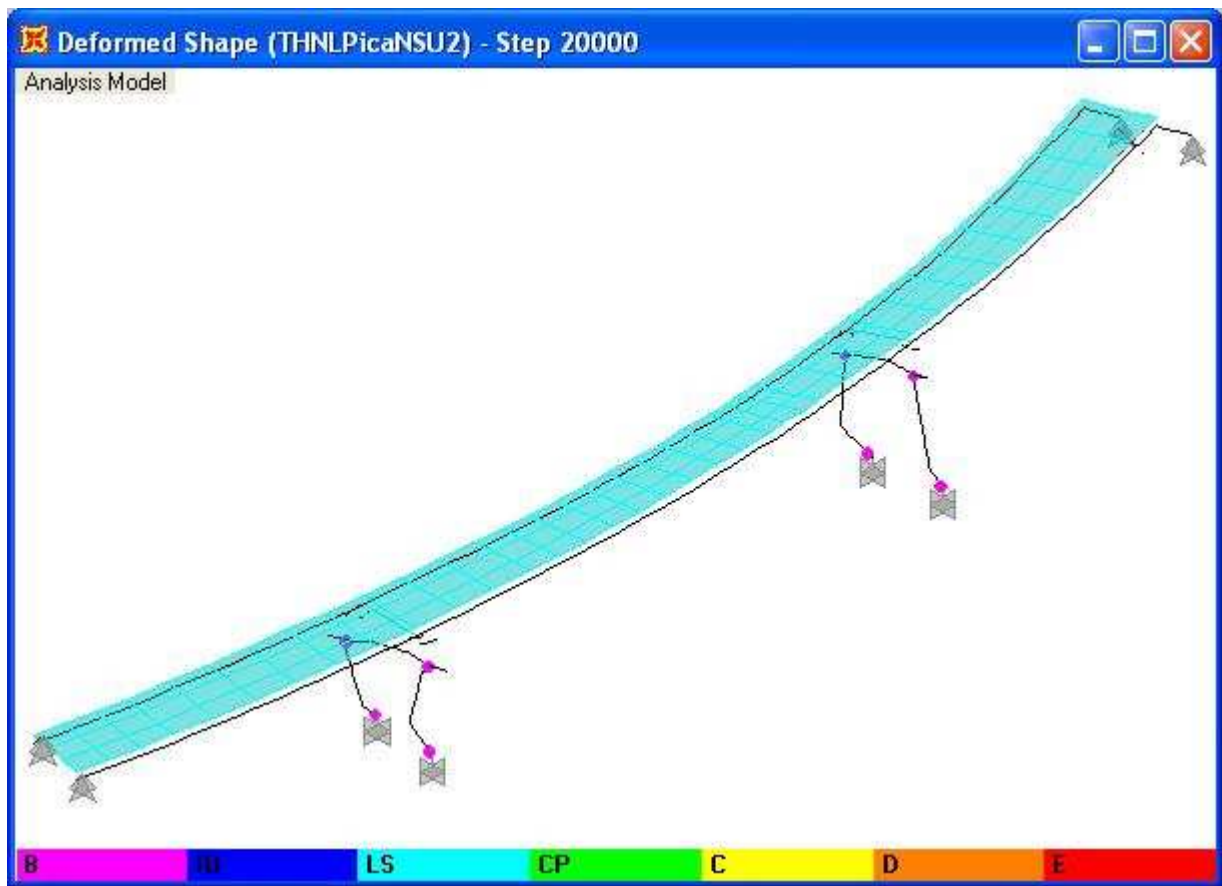


Figura 5.5. Estados extremos de las rótulas plásticas, THNLPicaNSU2

5.3.2. Resultados con el Registro Sintético

La aplicación de los distintos registros en los análisis no lineales es de la siguiente forma:

- C1U1C2U2CV: la componente C1 del registro sintético se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente C2 en la dirección transversal y la componente CV en la dirección vertical.
- C2U1C1U2CV: la componente C2 del registro sintético se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente C1 en la dirección transversal y la componente CV en la dirección vertical.

En la Tabla 5.27 junto con los momentos y esfuerzos axiales últimos de las cepas se presenta el momento plástico de la sección para poder determinar si es posible o no la formación de rótulas plásticas.

Tabla N° 5.27: *Esfuerzos en cepas dados por el análisis no lineal en el tiempo con el Registro Sintético*

Columna	Cepa	Comb.	P	M2	M3	ΦMn	¿Resiste?	Mp	¿Plástico?
			Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	
C1arriba	Sur	C1U1C2U2CV	440.02	1336.89	647.48	1178.10	no resiste	1531.5	elástico
C1abajo	Sur	C1U1C2U2CV	443.80	1645.49	1405.21	1178.10	no resiste	1531.5	plástico
C2arriba	Sur	C1U1C2U2CV	447.02	1043.56	470.58	1178.10	Resiste	1531.5	elástico
C2abajo	Sur	C1U1C2U2CV	450.33	1280.73	1366.89	1178.10	no resiste	1531.5	elástico
C1arriba	Norte	C1U1C2U2CV	622.60	1252.93	371.40	1335.18	Resiste	1735.7	elástico
C1abajo	Norte	C1U1C2U2CV	629.75	2107.05	1642.33	1335.18	no resiste	1735.7	plástico
C2arriba	Norte	C1U1C2U2CV	568.53	1107.80	427.83	1178.10	Resiste	1531.5	elástico
C2abajo	Norte	C1U1C2U2CV	590.35	1391.70	1447.94	1335.18	no resiste	1735.7	elástico
C1arriba	Sur	C2U1C1U2CV	515.48	1795.15	600.82	1256.64	no resiste	1633.6	plástico
C1abajo	Sur	C2U1C1U2CV	523.95	2172.84	2260.26	1256.64	no resiste	1633.6	plástico
C2arriba	Sur	C2U1C1U2CV	556.55	2030.92	1066.38	1256.64	no resiste	1633.6	plástico
C2abajo	Sur	C2U1C1U2CV	570.48	1539.78	1364.70	1256.64	no resiste	1633.6	elástico
C1arriba	Norte	C2U1C1U2CV	483.42	1307.20	459.00	1178.10	no resiste	1531.5	elástico
C1abajo	Norte	C2U1C1U2CV	489.61	1519.30	929.71	1178.10	no resiste	1531.5	elástico
C2arriba	Norte	C2U1C1U2CV	452.17	1460.23	480.38	1178.10	no resiste	1531.5	elástico
C2abajo	Norte	C2U1C1U2CV	472.67	1619.02	1552.67	1178.10	no resiste	1531.5	plástico

Este estudio vaticina un comportamiento plástico de la mayoría de las cepas, salvo en la parte inferior de una de las columnas de la cepa sur y en la parte superior de ambas columnas de la cepa norte, ya que en ningún caso se excede el momento plástico a pesar de que algunos momentos solicitantes de éstas sobrepasen el momento resistente de ellas. Sin embargo, de todas maneras es posible la formación de rótulas plásticas en ellas debido a la cercanía que existe en algunas columnas entre el momento solicitante mayor y el momento plástico, además del tipo de cálculo que no considera el momento biaxial.

En la Tabla 5.28 se observan los esfuerzos que deben soportar los apoyos de neopreno cuando se ejecuta el análisis no lineal en el tiempo con el Registro Sintético.

Tabla N° 5.28: Esfuerzos en apoyos dados por el análisis no lineal en el tiempo con R. Sintético

Ubicación	Apoyo	Combinación	P	V2	V3	T	M2	M3
			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Cepa sur	13	C1U1C2U2CV	262.688	50.171	94.920	0.943	15.107	220.106
Cepa sur	14	C1U1C2U2CV	206.459	49.458	93.702	0.943	20.942	221.616
Cepa sur	15	C1U1C2U2CV	197.655	51.683	85.733	0.802	20.105	195.143
Cepa sur	16	C1U1C2U2CV	246.730	55.187	95.856	0.897	15.269	215.107
Cepa norte	46	C1U1C2U2CV	206.175	58.537	68.705	0.796	13.926	188.549
Cepa norte	47	C1U1C2U2CV	168.945	52.338	69.680	0.820	6.846	188.537
Cepa norte	48	C1U1C2U2CV	237.370	45.240	62.443	0.785	9.809	172.279
Cepa norte	49	C1U1C2U2CV	161.898	49.864	61.507	0.784	14.715	172.406
Estribo sur	19	C1U1C2U2CV	105.839	87.719	121.990	0.000	21.348	15.351
Estribo sur	20	C1U1C2U2CV	103.457	87.505	123.251	0.000	21.569	15.313
Estribo norte	50	C1U1C2U2CV	129.436	88.255	170.317	0.000	29.805	15.445
Estribo norte	51	C1U1C2U2CV	125.785	88.027	169.355	0.000	29.637	15.405
Cepa sur	13	C2U1C1U2CV	245.273	67.764	104.243	0.891	19.579	132.925
Cepa sur	14	C2U1C1U2CV	238.965	73.930	103.130	0.876	28.398	131.877
Cepa sur	15	C2U1C1U2CV	215.944	48.298	92.371	0.793	25.039	126.531
Cepa sur	16	C2U1C1U2CV	239.747	50.118	103.099	0.898	17.438	136.435
Cepa norte	46	C2U1C1U2CV	292.621	45.192	86.855	0.487	23.991	139.586
Cepa norte	47	C2U1C1U2CV	219.040	41.146	88.354	0.480	16.838	139.702
Cepa norte	48	C2U1C1U2CV	144.789	23.061	80.341	0.422	16.060	129.003
Cepa norte	49	C2U1C1U2CV	231.222	25.510	79.319	0.429	18.382	129.069
Estribo sur	19	C2U1C1U2CV	83.689	109.781	98.159	0.000	17.178	19.212
Estribo sur	20	C2U1C1U2CV	111.747	113.424	97.975	0.000	17.146	19.849
Estribo norte	50	C2U1C1U2CV	92.366	115.882	202.096	0.000	35.367	20.279
Estribo norte	51	C2U1C1U2CV	114.978	115.304	203.902	0.000	35.683	20.178

De estos datos se pueden obtener los esfuerzos máximos para los apoyos y poder verificar con las capacidades de estos. Los esfuerzos que interesan son los cortes y el esfuerzo axial, además de los desplazamientos de los apoyos calculados a partir de los cortes, esto es lo que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 5.29: Esfuerzos y desplazamientos en apoyos (R. Sintético)

Apoyo	P	V2	V3	U2	U3
	Ton	Ton	Ton	mm	mm
Cepa	292.62	73.93	104.24	79	112
Estribo	129.44	115.88	203.90	298	524

Además, en la Tabla 5.30 se encuentran los desplazamientos máximos para los puntos extremos de los apoyos de neopreno, y la suma y resta de estos.

Tabla N° 5.30: Desplazamientos en apoyos, análisis no lineal con Registro Sintético								
Ubicación	Apoyo	Joint	Combinación	U1	U2	+ o	Δ2	Δ3
				m	m	-	mm	mm
Cepa sur	14	250	C1U1C2U2CV	0.2379	0.3618	+	449	714
		9	C1U1C2U2CV	0.2110	0.3524	-	27	9
Cepa sur	13	254	C1U1C2U2CV	0.2381	0.3617	+	453	715
		10	C1U1C2U2CV	0.2145	0.3528	-	24	9
Cepa sur	16	255	C1U1C2U2CV	0.2395	0.3618	+	474	719
		152	C1U1C2U2CV	0.2342	0.3575	-	5	4
Cepa sur	15	256	C1U1C2U2CV	0.2400	0.3618	+	478	721
		153	C1U1C2U2CV	0.2383	0.3592	-	2	3
Cepa norte	49	257	C1U1C2U2CV	0.2366	0.4972	+	439	1038
		57	C1U1C2U2CV	0.2021	0.5411	-	35	44
Cepa norte	48	258	C1U1C2U2CV	0.2368	0.4972	+	440	1039
		58	C1U1C2U2CV	0.2030	0.5413	-	34	44
Cepa norte	47	260	C1U1C2U2CV	0.2377	0.4978	+	444	1037
		53	C1U1C2U2CV	0.2067	0.5393	-	31	42
Cepa norte	46	259	C1U1C2U2CV	0.2377	0.4979	+	445	1036
		54	C1U1C2U2CV	0.2071	0.5380	-	31	40
Estribo sur	19	103	C1U1C2U2CV	0.2367	0.3287	+	237	329
		221	C1U1C2U2CV	0.0000	0.0000	-	237	329
Estribo sur	20	109	C1U1C2U2CV	0.2363	0.3322	+	236	332
		87	C1U1C2U2CV	0.0000	0.0000	-	236	332
Estribo norte	50	108	C1U1C2U2CV	0.2378	0.4589	+	238	459
		226	C1U1C2U2CV	0.0000	0.0000	-	238	459
Estribo norte	51	115	C1U1C2U2CV	0.2372	0.4563	+	237	456
		222	C1U1C2U2CV	0.0000	0.0000	-	237	456
Cepa sur	14	250	C2U1C1U2CV	0.3181	0.2759	+	696	506
		9	C2U1C1U2CV	0.3776	0.2301	-	60	46
Cepa sur	13	254	C2U1C1U2CV	0.3167	0.2760	+	686	505
		10	C2U1C1U2CV	0.3697	0.2294	-	53	47
Cepa sur	16	255	C2U1C1U2CV	0.3083	0.2769	+	643	507
		152	C2U1C1U2CV	0.3351	0.2301	-	27	47
Cepa sur	15	256	C2U1C1U2CV	0.3068	0.2770	+	635	508
		153	C2U1C1U2CV	0.3281	0.2313	-	21	46
Cepa norte	49	257	C2U1C1U2CV	0.3133	0.4476	+	607	962
		57	C2U1C1U2CV	0.2939	0.5148	-	19	67
Cepa norte	48	258	C2U1C1U2CV	0.3127	0.4471	+	602	962
		58	C2U1C1U2CV	0.2890	0.5152	-	24	68
Cepa norte	47	260	C2U1C1U2CV	0.3120	0.4445	+	581	958
		53	C2U1C1U2CV	0.2689	0.5131	-	43	69
Cepa norte	46	259	C2U1C1U2CV	0.3118	0.4440	+	577	956
		54	C2U1C1U2CV	0.2649	0.5117	-	47	68
Estribo sur	19	103	C2U1C1U2CV	0.2959	0.2644	+	296	264
		221	C2U1C1U2CV	0.0000	0.0000	-	296	264
Estribo sur	20	109	C2U1C1U2CV	0.3058	0.2640	+	306	264
		87	C2U1C1U2CV	0.0000	0.0000	-	306	264
Estribo norte	50	108	C2U1C1U2CV	0.3123	0.5446	+	312	545
		226	C2U1C1U2CV	0.0000	0.0000	-	312	545
Estribo norte	51	115	C2U1C1U2CV	0.3109	0.5495	+	311	549
		222	C2U1C1U2CV	0.0000	0.0000	-	311	549

Al igual que en los casos anteriores, las deformaciones calculadas a partir de los cortes parecen bastante más razonables que las calculadas en la tabla recién mostrada.

Por todo lo anterior, se considerará que los requerimientos de los apoyos debido al análisis no lineal en el tiempo por integración directa con el Registro Sintético son los expresados en la Tabla 5.29.

Además, en la Tabla 5.31 se muestra el comportamiento de las rótulas plásticas.

Tabla N° 5.31: Comportamiento de las rótulas plásticas, Registro Sintético								
Rótula	Caso de salida	P	M2	M3	R2Plastic	R3Plastic	Hinge State	Hinge Status
		Ton	Ton-m	Ton-m	Radianes	Radianes		
Cepa Sur, C1 arriba	C1U1C2U2CV	407.16	1336.89	589.20	0.01132	0.01121	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 arriba	C1U1C2U2CV	447.02	997.95	425.94	0.00026	0.00082	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 arriba	C1U1C2U2CV	290.30	1252.93	241.82	0.06484	0.00000	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 arriba	C1U1C2U2CV	568.53	1107.80	350.67	0.06477	0.00000	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 abajo	C1U1C2U2CV	293.67	718.74	1642.33	0.00050	0.00000	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 abajo	C1U1C2U2CV	590.35	1391.70	1447.94	0.00434	0.00000	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 abajo	C1U1C2U2CV	412.50	858.23	1405.21	0.00000	0.00322	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 abajo	C1U1C2U2CV	450.33	1280.73	1366.89	0.01827	0.03341	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 arriba	C1U1C2U2CV	513.96	1795.15	472.12	0.01363	0.00318	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 arriba	C1U1C2U2CV	515.29	1073.78	1048.97	0.03007	0.01453	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 arriba	C1U1C2U2CV	483.42	1269.55	459.00	0.00000	0.00577	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 arriba	C1U1C2U2CV	299.98	922.12	447.81	0.00729	0.00788	B to C	B to IO
Cepa Norte, C1 abajo	C1U1C2U2CV	489.61	1519.30	721.41	0.03363	0.00073	B to C	B to IO
Cepa Norte, C2 abajo	C1U1C2U2CV	270.56	1619.02	1257.00	0.03501	0.00000	B to C	B to IO
Cepa Sur, C1 abajo	C1U1C2U2CV	523.95	1521.64	2260.26	0.00021	0.03503	B to C	B to IO
Cepa Sur, C2 abajo	C1U1C2U2CV	494.70	1539.78	1364.70	0.00857	0.02621	B to C	B to IO

De la tabla anterior se puede reconocer un comportamiento plástico de la estructura, ya que se forman todas las rótulas plásticas esperadas. En las Figuras 5.6 y 5.7 se observa este comportamiento.

El color que presentan las rótulas indica que han pasado el límite de fluencia pero no alcanzan a llegar al límite de ocupación inmediata.

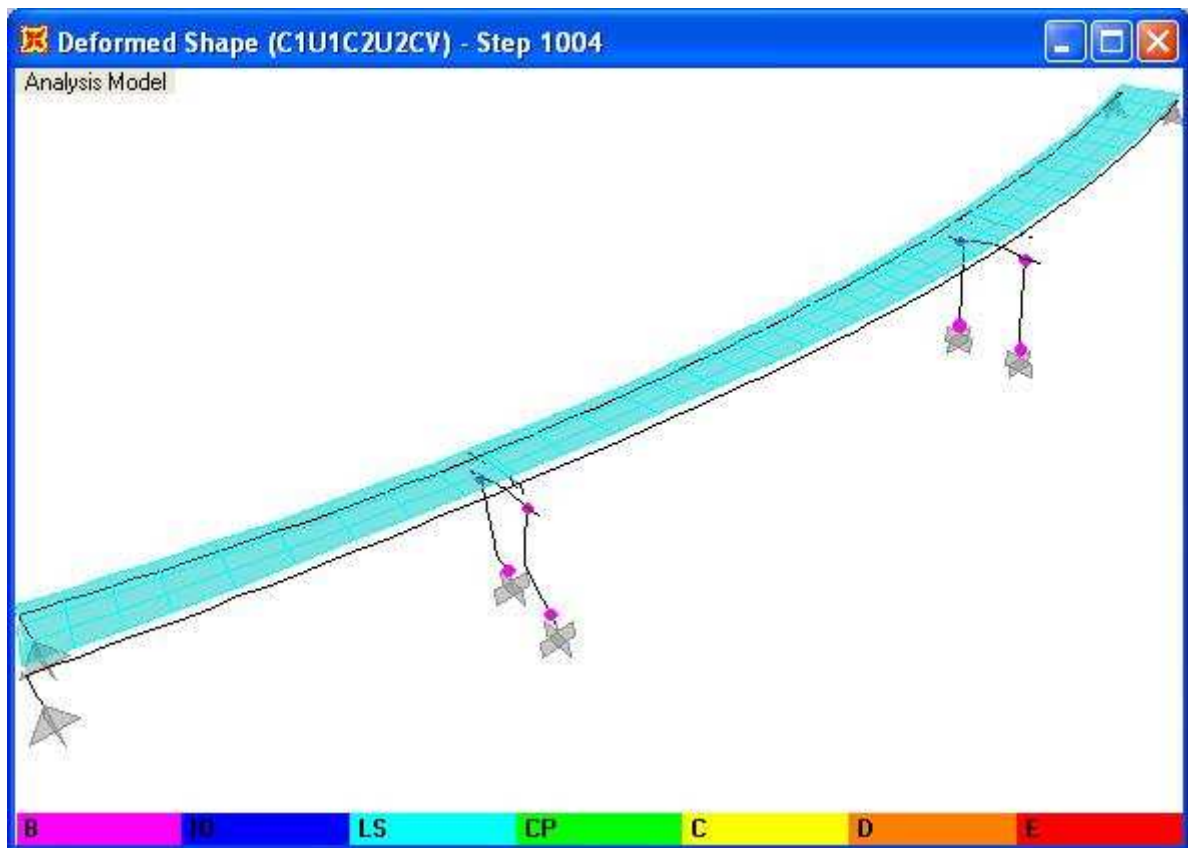


Figura 5.6. Estados extremos de las rótulas plásticas, C1U1C2U2CV

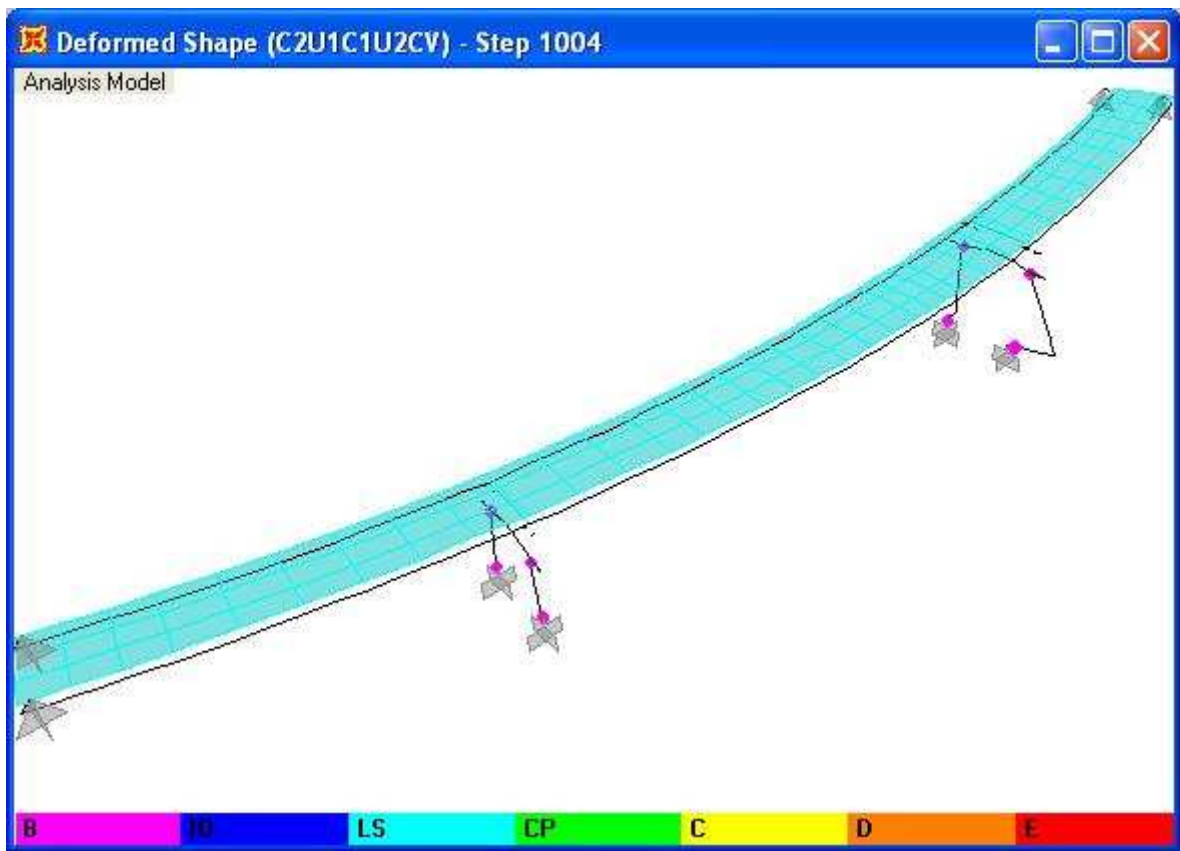


Figura 5.7. Estados extremos de las rótulas plásticas, C2U1C1U2CV

CAPÍTULO 6: AISLADORES DE NEOPRENO

6.1. INTRODUCCIÓN

Se llama sistema de aislación al conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores individuales, todos los elementos estructurales que transfieren fuerza entre los elementos del sistema de aislación y la superestructura y subestructura, y todas las conexiones a otros elementos estructurales.

Un aislador es un elemento estructural del sistema de aislación que es horizontalmente flexible y verticalmente rígido y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitación sísmica.

Los sistemas de apoyos de los puentes son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas y que permiten el traspaso de las cargas a la infraestructura mientras se facilita la traslación y/o rotación. En general son de goma natural o neopreno y se ubican entre la mesa de apoyo y el ala inferior de las vigas.

Si éstos tienen ciertas características pueden cumplir la función de aislar sísmicamente la estructura. Los aisladores sísmicos ayudan a que la estructura tenga una mayor flexibilidad, lo que se traduce en un aumento del periodo propio del conjunto y en consecuencia, en una disminución de las aceleraciones sísmicas de la estructura a solo una fracción de la que correspondería si estos aisladores no existieran. Si el aumento del amortiguamiento es importante entonces se reducen los desplazamientos, se reduce aún más la influencia de las características del sismo y se restringe la acción del viento.

El rol crítico es asumido por los mecanismos aisladores, la mayor parte del daño está concentrado en estos aparatos, con plastificación significativa y grandes desplazamientos residuales. La respuesta de la parte restante de la estructura es en principio lineal elástica, con algún posible daño localizado en las juntas de movimientos debido a grandes desplazamientos estructurales.

Se establecen dos tipos de aislación: Total y parcial. La aislación total de un puente se obtiene cuando bajo la acción sísmica de diseño la estructura del puente, con la posible excepción del sistema mismo de aislación, permanece dentro del rango elástico. En caso contrario el puente se considera parcialmente aislado. En este caso el tablero debe permanecer dentro del rango elástico y la respuesta post-elástica debe restringirse a las cepas.

Los apoyos elastoméricos reforzados con acero son fabricados de láminas alternadas de elastómero y acero, unidos a través de vulcanización.

En el capítulo que se presenta en seguida se dan pautas de diseño de aisladores de neopreno armado, se determinan los requerimientos de los apoyos del puente y el diseño óptimo de éstos.

El diseño de los aisladores se realiza siguiendo las instrucciones dadas por el CALTRANS y AASHTO, y toda formula expuesta más adelante se tomó de las referencias [16], [17] y [18].

6.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES DE DISEÑO

6.2.1. Recomendaciones de diseño

Los movimientos sísmicos hacen que las placas de apoyo experimenten desplazamientos que disminuyen el área eficaz, aumentando el esfuerzo de compresión inconvenientemente y disminuyendo su vida útil.

Para el nivel inferior de acción sísmica, se permiten excursiones en el rango no lineal a los mecanismos elastoplásticos, si el desplazamiento mayor no excede 1,5 veces el desplazamiento límite elástico y el desplazamiento residual, asumido igual al elástico, no compromete el uso de la estructura.

Debe usarse mecanismos con rigidez vertical alta. La razón entre las rigideces vertical y horizontal ha de ser en general mayor que 500.

Para lograr un buen diseño se recomienda seguir, además, los siguientes criterios:

- Se puede usar mecanismos o bloques para restringir el movimiento vertical y horizontal mientras no interfieran con el movimiento de la estructura hasta un desplazamiento igual al desplazamiento máximo del sistema de aislación más una cierta holgura (20%). Es conveniente que los mecanismos empiecen a trabajar progresivamente; en este caso el contacto puede tener lugar para desplazamientos menores.
- Todas las partes de un sistema de aislación deben ser accesibles para inspección y reemplazo en cualquier momento (o eliminación de los desplazamientos residuales después de un terremoto fuerte).
- El diseño del sistema de aislación debe garantizar un comportamiento correcto de la superestructura para acciones distintas de los terremotos, tales como cargas verticales, viento, variaciones de temperatura, cargas de frenado, etc.

Se debe diseñar adecuadamente el sistema de aislación. Las propiedades de diseño deben ser verificadas por ensayos; se debe considerar también los requerimientos impuestos por las cargas de servicio, debe verificarse la fuerza lateral de restitución, la estabilidad ante la carga vertical, la seguridad al volcamiento, la capacidad de rotación y el comportamiento frente a las condiciones ambientales.

En la actualidad posiblemente se debe usar factores de seguridad más grandes cuando se diseña un puente aislado, en la mayoría de los casos debe realizarse un análisis en el tiempo no lineal, los mecanismos de aislación o disipación deben ensayarse siempre y se debe seguir rigurosamente un programa de mantenimiento con inspección periódica y posible reensayo de los aparatos.

6.2.2. *Ensayos*

El funcionamiento de todos los sistemas de aislación debe verificarse mediante ensayos de caracterización del sistema (determina las propiedades de las unidades aisladoras individuales y el comportamiento del sistema de aislación), entre ellos están los ensayos de temperatura baja y

los de uso y fatiga, y ensayos de prototipos (verifica las características de deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislación usados en el diseño y análisis).

Las características fuerza-deformación del sistema de aislación deben basarse en los resultados de los ensayos de carga cíclica para cada ciclo de carga realizado.

Se debe realizar pruebas de control de calidad sobre los soportes elastoméricos: ensayo de capacidad de compresión y ensayo de compresión y corte combinados.

Capacidad a la compresión: Cada aislador debe ser sometido a una prueba de carga sostenida durante 5 minutos. La carga de compresión debe ser 1.5 veces la carga máxima (peso propio + sobrecarga). Si la dilatación lateral sugiere adherencia débil, el aislador debe ser rechazado.

Compresión y corte combinados: Los aisladores se deben ensayar de a pares. La carga de compresión es el promedio de las cargas de peso propio de todos los aisladores de un mismo tipo y el aislador debe ser sometido a cinco ciclos completos de carga para el desplazamiento mayor entre el desplazamiento total de diseño y 50% de la altura de elastómero.

Después de la prueba de control de calidad, todos los soportes deben inspeccionarse visualmente por defectos. Si hay pérdida de adherencia de la goma al acero, defectos de colocación de las láminas, grietas superficiales en la goma más anchas o más profundas que 2/3 del espesor de cubierta de la goma y/o deformación permanente se rechazan.

Los principales ensayos realizados a las placas son:

- Ensayo del elastómero de neopreno para determinar su módulo de corte G y coeficiente de amortiguamiento β . Consiste en someter a las probetas a deformaciones de corte de pulso triangular a una frecuencia de 0.5 hz, especificándose diez ciclos de corte para valores máximos de deformación de 10, 25, 50, 75, 100, 150 y 200%.
- Ensayo de Compresión.
- Ensayo de Compresión y Corte combinados.

Con ellos, los requerimientos a comprobar son:

- Dureza $60^{\circ} \pm 5$ Shore A. El fabricante entrega certificación de medición de dureza según norma ASTM D-2240, emitida por un laboratorio externo.
- Módulo de corte $G = 12 \text{ kg/cm}^2$, tanto estático como dinámico.
- Y un amortiguamiento de 5% a 6 %.

6.2.3. Influencia en la respuesta vertical

La inserción de elementos flexibles en la dirección horizontal en la mayoría de los casos implica un incremento de la flexibilidad vertical. Esto debe considerarse de manera cuidadosa, particularmente en el caso de terremotos de campo cercano, debido a la amplificación potencial del movimiento vertical y la posible descolocación del tablero. Aún si se admite un esfuerzo de tracción en el soporte, debe considerarse que muchos aisladores del tipo soporte tienen flexibilidades verticales diferentes cuando están comprimidos que cuando están traccionados, siendo usualmente mucho más rígidos en compresión. No se debe excluir la posibilidad de que la rotura del soporte se deba a la resonancia en la respuesta vertical. Además, una alta variación de la carga vertical podría causar un cambio significativo de la respuesta horizontal del soporte, no tomado en cuenta en la extensión apropiada en la fase de diseño.

6.2.4. Procedimiento de diseño

El proceso de diseño de un aislador es iterativo, por lo que para realizarlo primero es necesario determinar las siguientes variables:

- n : número de capas de goma.
- t : espesor de cada capa.
- T_r : espesor total de la goma.
- G : módulo de corte.
- h : altura total del aislador.
- A_b : área de lámina de goma (ancho B_1 y largo B_2).

- Resto de la geometría del aislador como es la cantidad y espesor de capas de refuerzo de acero.
- Constante del material κ .
- Con los datos anteriores se obtiene el factor de forma
- Deformación última del aislador, ε_u .
- Y según la dureza se obtiene la deformación por creep.

Luego, se realiza el análisis sísmico y se determinan todas las sollicitaciones en los aisladores además de las deformaciones producidas por el sismo. Con estos datos se calcula:

- Esfuerzos de compresión.
- Deformación estática por temperatura.
- Deformación por compresión debido a peso propio y sobrecarga.
- Deformación angular debida a cargas verticales, a cargas de servicio, a cargas sísmicas y a rotación.

Así es posible verificar que se cumplan restricciones de:

- Compresión vertical, p .
- Deformación angular máxima permitida, ε .
- Propiedades geométricas.
- Placas de reforzamiento.
- Estabilidad.
- Rotación.

Si no se cumple con alguna de las restricciones anteriores hay que cambiar algunas propiedades del aislador determinadas antes y realizar todo el procedimiento de nuevo hasta que se cumplan todas las restricciones.

A continuación se presentan las fórmulas necesarias para realizar los cálculos recién nombrados.

Factor de forma:
$$S = \frac{B_1 \cdot B_2}{2 \cdot t \cdot (B_1 + B_2)}$$

Módulo de compresión efectiva:
$$E_c = 3 \cdot G \cdot (1 + 2 \cdot \kappa \cdot S^2)$$

Área efectiva:
$$A_r = B_2 \cdot (B_1 - d_T)$$

Donde:

d_T : Desplazamiento obtenido del análisis sísmico.

Los otros parámetros se definieron arriba.

Esfuerzo de compresión:

- Por cargas sísmicas y peso propio (W)
$$\sigma_{c-w} = \frac{W}{A_b}$$
- Por sobrecarga (SC)
$$\sigma_{c-sc} = \frac{SC}{A_b}$$
- Esfuerzo total de compresión:
$$\sigma_c = \sigma_{c-w} + \sigma_{c-sc}$$

Deformación por temperatura:
$$\Delta L = L \cdot \Delta T^\circ \cdot \alpha$$

Donde:

L : es la luz de la viga que se deforma.

α : coeficiente de expansión térmica lineal, propiedad del material.

Deformación por peso propio:
$$\varepsilon_{c-PP} = \frac{\sigma_{c-w}}{E_c}$$

Deformación por sobrecarga:
$$\varepsilon_{c-SC} = \frac{\sigma_{c-sc}}{E_c}$$

Deformación total:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c_PP} + \varepsilon_{c_SC}$$

$$\Delta_{c_total} = \varepsilon_c \cdot T_r$$

Deformación por corte (ε_{sc}) debida a compresión por cargas verticales (P)

$$\gamma_c = \begin{cases} \frac{6SP}{4A_r G(1 + 2\kappa S^2)} & \text{si } S \leq 15 \\ \frac{6P}{A_r} \left[\frac{1}{8G\kappa S^2} + \frac{1}{K} \right] & \text{si } S > 15 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sc} = \max(6 \cdot S \cdot \varepsilon_c, \gamma_c)$$

En ausencia de información experimental, K puede tomarse como 2000 MPa.

Deformación por corte (ε_{ss}) debido a cargas de servicio

$$\varepsilon_{ss} = \frac{\Delta_s}{T_r}$$

Donde:

Δ_s : es la deformación por cargas de servicio.

Deformación por corte (ε_{eq}) debido al terremoto

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\Delta_{sis}}{T_r}$$

Donde:

Δ_{sis} : es la deformación producida por el terremoto.

Deformación por corte (ϵ_r) debido a rotación

$$\epsilon_r = \frac{B^2 \theta}{2 \cdot t \cdot T_r}$$

Donde:

B: largo de la placa si la rotación es alrededor de su eje transversal, o ancho de la placa si la rotación es alrededor de su eje longitudinal.

θ : componente de máxima rotación de servicio en la dirección de interés.

Deformación por corte total sísmico

$$\epsilon_{tsis} = \epsilon_{sc} + \epsilon_{eq} + \epsilon_{sr}$$

Las restricciones que se deben cumplir se enseñan enseguida:

Tensión de compresión

En cualquier capa del apoyo, la tensión de compresión promedio debe satisfacer lo siguiente:

$$\sigma_c \leq 1.6KSI$$

$$\sigma_c \leq 1.66GS$$

$$\sigma_{c_sc} \leq 0.66GS$$

Donde:

σ_{c_sc} : Compresión promedio debido a cargas vivas

σ_c : Compresión promedio debido a la carga muerta total más la carga viva

G: módulo de corte del elastómero.

S: factor de forma de la capa más gruesa del apoyo.

Deformación sísmica

Para soportes elastoméricos (reforzados con acero) debe calcularse las deformaciones por corte provenientes de la compresión por cargas verticales, de los desplazamientos laterales sísmico y no sísmico y de la rotación y debe satisfacerse los criterios de deformación máxima admisible para las combinaciones de carga de servicio y sísmica. Los soportes elastoméricos deben satisfacer:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sc} &\leq 2.5 \\ \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{ss} + \varepsilon_{sr} &\leq 5.0 \\ \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{eq} + 0.5\varepsilon_{sr} &\leq 5.5\end{aligned}$$

Además, se tiene la siguiente deformación sísmica admisible:

$$\varepsilon_{adm} = 0.75 \cdot \varepsilon_u$$

Y se debe cumplir que la deformación por corte total sísmica, ε_{sis} , sea menor a la deformación admisible.

Propiedades geométricas

El movimiento horizontal de la superestructura del puente, Δ_0 , será tomado como el máximo desplazamiento posible causado por creep, contracción, post-tensión, combinados con efectos térmicos computados de acuerdo con esta especificación. La deformación máxima de corte del apoyo, Δ_s , será tomada como Δ_0 , modificada tomando en cuenta la flexibilidad de la pila y los procesos de construcción.

El apoyo será diseñado con:

$$T_r \geq 2\Delta_s$$

Donde:

T_r : espesor total del elastómero.

Compresión y rotación combinadas

Las rotaciones serán tomadas como la diferencia en pendiente máxima posible entre las superficies superior e inferior del apoyo. Ellas incluirán los efectos del paralelismo inicial y la posterior rotación del extremo de la viga debido a la imposición de cargas y movimientos. Los apoyos serán diseñados para que eso no ocurra bajo ninguna combinación de cargas y rotaciones correspondientes.

Todo apoyo rectangular debe satisfacer:

$$\sigma_{TL} \geq 1.0GS \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{B}{t} \right)^2$$

Un apoyo rectangular sujeto a deformación por corte también debe satisfacer:

$$\sigma_{TL} \leq 1.875GS \left(1 - 0.200 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{B}{t} \right)^2 \right)$$

Donde:

B: largo de la placa si la rotación es alrededor de su eje transversal, o ancho de la placa si la rotación es alrededor de su eje longitudinal.

G: modulo de corte del elastómero.

t: espesor de la capa elastomérica i de un apoyo elastomérico.

n: número de capas de elastómero.

S: factor de forma de la capa más gruesa del apoyo.

θ : componente de máxima rotación de servicio en la dirección de interés.

σ_c : compresión promedio debido a la carga muerta total más la carga viva

Estabilidad

El apoyo es estable para las cargas admisibles si se cumple:

$$\frac{3.84(T_r / B_2)}{S\sqrt{1 + 2B_2 / B_1}} \leq \frac{2.67}{S(S + 2)(1 + B_2 / 4B_1)}$$

Para apoyos rectangulares que no cumplan esta ecuación, si el tablero del puente es libre de trasladarse horizontalmente se debe satisfacer:

$$\sigma_c \leq \frac{G}{\left(\frac{3.84(T_r / B_2)}{S\sqrt{1+2B_2 / B_1}} - \frac{2.67}{S(S+2)(1+B_2 / 4B_1)} \right)}$$

Si B_2 es más grande que B_1 para un apoyo rectangular, la estabilidad debe ser revisada para las fórmulas anteriores con B_2 y B_1 intercambiados.

Reforzamiento

El espesor del reforzamiento, h_s , deberá satisfacer los requerimientos:

$$h_s > \frac{3.0 \cdot t \cdot \sigma_c}{F_y} \text{ y } h_s > \frac{2.0 \cdot t \cdot \sigma_c}{F_{sr}}$$

Donde:

h_s : espesor de la lamina de acero.

F_{sr} : rango de tensiones de fatiga admisible para más de 2000000 ciclos.

Estabilidad

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la placa no debe exceder al menos de $B_1/3$ o $B_2/3$. Además se debe cumplir con alguno de los siguientes criterios:

$$\frac{b_{\min}}{T_r} \geq 4$$

o

$$\frac{\sigma_c}{G} \leq \frac{2b_{\min}}{3T_r} S$$

Donde:

b_{\min} : mínimo entre B_1 y B_2 .

Además, la capacidad de rotación de diseño de la unidad de aislación debe incluir los efectos de la carga de peso propio, la sobrecarga y los malos alineamientos de construcción. La rotación de diseño por mal alineamiento de construcción no debe ser menor que 0,005 radianes.

Resistencia a la deformación

La fuerza de corte en la estructura inducida por las deformaciones del elastómero será basada en un valor de G no menor que el del elastómero a 0°F. Los efectos de relajación serán ignorados.

Si la fuerza de corte de diseño, H_m , debido a la deformación de la placa excede 1/5 de la fuerza vertical mínima, la placa deberá ser asegurada contra el movimiento horizontal.

La fuerza requerida para deformar un elemento elastomérico debe ser computada con:

$$H_m = GA_b \Delta_s / T_r$$

Placas de carga y anclaje para los apoyos

Placas para cargas distribuidas

Los apoyos, junto con cualquier placa adicional, serán diseñados de la siguiente forma:

- El sistema combinado deberá ser lo suficientemente rígido para prevenir distorsiones en el apoyo que pudieran perjudicar su adecuado funcionamiento.
- Las tensiones impuestas en la estructura de soporte deben satisfacer los límites especificados por el ingeniero. Las tensiones admisibles en el concreto serán calculadas con la carga de compresión máxima, P_m , en el apoyo.

- El apoyo deberá poder ser reemplazado dentro de los límites de altura del gato especificado por el ingeniero, sin daño del apoyo, placas de distribución o estructura de soporte. Si no hay límites dados, se usará una altura de $\frac{3}{4}$ pulgadas.

Placas de tapa

Si la inclinación con respecto a la horizontal en el lado inferior de la viga no excede 0.01 radianes cuando el lugar de emplazamiento del puente se encuentra a la temperatura media anual y se aplica toda la carga muerta, se utilizará una placa de tapa para proveer un nivel de superficie de carga ubicado en el apoyo.

Anclaje

Todas las placas de distribución de cargas y todos los apoyos con placas de acero externas serán asegurados a sus apoyos mediante tornillos o soldadura.

Todas las vigas de metal serán aseguradas a los soportes de los apoyos mediante una conexión que pueda resistir fuerzas horizontales impuestas en ellas. No se permiten separaciones en las componentes de los apoyos. Una conexión, adecuada para resistir al menos una combinación de cargas favorables, será instalada donde fuese necesario para prevenir la separación.

Protección a la corrosión

Todas las partes de acero expuestas de los apoyos que no estén hechas de acero inoxidable deberán estar protegidas contra la corrosión. Se puede utilizar una combinación de metalización de zinc o galvanización del acero y un sistema de pintado.

6.2.5. Verificación del cumplimiento de las restricciones

En seguida se muestra un resumen de los requerimientos de los apoyos ubicados en las cepas y en los estribos.

Tabla N° 6.1: Resumen de esfuerzos y desplazamientos en los apoyos en las cepas

Tipo de análisis	Ulong	Utrans	V	P
	mm	mm	Ton	Ton
EMC	68.72	85.22	79	610.9
EPica	81	97	91	785.52
ESintético	95	194	181	800.85
THLPica	97	126	117	772.83
THLSint.	98	201	187	828
THNLPica	62	65	73	177.87
THNLSint.	79	112	125	292.62

Tabla N° 6.2: Resumen de esfuerzos y desplazamientos en los apoyos en estribos

Tipo de análisis	Ulong	Utrans	V	P
	mm	mm	Ton	Ton
EMC	145.15	156.5	61	219.98
EPica	135	155	61	263.28
ESintético	199	344	134	314.29
THLPica	127	134	52	264.02
THLSint.	202	333	129	341
THNLPica	109	116	92	58.82
THNLSint.	298	524	247	129.44

A continuación se realizan los cálculos necesarios para determinar los casos en que se cumplen las restricciones mencionadas anteriormente.

PLACAS DE APOYO EN CEPAS

Datos del aislador

Ancho de cada lámina de goma:	$B_1 := 800\text{mm}$	
Largo de cada lámina de goma:	$B_2 := 1200\text{mm}$	
Área de cada lámina de goma:	$A_b := B_1 \cdot B_2$	$A_b = 9600\text{ cm}^2$
Número de capas de goma:	$n := 5$	
Espesor de cada capa:	$t := 15\text{mm}$	
Número de capas de goma externas:	$n_e := 2$	
Espesor de cada capa externa:	$t_e := 5\text{mm}$	
Espesor total de la goma:	$T_r := n \cdot t + n_e \cdot t_e$	$T_r = 85\text{ mm}$
Espesor de capas de refuerzo internas:	$h_s := 3\text{mm}$	
Número de capas de refuerzo internas:	$n_s := 6$	
Espesor de capas externas de acero:	$h_{se} := 0\text{mm}$	
Número de capas de refuerzo externas:	$n_{se} := 0$	
Altura total del aislador:	$h := T_r + h_s \cdot n_s + h_{se} \cdot n_{se}$	$h = 103\text{ mm}$
Lado menor del aislador:	$b_{\min} := \min(B_1, B_2)$	$b_{\min} = 80\text{ cm}$
Módulo de corte:	$G := 120 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	
Constante del material:	$\kappa := 0.6$	
Módulo de elasticidad volumétrica:	$K := 200\text{MPa}$	
Factor de forma:	$S := \frac{B_1 \cdot B_2}{2 \cdot (B_1 + B_2)}$	$S = 16$
Módulo de compresión efectiva:	$E_c := 3 \cdot G \cdot (1 + 2 \cdot \kappa \cdot S^2)$	$E_c = 110952 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Creep (25 años):	$\text{Creep} := 35\%$	
	$\Delta_{\text{creep}} := \text{Creep} \cdot T_r$	$\Delta_{\text{creep}} = 29.75\text{ mm}$


Deformación última: $\epsilon_u := 350\%$

Coefficiente de amortiguamiento: $B := 1.0$

Resistencia a la fluencia del
acero de reforzamiento: $F_y := 2.53 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero, fatiga: $F_{sr} := 0.6 F_y$ $F_{sr} = 1.518 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$

Solicitaciones

Datos obtenidos del análisis: Cepas :=  Archivo con datos de la
Tabla 6.1

Sísmicas más peso propio: $W := \text{Cepas}^{(3)} \text{ tonf}$

$$W = \begin{pmatrix} 610.9 \\ 785.52 \\ 800.85 \\ 772.83 \\ 828 \\ 177.87 \\ 292.62 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Sobrecarga : $SC := 150 \text{ tonf}$

Esfuerzos de compresión

Deformación sísmica dada por
el análisis: $\Delta_{\text{sis_long}} := \text{Cepas}^{(0)} \text{ mm}$

$$\Delta_{\text{sis_trans}} := \text{Cepas}^{(1)} \text{ mm}$$

Desplazamiento de diseño: $d_{\text{Tlong}} := \Delta_{\text{sis_long}}$

$$d_{\text{Ttrans}} := \Delta_{\text{sis_trans}}$$

Área efectiva: $A_{\text{rlong}_i} := B_2 \cdot (B_1 - d_{\text{Tlong}_i})$

$$A_{\text{rtrans}_i} := B_1 \cdot (B_2 - d_{\text{Ttrans}_i})$$

Sísmicas más peso propio,
longitudinal: $\sigma_{c_wlong_i} := \frac{W_i}{A_{\text{rlong}_i}}$

Sobrecarga, transversal :

$$\sigma_{c_sctrans_i} := \frac{SC}{A_{rtrans_i}}$$

Esfuerzo total de compresión, transversal:

$$\sigma_{ctrans_i} := \sigma_{c_wtrans_i} + \sigma_{c_sctrans_i}$$

Esfuerzo de compresión admisible según método B:

$$\sigma_{c_adm} := \min(1.6ksi, 1.66 G \cdot S) \quad \sigma_{c_adm} = 112.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{all} := 0.66 G \cdot S \quad \sigma_{all} = 126.7 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificación:

$$Cumple1long_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c_long_i} \leq \sigma_{c_adm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Cumple1long = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"NO"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

$$Cumple2long_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c_sclong_i} \leq \sigma_{all} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Cumple2long = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

$$Cumple1trans_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{ctrans_i} \leq \sigma_{c_adm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1trans} = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"NO"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"NO"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2trans}_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c_sctrans}_i \leq \sigma_{all} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2trans} = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

Deformación estática por temperatura

Variación de temperatura: $\Delta T^\circ := 20$

Constante : $\alpha := \frac{1}{100000}$

Largo de viga longitudinal: $L_{long} := 50\text{m}$

Largo de viga transversal: $L_{trans} := 1\text{m}$

Deformación por temperatura longitudinal: $\Delta L_{long} := L_{long} \cdot \Delta T^\circ \cdot \alpha$ $\Delta L_{long} = 10\text{-mm}$

Deformación por temperatura transversal: $\Delta L_{trans} := L_{trans} \cdot \Delta T^\circ \cdot \alpha$ $\Delta L_{trans} = 2.2\text{-mm}$

Deformación por compresión debido a PP +SC

Deformación por peso propio, longitudinal: $\epsilon_{c_PPlong}_i := \frac{\sigma_{c_wlong}_i}{E_c}$

Deformación por sobrecarga, longitudinal: $\epsilon_{c_SClong}_i := \frac{\sigma_{c_sclong}_i}{E_c}$

Deformación total,
longitudinal:

$$\varepsilon_{c_{long}_i} := \varepsilon_{c_{PP}_{long}_i} + \varepsilon_{c_{SC}_{long}_i}$$

$$\Delta_{c_{longtotal}_i} := \varepsilon_{c_{long}_i} \cdot T_R$$

Deformación por peso propio,
transversal:

$$\varepsilon_{c_{PP}_{trans}_i} := \frac{\sigma_{c_{wtrans}_i}}{E_c}$$

Deformación por sobrecarga,
transversal:

$$\varepsilon_{c_{SC}_{trans}_i} := \frac{\sigma_{c_{sctrans}_i}}{E_c}$$

Deformación total,
transversal:

$$\varepsilon_{c_{trans}_i} := \varepsilon_{c_{PP}_{trans}_i} + \varepsilon_{c_{SC}_{trans}_i}$$

$$\Delta_{c_{transtotal}_i} := \varepsilon_{c_{trans}_i} \cdot T_R$$

Verificación sísmica

Deformación por cargas de
servicio en dirección longitudinal:

$$\Delta_{slong} := \Delta L_{long} + \Delta_{creep}$$

Deformación por cargas de
servicio en dirección transversal:

$$\Delta_{strans} := \Delta L_{trans} + \Delta_{creep}$$

Rotación impuesta:

$$\theta_{trans} := 0.0rad$$

rotación absorbida por la placa de
ajuste, morteros de nivelación, etc.

$$\theta_{long} := 0.0rad$$

Límite de deformación sísmica:

$$\varepsilon_{adm} := 0.75\varepsilon_u$$

$$\varepsilon_{adm} = 262.5\%$$

Deformación por corte
debido a la compresión
por cargas verticales,
longitudinal:

$$\gamma_{c_{long}_i} := \begin{cases} \frac{3 \cdot S \cdot W_i}{2 \cdot A_{rlong}_i \cdot G \cdot (1 + 2\kappa \cdot S^2)} & \text{if } S \leq 15 \\ \frac{3 \cdot W_i \cdot \left(1 + 8 \cdot G \cdot \kappa \cdot \frac{S^2}{K}\right)}{4 \cdot G \cdot \kappa \cdot S \cdot A_{rlong}_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sc_{long}_i} := \max\left(6 \cdot S \cdot \varepsilon_{c_{long}_i}, \gamma_{c_{long}_i}\right)$$

Deformación por corte debido a la compresión por cargas verticales, transversal:

$$\gamma_{\text{ctrans}_i} := \begin{cases} \frac{3 \cdot S \cdot W_i}{2 \cdot A_{\text{rtrans}_i} \cdot G \cdot (1 + 2\kappa \cdot S^2)} & \text{if } S \leq 15 \\ \frac{3 \cdot W_i \cdot \left(1 + 8 \cdot G \cdot \kappa \cdot \frac{S^2}{K}\right)}{4 \cdot G \cdot \kappa \cdot S \cdot A_{\text{rtrans}_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{\text{sctrans}_i} := \max\left(6 \cdot S \cdot \varepsilon_{\text{ctrans}_i}, \gamma_{\text{ctrans}_i}\right)$$

Deformación por corte debido a cargas de servicio, longitudinal:

$$\varepsilon_{\text{sslong}} := \frac{\Delta_{\text{slong}}}{T_r} \quad \varepsilon_{\text{sslong}} = 46.8\%$$

Deformación por corte debido a cargas de servicio, transversal:

$$\varepsilon_{\text{sstrans}} := \frac{\Delta_{\text{strans}}}{T_r} \quad \varepsilon_{\text{sstrans}} = 37.6\%$$

Deformación por corte debido al terremoto, longitudinal:

$$\varepsilon_{\text{eqlong}_i} := \frac{\Delta_{\text{sis_long}_i}}{T_r}$$

Deformación por corte debido al terremoto, transversal:

$$\varepsilon_{\text{eqtrans}_i} := \frac{\Delta_{\text{sis_trans}_i}}{T_r}$$

Deformación por corte debido a rotación, longitudinal:

$$\varepsilon_{\text{srlong}} := \frac{\left(B_1^2 \cdot \theta_{\text{long}}\right)}{2 \cdot t \cdot T_r} \quad \varepsilon_{\text{srlong}} = 0\%$$

Deformación por corte debido a rotación, transversal:

$$\varepsilon_{\text{srtrans}} := \frac{\left(B_2^2 \cdot \theta_{\text{trans}}\right)}{2 \cdot t \cdot T_r} \quad \varepsilon_{\text{srtrans}} = 0\%$$

Deformación por corte total sísmica, longitudinal:

$$\varepsilon_{\text{tsislong}_i} := \varepsilon_{\text{sclong}_i} + \varepsilon_{\text{eqlong}_i} + \varepsilon_{\text{srlong}}$$

$$\varepsilon_{\text{tsislong}} = \begin{pmatrix} 1.589 \\ 1.974 \\ 2.18 \\ 2.169 \\ 2.256 \\ 1.05 \\ 1.372 \end{pmatrix}$$

Deformación por corte
total sísmica,
transversal:

$$\varepsilon_{tsistrans_i} := \varepsilon_{sctrans_i} + \varepsilon_{eqtrans_i} + \varepsilon_{srtrans}$$

$$\varepsilon_{tsistrans} = \begin{pmatrix} 1.771 \\ 2.14 \\ 3.399 \\ 2.491 \\ 3.527 \\ 1.077 \\ 1.758 \end{pmatrix}$$

Verificación sísmica, longitudinal: $Cumple_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \varepsilon_{tsislong_i} \leq \varepsilon_{adm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$$Cumple = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

Verificación sísmica, transversal: $Cumple_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \varepsilon_{tsistrans_i} \leq \varepsilon_{adm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$$Cumple = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"NO"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"NO"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

Deformación angular
máxima permitida:

$cumple1_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \varepsilon_{sclong_i} \leq 2.5 \wedge \varepsilon_{sclong_i} + \varepsilon_{sslong} \dots \leq 5 \wedge \varepsilon_{sclong_i} + \varepsilon_{eqlong_i} \dots \leq 5.5 \\ & \quad \quad \quad + \varepsilon_{srlong} \quad \quad \quad + 0.5\varepsilon_{srlong} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$$cumple1 = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \varepsilon_{\text{sctrans}_i} \leq 2.5 \wedge \varepsilon_{\text{sctrans}_i} + \varepsilon_{\text{ssstrans}} \dots \leq 5 \wedge \varepsilon_{\text{sctrans}_i} + \varepsilon_{\text{eqtrans}_i} \dots \leq 5.5 \\ & + \varepsilon_{\text{srtrans}} \qquad \qquad \qquad + 0.5\varepsilon_{\text{srtrans}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación de propiedades geométricas

Verificación de altura total del elastómero:

Deformación por corte de servicio, longitudinal:

$$\Delta_{\text{slong}} = 39.75 \text{ mm}$$

$$\text{Cumple} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } T_r \geq 2 \cdot \Delta_{\text{slong}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple} = \text{"OK"}$$

Deformación por corte de servicio, transversal:

$$\Delta_{\text{strans}} = 31.95 \text{ mm}$$

$$\text{Cumple} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } T_r \geq 2 \cdot \Delta_{\text{strans}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple} = \text{"OK"}$$

Verificación de rotación

Verificación en el sentido longitudinal:

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \geq 1.0 \cdot G \cdot S \cdot \left(\frac{\theta_{\text{long}}}{n} \right) \cdot \left(\frac{B_1}{t} \right)^2 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \leq 1.875 \text{ G} \cdot S \cdot \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta_{\text{long}}}{n} \right) \cdot \left(\frac{B_1}{t} \right)^2 \right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación en el
sentido transversal:

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \geq 1.0 \text{ G} \cdot S \cdot \left(\frac{\theta_{\text{trans}}}{n} \right) \cdot \left(\frac{B_1}{t} \right)^2 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \leq 1.875 \text{ G} \cdot S \cdot \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta_{\text{trans}}}{n} \right) \cdot \left(\frac{B_1}{t} \right)^2 \right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación del reforzamiento

Reforzamiento,
sentido longitudinal :

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 3.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{clong}_i}}{F_y} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 2.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{clong}_i}}{F_{sr}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Reforzamiento,
sentido transversal :

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 3.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{ctrans}_i}}{F_y} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 2.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{trans}_i}}{F_{\text{sr}}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación de estabilidad

Criterios de estabilidad:

Ambos sentidos:

$$\text{Estable} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } T_r < \min\left(\frac{B_1}{3}, \frac{B_2}{3}\right) \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable} = \text{"sí"}$$

Sentido longitudinal:

$$\text{Estable1} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{b_{\text{min}}}{T_r} \geq 4 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable1} = \text{"sí"}$$

$$\text{Estable2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{2 \cdot b_{\text{min}}}{3 \cdot T_r} \cdot S \geq \frac{\sigma_{\text{clong}_i}}{G} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable}_1 := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \text{Estable1} = \text{"sí"} \wedge \text{Estable2}_1 = \text{"sí"} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable3} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \left[\frac{3.84 \cdot \left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] \leq \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable3 = "no"

$$\text{Estable4}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \leq \frac{G}{\left[\frac{3.84 \cdot \left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] - \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable4} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Sentido transversal:

$$\text{Estable1} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{b_{\min}}{T_r} \geq 4 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable1 = "sí"

$$\text{Estable2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot T_r} \cdot S \geq \frac{\sigma_{\text{ctrans}_i}}{G} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \text{Estable1} = \text{"sí"} \wedge \text{Estable2}_i = \text{"sí"} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable3} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \left[3.84 \frac{\left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \leq \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)} \right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable3} = \text{"no"}$$

$$\text{Estable4}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \leq \frac{G}{\left[3.84 \frac{\left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] - \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable4} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Fuerzas de diseño

Fuerza requerida para deformar un elemento elastomérico, sentido longitudinal:

$$H_m := G A_b \cdot \frac{\Delta_{slong}}{T_r} \quad H_m = 53.9 \text{ tonf}$$

$$\text{Debe}_i := \begin{cases} \text{"asegurar movimiento horizontal"} & \text{if } H_m > \frac{W_i}{5} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Debe} = \begin{pmatrix} \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \end{pmatrix}$$

Fuerza requerida para deformar un elemento elastomérico, sentido longitudinal:

$$H_m := G A_b \cdot \frac{\Delta_{strans}}{T_r} \quad H_m = 43.3 \text{ tonf}$$

$$\text{Debe}_i := \begin{cases} \text{"asegurar movimiento horizontal"} & \text{if } H_m > \frac{W_i}{5} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Debe} = \begin{pmatrix} \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \end{pmatrix}$$

PLACAS DE APOYO EN ESTRIBOS

Datos del aislador

Ancho de cada lámina de goma:	$B_1 := 650\text{mm}$	
Largo de cada lámina de goma:	$B_2 := 1000\text{mm}$	
Área de cada lámina de goma:	$A_b := B_1 \cdot B_2$	$A_b = 6500\text{ cm}^2$
Número de capas de goma:	$n := 4$	
Espesor de cada capa:	$t := 17\text{mm}$	
Número de capas de goma externas:	$n_e := 2$	
Espesor de cada capa externa:	$t_e := 17\text{mm}$	
Espesor total de la goma:	$T_r := n \cdot t + n_e \cdot t_e$	$T_r = 102\text{ mm}$
Espesor de capas de refuerzo internas:	$h_s := 3\text{mm}$	
Número de capas de refuerzo internas:	$n_s := 5$	
Espesor de capas externas de acero:	$h_{se} := 25\text{mm}$	
Número de capas de refuerzo externas:	$n_{se} := 2$	
Altura total del aislador:	$h := T_r + h_s \cdot n_s + h_{se} \cdot n_{se}$	$h = 167\text{ mm}$
Lado menor del aislador:	$b_{\min} := \min(B_1, B_2)$	$b_{\min} = 65\text{ cm}$
Módulo de corte:	$G := 120 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	
Constante del material:	$\kappa := 0.6$	
Módulo de elasticidad volumétrica:	$K := 200\text{MPa}$	
Factor de forma:	$S := \frac{B_1 \cdot B_2}{2t \cdot (B_1 + B_2)}$	$S = 11.586$
Módulo de compresión efectiva:	$E_c := 3 \cdot G \cdot (1 + 2 \cdot \kappa \cdot S^2)$	$E_c = 58354.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Creep (25 años):	$\text{Creep} := 35\%$	
	$\Delta_{\text{creep}} := \text{Creep} \cdot T_r$	$\Delta_{\text{creep}} = 35.7\text{ mm}$


Deformación última: $\epsilon_u := 350\%$

Coefficiente de amortiguamiento: $B := 1.0$

Resistencia a la fluencia del
acero de reforzamiento: $F_y := 2.53 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero, fatiga: $F_{sr} := 0.6 F_y$ $F_{sr} = 1.52 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$

Solicitaciones

Datos obtenidos del análisis: Estribos :=  Archivo con datos de la
Tabla 6.2

Sísmicas más peso propio: $W := \text{Estribos}^{(3)} \text{ tonf}$

$$W = \begin{pmatrix} 219.98 \\ 263.28 \\ 314.29 \\ 264.02 \\ 341 \\ 58.82 \\ 129.44 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Sobrecarga : $SC := 50 \text{tonf}$

Esfuerzos de compresión

Deformación sísmica dada por
el análisis: $\Delta_{\text{sis_long}} := \text{Estribos}^{(0)} \text{ mm}$

$$\Delta_{\text{sis_trans}} := \text{Estribos}^{(1)} \text{ mm}$$

Desplazamiento de diseño: $d_{\text{Tlong}} := \Delta_{\text{sis_long}}$

$$d_{\text{Ttrans}} := \Delta_{\text{sis_trans}}$$

Área efectiva: $A_{\text{rlong}_i} := B_2 \cdot (B_1 - d_{\text{Tlong}_i})$

$$A_{\text{rtrans}_i} := B_1 \cdot (B_2 - d_{\text{Ttrans}_i})$$

Sísmicas más peso propio, longitudinal:	$\sigma_{c_wlong_i} := \frac{W_i}{A_{rlong_i}}$	
Sobrecarga, longitudinal :	$\sigma_{c_sclong_i} := \frac{SC}{A_{rlong_i}}$	
Esfuerzo total de compresión, longitudinal:	$\sigma_{clong_i} := \sigma_{c_wlong_i} + \sigma_{c_sclong_i}$	
Sísmicas más peso propio, transversal:	$\sigma_{c_wtrans_i} := \frac{W_i}{A_{rtrans_i}}$	
Sobrecarga, transversal :	$\sigma_{c_sctrans_i} := \frac{SC}{A_{rtrans_i}}$	
Esfuerzo total de compresión, transversal:	$\sigma_{ctrans_i} := \sigma_{c_wtrans_i} + \sigma_{c_sctrans_i}$	
Esfuerzo de compresión admisible según método B:	$\sigma_{c_adm} := \min(1.6ksi, 1.66G.S)$	$\sigma_{c_adm} = 112.5 \frac{kgf}{cm^2}$
	$\sigma_{all} := 0.66G.S$	$\sigma_{all} = 91.8 \frac{kgf}{cm^2}$
Verificación:	$Cumple1long_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{clong_i} \leq \sigma_{c_adm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
	$Cumple1long = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$	
	$Cumple2long_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c_sclong_i} \leq \sigma_{all} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
	$Cumple2long = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$	

$$\text{Cumple1trans}_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \leq \sigma_{\text{c_adm}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1trans} = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2trans}_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{\text{c_sctrans}_i} \leq \sigma_{\text{all}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2trans} = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

Deformación estática por temperatura

Variación de temperatura: $\Delta T^\circ := 20$

Constante : $\alpha := \frac{1}{100000}$

Largo de viga longitudinal: $L_{\text{long}} := 105\text{m}$

Largo de viga transversal: $L_{\text{trans}} := 11\text{m}$

Deformación por temperatura longitudinal: $\Delta L_{\text{long}} := L_{\text{long}} \cdot \Delta T^\circ \cdot \alpha$ $\Delta L_{\text{long}} = 21\text{mm}$

Deformación por temperatura transversal: $\Delta L_{\text{trans}} := L_{\text{trans}} \cdot \Delta T^\circ \cdot \alpha$ $\Delta L_{\text{trans}} = 2.2\text{mm}$

Deformación por compresión debido a PP +SC

Deformación por peso propio, longitudinal:	$\varepsilon_{c_PPlong_i} := \frac{\sigma_{c_wlong_i}}{E_c}$
Deformación por sobrecarga, longitudinal:	$\varepsilon_{c_SClong_i} := \frac{\sigma_{c_sclong_i}}{E_c}$
Deformación total, longitudinal:	$\varepsilon_{clong_i} := \varepsilon_{c_PPlong_i} + \varepsilon_{c_SClong_i}$
	$\Delta_{c_longtotal_i} := \varepsilon_{clong_i} \cdot T_R$
Deformación por peso propio, transversal:	$\varepsilon_{c_PPtrans_i} := \frac{\sigma_{c_wtrans_i}}{E_c}$
Deformación por sobrecarga, transversal:	$\varepsilon_{c_SCtrans_i} := \frac{\sigma_{c_sctrans_i}}{E_c}$
Deformación total, transversal:	$\varepsilon_{ctrans_i} := \varepsilon_{c_PPtrans_i} + \varepsilon_{c_SCtrans_i}$
	$\Delta_{c_transtotal_i} := \varepsilon_{ctrans_i} \cdot T_R$

Verificación sísmica

Deformación por cargas de servicio en dirección longitudinal:	$\Delta_{slong} := \Delta L_{long} + \Delta_{creep}$
Deformación por cargas de servicio en dirección transversal:	$\Delta_{strans} := \Delta L_{trans} + \Delta_{creep}$
Rotación impuesta:	$\theta := 0rad$ rotación absorbida por las placas de ajuste
Límite de deformación sísmica:	$\varepsilon_{adm} := 0.75\varepsilon_u$ $\varepsilon_{adm} = 262.5\%$

Deformación por corte debido a la compresión por cargas verticales, longitudinal:	$\gamma_{clong_i} := \begin{cases} \frac{3 \cdot S \cdot W_i}{2 \cdot A_{rlong_i} \cdot G \cdot (1 + 2\kappa \cdot S^2)} & \text{if } S \leq 15 \\ \frac{3 \cdot W_i \cdot \left(1 + 8 \cdot G \cdot \kappa \cdot \frac{S^2}{K}\right)}{4 \cdot G \cdot \kappa \cdot S \cdot A_{rlong_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$
---	---

$$\varepsilon_{sclong_i} := \max\left(6 \cdot S \cdot \varepsilon_{clong_i}, \gamma_{clong_i}\right)$$

Deformación por corte debido a la compresión por cargas verticales, transversal:

$$\gamma_{\text{ctrans}_i} := \begin{cases} \frac{3 \cdot S \cdot W_i}{2 \cdot A_{\text{rtrans}_i} \cdot G \cdot (1 + 2\kappa \cdot S^2)} & \text{if } S \leq 15 \\ \frac{3 \cdot W_i \cdot \left(1 + 8 \cdot G \cdot \kappa \cdot \frac{S^2}{K}\right)}{4 \cdot G \cdot \kappa \cdot S \cdot A_{\text{rtrans}_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon_{\text{sctrans}_i} := \max\left(6 \cdot S \cdot \epsilon_{\text{ctrans}_i}, \gamma_{\text{ctrans}_i}\right)$$

Deformación por corte debido a cargas de servicio, longitudinal:

$$\epsilon_{\text{sslong}} := \frac{\Delta_{\text{slong}}}{T_r} \quad \epsilon_{\text{sslong}} = 55.6\%$$

Deformación por corte debido a cargas de servicio, transversal:

$$\epsilon_{\text{sstrans}} := \frac{\Delta_{\text{strans}}}{h} \quad \epsilon_{\text{sstrans}} = 22.7\%$$

Deformación por corte debido al terremoto, longitudinal:

$$\epsilon_{\text{eqlong}_i} := \frac{\Delta_{\text{sis_long}_i}}{h}$$

Deformación por corte debido al terremoto, transversal:

$$\epsilon_{\text{eqtrans}_i} := \frac{\Delta_{\text{sis_trans}_i}}{h}$$

Deformación por corte debido a rotación, longitudinal:

$$\epsilon_{\text{srlong}} := \frac{\left(B_1^2 \cdot \theta\right)}{2 \cdot t \cdot h} \quad \epsilon_{\text{srlong}} = 0\%$$

Deformación por corte debido a rotación, transversal:

$$\epsilon_{\text{srtrans}} := \frac{\left(B_2^2 \cdot \theta\right)}{2 \cdot t \cdot h} \quad \epsilon_{\text{srtrans}} = 0\%$$

Deformación por corte total sísmica, longitudinal:

$$\epsilon_{\text{tsislong}_i} := \epsilon_{\text{sclong}_i} + \epsilon_{\text{eqlong}_i} + \epsilon_{\text{srlong}}$$

$$\epsilon_{\text{tsislong}} = \begin{pmatrix} 1.506 \\ 1.533 \\ 2.154 \\ 1.476 \\ 2.249 \\ 0.892 \\ 2.392 \end{pmatrix}$$

$$\text{cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \varepsilon_{\text{sctrans}_i} \leq 2.5 \wedge \varepsilon_{\text{sctrans}_i} + \varepsilon_{\text{ssstrans}} \dots \leq 5 \wedge \varepsilon_{\text{sctrans}_i} + \varepsilon_{\text{eqtrans}_i} \dots \leq 5.5 \\ & + \varepsilon_{\text{srtrans}} \qquad \qquad \qquad + 0.5\varepsilon_{\text{srtrans}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación de propiedades geométricas

Verificación de altura total del elastómero:

Deformación por corte de servicio, longitudinal:

$$\Delta_{\text{slong}} = 56.7 \text{ mm}$$

$$\text{Cumple} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } T_r \geq 2 \cdot \Delta_{\text{slong}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple} = \text{"NO"}$$

Deformación por corte de servicio, transversal:

$$\Delta_{\text{strans}} = 37.9 \text{ mm}$$

$$\text{Cumple} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } T_r \geq 2 \cdot \Delta_{\text{strans}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple} = \text{"OK"}$$

Verificación de rotación

Verificación en el
sentido longitudinal:

$$\text{Cumple}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \geq 1.0 \cdot G \cdot S \cdot \left(\frac{\theta}{n}\right) \cdot \left(\frac{B_1}{t}\right)^2 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \leq 1.875 \cdot G \cdot S \cdot \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta}{n}\right) \cdot \left(\frac{B_1}{t}\right)^2\right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación en el
sentido transversal:

$$\text{Cumple}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \geq 1.0 \cdot G \cdot S \cdot \left(\frac{\theta}{n}\right) \cdot \left(\frac{B_1}{t}\right)^2 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_1 := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{ctrans}_i} \leq 1.875 G.S. \cdot \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta}{n} \right) \cdot \left(\frac{B_1}{t} \right)^2 \right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación del reforzamiento

Reforzamiento,
sentido longitudinal :

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 3.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{clong}_i}}{F_y} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 2.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{clong}_i}}{F_{sr}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Reforzamiento,
sentido transversal :

$$\text{Cumple1}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 3.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{ctrans}_i}}{F_y} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple1} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Cumple2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } h_s > 2.0 \frac{t \cdot \sigma_{\text{ctrans}_i}}{F_{sr}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Cumple2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Verificación de estabilidad

Criterios de estabilidad:

Ambos sentidos:

$$\text{Estable} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } T_r < \min\left(\frac{B_1}{3}, \frac{B_2}{3}\right) \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable = "sí"

Sentido longitudinal:

$$\text{Estable1} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{b_{\min}}{T_r} \geq 4 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable1 = "sí"

$$\text{Estable2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot T_r} \cdot S \geq \frac{\sigma_{\text{clong}_i}}{G} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \text{Estable1} = \text{"sí"} \wedge \text{Estable2}_i = \text{"sí"} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable3} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \left[3.84 \frac{\left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] \leq \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \min(B_1, B_2)} \right)} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable3 = "no"

$$\text{Estable4}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{clong}_i} \leq \frac{G}{\left[3.84 \frac{\left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] - \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \min(B_1, B_2)} \right)}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable4} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

Sentido transversal:

$$\text{Estable1} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{b_{\min}}{T_r} \geq 4 \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable1} = \text{"sí"}$$

$$\text{Estable2}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot T_r} \cdot S \geq \frac{\sigma_{\text{trans}_i}}{G} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable2} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \text{Estable1} = \text{"sí"} \wedge \text{Estable2}_i = \text{"sí"} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Estable} = \begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$$

$$\text{Estable3} := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \left[\frac{3.84 \cdot \left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \leq \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)} \right] \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable3 = "no"

$$\text{Estable4}_i := \begin{cases} \text{"sí"} & \text{if } \sigma_{\text{trans}_i} \leq \frac{G}{\left[\frac{3.84 \cdot \left(\frac{T_r}{\max(B_1, B_2)} \right)}{S \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{\max(B_1, B_2)}{\min(B_1, B_2)}}} \right] - \frac{2.67}{S \cdot (S + 2) \cdot \left(1 + \frac{\max(B_1, B_2)}{4 \cdot \min(B_1, B_2)} \right)}} \\ \text{"no"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Estable4 = $\begin{pmatrix} \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \\ \text{"sí"} \end{pmatrix}$

Fuerzas de diseño

Fuerza requerida para deformar un elemento elastomérico, sentido longitudinal:

$$H_m := G \cdot A_b \cdot \frac{\Delta_{\text{slong}}}{T_r} \quad H_m = 43.4 \text{ tonf}$$

$$\text{Debe}_i := \begin{cases} \text{"asegurar movimiento horizontal"} & \text{if } H_m > \frac{W_i}{5} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Debe = $\begin{pmatrix} \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \end{pmatrix}$

Fuerza requerida para deformar un elemento elastomérico, sentido longitudinal:

$$H_m := G A_b \frac{\Delta_{strans}}{T_r} \quad H_m = 29 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Debe}_i := \begin{cases} \text{"asegurar movimiento horizontal"} & \text{if } H_m > \frac{W_i}{5} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Debe} = \begin{pmatrix} \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"no asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \\ \text{"asegurar movimiento horizontal"} \end{pmatrix}$$

En seguida, se hace un resumen de la verificación tanto para los apoyos en las cepas como en los estribos.

Tabla N° 6.3: Verificación de apoyos en cepas

Tipo de Análisis	Esfuerzos de compresión				Verificación sísmica				Rotación	e placa de acero	Estable
	$\sigma_{clong} < \sigma_{cadm}$	$\sigma_{c_slong} < \sigma_{all}$	$\sigma_{ctrans} < \sigma_{cadm}$	$\sigma_{c_slong} < \sigma_{all}$	$\epsilon_{long} < \epsilon_{adm}$	$\epsilon_{trans} < \epsilon_{adm}$	Comb. long	Comb. trans			
EMC	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
Esp. Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
Esp. Sintético	si	si	no	si	si	no	si	si	si	si	si
THL Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
THL Sintético	no	si	no	si	si	no	si	si	si	si	si
THNL Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
THNL Sintético	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si

Para el caso de los apoyos en las cepas, además se cumple que $T_r > 2\Delta_{slong}$ y $T_r > 2\Delta_{strans}$ y sólo al realizar el análisis no lineal en el tiempo con el registro de Pica, se determina que la fuerza requerida para deformar el elastómero es muy pequeña en comparación a la fuerza vertical aplicada por lo que estas placas se deben asegurar contra el movimiento horizontal (en dirección longitudinal y transversal).

Tabla N° 6.4: Verificación de apoyos en estribos

Tipo de Análisis	Esfuerzos de compresión				Verificación sísmica				Rotación	e placa de acero	Estable
	$\sigma_{clong} <$	$\sigma_{c_slong} <$	$\sigma_{ctrans} <$	$\sigma_{c_slong} <$	$\epsilon_{long} <$	$\epsilon_{trans} <$	Comb. long	Comb. trans			
	σ_{cadm}	σ_{all}	σ_{cadm}	σ_{all}	ϵ_{adm}	ϵ_{adm}					
EMC	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
Esp. Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
Esp. Sintético	si	si	si	si	si	no	si	si	si	si	si
THL Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
THL Sintético	si	si	si	si	si	no	si	si	si	si	si
THNL Pica	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
THNL Sintético	si	si	si	si	si	no	si	si	si	si	si

Para el caso de los apoyos en los estribos no se cumple que $T_r > 2\Delta_{slong}$ lo que se debe a que el espesor de la goma fue calculado sin considerar la deformación por creep dentro de las deformaciones por cargas de servicio, la restricción $T_r > 2\Delta_{strans}$ si se cumple. Además, sólo al realizar el análisis no lineal en el tiempo con el registro de Pica y sintético, se determina que la fuerza requerida para deformar el elastómero es muy pequeña en comparación a la fuerza vertical aplicada por lo que estas placas se deben asegurar contra el movimiento horizontal (en dirección longitudinal y transversal).

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

La modelación refleja la distribución real de rigidez y masa de la estructura. Además, el amortiguamiento usado según el tipo de análisis representa bien el amortiguamiento que se supone que tiene el puente en la realidad, ya que no se cuenta con datos experimentales. Es decir, no debieran existir errores en los distintos análisis realizados que se deban a problemas con la modelación.

El modelo fue sometido a dos registros, uno real y otro sintético, cada uno con sus tres componentes del movimiento del suelo (dos horizontales y una vertical). La duración, magnitud, y otras características son consistentes con las de la fuente del terremoto de diseño.

El espectro de respuesta de la componente EW del registro de Pica para un 5% de amortiguamiento es sobre los 2 segundos de periodo en adelante menor que el 80% de las ordenadas del espectro de referencia, por lo tanto no cumple con la recomendación que dice que para periodos mayores a 0.15 segundos las ordenadas de los espectros de respuesta para un 5% de amortiguamiento deben ser mayores que el 80% del espectro de referencia. El resto de los espectros si lo cumplen.

Todos los espectros obtenidos tienen sus ordenadas mayores o iguales al 95% de las correspondientes del espectro de referencia hasta alrededor de 2.5 segundos (1.2 veces el periodo fundamental del puente aislado), por lo que cumplen con esta recomendación.

Aunque los acelerogramas de Pica no cumplen con todas las recomendaciones requeridas, se utilizaron en los análisis por ser el registro más grande de un evento de este tipo. Además, al combinar los espectros, la respuesta del puente ante este evento debiera ser mayor que ante el espectro del Manual de Carreteras y menor a la respuesta ante las combinaciones de los acelerogramas sintético.

Se realizó el análisis modal del Viaducto Quebrada El Salto con los vectores de Ritz y a partir de éste, se determinó que el periodo predominante en la dirección longitudinal es de 2.15

segundos, en la dirección transversal es de 1.65 segundos y en la dirección vertical es de 0.57 segundos.

Por tener un periodo tan grande, lo más probable es que los distintos análisis den resultados parecidos, ya que para ese periodo todos los espectros tienen valores semejantes.

Al realizar el análisis modal espectral con el espectro del Manual de Carreteras se verifica que el corte basal en las dos direcciones horizontales es mayor que el corte mínimo exigido por el manual recién nombrado.

Así como se predijo anteriormente, lo sucedido con los análisis modales espectrales fue que los mayores esfuerzos se produjeron con el espectro del registro sintético. Menor fue la respuesta para el registro de Pica y los menores esfuerzos correspondieron al espectro del Manual de Carreteras.

Para el análisis modal espectral con el espectro del Manual de Carreteras, el puente respondió en forma prácticamente elástica.

Para el análisis modal espectral con el registro de Pica sólo en algunas localizaciones de las cepas se prevé un comportamiento elástico (parte superior de ambas columnas en cepas norte), en todo el resto es probable la formación de rótulas plásticas.

En el análisis modal espectral con el registro sintético la respuesta es aún mayor, ya que se forman rótulas plásticas en todos los extremos de las columnas de las cepas norte y sur.

Como era probable que se produjeran rótulas plásticas, se realizó análisis modales lineales en el tiempo para comprobar este comportamiento. Así en ellos, tanto para el registro de Pica como para el registro sintético, se produjeron esfuerzos que sobrepasan el límite plástico.

Para el análisis lineal en el tiempo con el registro de Pica, los esfuerzos obtenidos forman rótulas plásticas en los mismos lugares que para el análisis modal espectral con el espectro del registro de Pica.

Lo mismo sucede con el análisis lineal en el tiempo para el registro sintético. La respuesta es semejante a la sucedida con el análisis modal espectral para el espectro del registro sintético: se forman rótulas plásticas en todos los extremos de las cepas.

De los análisis anteriores lo que se desprende que los esfuerzos mayores se producen en el extremo inferior de la cepa sur y los esfuerzos menores en el extremo superior de la cepa norte. Esto hace predecir que si se llegan a producir rótulas plásticas, primero se formarían en la parte inferior de la cepa sur y luego en la parte superior de la cepa norte.

Por lo anterior, para determinar lo que sucede realmente en el viaducto ante estos registros, se realiza análisis no lineal en el tiempo.

En la respuesta del puente ante ambos registros se producen todas las rótulas plásticas esperadas y como se predijo, primero se forman en el inferior de la cepa sur, después en el inferior de la cepa norte, luego en la parte de arriba de la cepa sur y finalmente en el extremo superior de la cepa norte. Sin embargo, en ambos casos éstas pasan el punto de fluencia pero sólo llegan a un punto de ocupación inmediata, es decir, nunca siquiera se acercarán al colapso.

Esto sucede debido a que a medida que se van formando las rótulas plásticas el periodo de la estructura empieza a aumentar, y mientras el periodo sea más grande las sollicitaciones producidas en el puente serán menores, los requerimientos pedidos a la estructura son menores y así, ésta no falla.

Con respecto a los desplazamientos y esfuerzos en los apoyos de neopreno, éstos siempre son del mismo orden para los análisis realizados con el espectro del Manual de Carreteras y los hechos con el registro de Pica, y mayores para todos los análisis realizados con el registro sintético.

En especial, es notable la diferencia en el caso de los desplazamientos, resultando éstos mucho más grandes para los análisis con el registro sintético. Esto se debe a que el registro sintético está sobrestimado, en especial para los desplazamientos.

Con estos requerimientos se realizó la verificación de cumplimiento de ellos para los apoyos elastoméricos en estribos y cepas. De ellos se obtuvo que para los apoyos en las cepas se cumple con todas las restricciones, salvo en algunos análisis realizados con el registro sintético, en que no se cumple con la tensión admisible longitudinal y transversal, ni tampoco con la deformación admisible transversal.

Además, sólo al realizar el análisis no-lineal en el tiempo con ambos registros, se determina que la fuerza requerida para deformar el elastómero es muy pequeña en comparación a la fuerza vertical aplicada por lo que estas placas se deben asegurar contra el movimiento horizontal (en dirección longitudinal y transversal).

Para los apoyos en los estribos no se cumple la restricción $T_r > 2\Delta_{s\text{long}}$ debido a que se está considerando la deformación por creep. Si no fuera así, esta restricción se cumpliría. El resto de las restricciones se verifica para todos los análisis, salvo la restricción de deformación admisible transversal, que no se cumple para los análisis realizados con el registro sintético, lo que se debe a los excesivos desplazamientos que produce.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos para las cepas y los apoyos de neopreno se concluye que el Viaducto Quebrada El Salto es una estructura parcialmente aislada, pues se espera para sismos extremos una respuesta más allá del régimen elástico en las cepas.

Los apoyos de neopreno cumplen con la mayoría de los requerimientos de los análisis realizados. Los únicos casos en que éstos no se cumplen son los correspondientes a los análisis con el registro sintético.

Cabe destacar que el suelo de fundación del puente es roca y no suelo duro, como se impuso en los análisis. Es por esto, que en la realidad lo más probable es que las solicitaciones sean menores a las obtenidas en los análisis, no se formen rótulas plásticas y los apoyos de neopreno cumplan con todos los requerimientos.

En el presente trabajo de título se han cumplido los objetivos planteados, ya que se logró realizar un análisis sísmico del Viaducto Quebrada El Salto mediante distintos métodos (modal

espectral, lineal modal en el tiempo y no lineal en el tiempo por integración directa) y se compararon sus resultados.

Se determinó que es posible la formación de rótulas plásticas, se analizó la respuesta y requerimientos de las placas de apoyo. Finalmente, se logró establecer cuales eran los casos en que se cumple con estos requerimientos y se determinaron las diferencias y consecuencias vinculadas a los métodos utilizados en el diseño.

Se recomienda realizar siempre análisis no lineales en el tiempo, ya que éstos determinan el real comportamiento de la estructura al calcular en cada paso de tiempo las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento.

Por las características de los análisis y registros se recomienda concentrar la atención en el análisis no lineal en el tiempo con el registro de Pica, ya que éste es un evento real y tiene mayor probabilidad de suceder que el sintético en Santiago.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. **AASHTO, 1996**, “*Standard Specifications for Highway Bridges*”, AASHTO.
2. **Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Junio 2002**, “*Manual de Carreteras*”, Volumen N°3: *Instrucciones y Criterios de Diseño, Capítulo 3.1000: Puentes y Estructuras Afines*.
3. **Bustos, Rodrigo, 2001**, “*Análisis Sísmico del Puente Amolanas*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
4. **Beltrán, Cesar, 2003**, “*Ajuste del modelo de análisis estructural del Puente Amolanas utilizando registros sísmicos*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
5. **Sepúlveda, Andrés, 2005**, “*Análisis de registros de sismo, viento y temperatura obtenidos en el Viaducto Amolanas*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
6. **Larraín, Andrés, 2003**, “*Estudios de la respuesta de un edificio alto ante un terremoto intraplaca de magnitud $M_s = 8.0$ en la ciudad de Santiago*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
7. **Fuenzalida, María Inés, 1999**, “*Recomendaciones para el diseño de puentes con aisladores sísmicos o disipadores de energía*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
8. **Ruiz, Sergio y Saragoni, G. Rodolfo, 2005**, “*Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo*”. XI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile.

9. **G. Rodolfo Saragoni, Augusto Holmberg y Alberto Saez, 1989**, “*Potencial destructivo y destructividad del terremoto de Chile de 1985*”. V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.
10. **Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile, 2007**, “*Registros de aceleración del sismo de Tarapacá 13-06-2005*), Magnitud $M_s = 7.9$ ”.
11. **Araya, R. y Saragoni G. R.**, “*Earthquake acelerogram destructiveness potential factor*”, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, 1984.
12. **Calcagni, J.**, “*Proposición de un Espectro para la zona epicentral del terremoto de 3 de Marzo de 1985*”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1988.
13. **Calcagni, J. y G. R. Saragoni**, “*Estimation of Code Design Spectra from the Response of Reinforced Concrete Buildings to the 1985 Chilean Earthquake*”, Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
14. **MacGregor, James y Wight, James, 2005**, “*Reinforced Concrete: Mechanics and Design*”, Upper Saddle River, New York: Prentice Hall.
15. **CSI, 2007**, “*CSI Analysis Reference Manual: For SAP2000, ETABS, and SAFE*”, Computers and Structures, Inc.
16. **Caltrans, 2000**, “*Bridge Design Specifications*”, Section 14 – Bearings, Caltrans.
17. **AASHTO, 1991**, “*Guide Specifications for Seismic Isolation Design*”, AASHTO.
18. **AASHTO, 1999**, “*Guide Specifications for Seismic Isolation Design*”, AASHTO.

ANEXO A: RESULTADOS DE ANÁLISIS

A.1. ANÁLISIS MODAL

Tabla N° A.1: <u>Periodos y factores de masa modal participante</u>							
Modo Número	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	[seg]						
1	2.1470	0.9137	0.0003	0.0000	0.9137	0.0003	0.0000
2	1.6546	0.0043	0.7442	0.0000	0.9180	0.7445	0.0000
3	1.4838	0.0101	0.1538	0.0000	0.9281	0.8983	0.0001
4	1.0869	0.0000	0.0002	0.0608	0.9281	0.8984	0.0609
5	0.7404	0.0000	0.0009	0.0053	0.9281	0.8993	0.0662
6	0.6374	0.0001	0.0000	0.1076	0.9282	0.8994	0.1738
7	0.5877	0.0000	0.0001	0.0745	0.9282	0.8994	0.2483
8	0.5701	0.0000	0.0000	0.3079	0.9282	0.8995	0.5562
9	0.4688	0.0000	0.0000	0.0001	0.9282	0.8995	0.5563
10	0.3957	0.0000	0.0000	0.0024	0.9282	0.8995	0.5586
11	0.3788	0.0000	0.0001	0.0000	0.9283	0.8995	0.5586
12	0.3588	0.0003	0.0000	0.0001	0.9286	0.8996	0.5588
13	0.3553	0.0154	0.0002	0.0000	0.9440	0.8998	0.5588
14	0.3350	0.0001	0.0000	0.0001	0.9441	0.8998	0.5589
15	0.3209	0.0003	0.0168	0.0008	0.9444	0.9166	0.5597
16	0.3121	0.0000	0.0023	0.0151	0.9444	0.9189	0.5748
17	0.3072	0.0000	0.0002	0.0014	0.9444	0.9190	0.5761
18	0.2930	0.0236	0.0007	0.0000	0.9680	0.9198	0.5761
19	0.2915	0.0000	0.0172	0.0001	0.9680	0.9370	0.5762
20	0.2810	0.0000	0.0000	0.0011	0.9680	0.9370	0.5774
21	0.2432	0.0000	0.0001	0.0457	0.9680	0.9370	0.6230
22	0.2418	0.0000	0.0000	0.0002	0.9680	0.9370	0.6232
23	0.2353	0.0001	0.0052	0.0037	0.9681	0.9422	0.6269
24	0.2331	0.0006	0.0313	0.0006	0.9687	0.9735	0.6275
25	0.2288	0.0001	0.0030	0.0000	0.9688	0.9765	0.6276
26	0.2061	0.0000	0.0000	0.0467	0.9688	0.9765	0.6742
27	0.1927	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9765	0.6743
28	0.1903	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9765	0.6743
29	0.1783	0.0000	0.0001	0.0000	0.9688	0.9766	0.6743
30	0.1762	0.0000	0.0000	0.0009	0.9688	0.9766	0.6751
31	0.1668	0.0000	0.0000	0.0028	0.9688	0.9767	0.6779
32	0.1645	0.0000	0.0000	0.0002	0.9688	0.9767	0.6781
33	0.1644	0.0000	0.0000	0.0024	0.9688	0.9767	0.6805
34	0.1604	0.0000	0.0000	0.0017	0.9688	0.9767	0.6823
35	0.1560	0.0000	0.0000	0.0001	0.9688	0.9767	0.6824
36	0.1555	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.6824
37	0.1482	0.0000	0.0000	0.0006	0.9688	0.9767	0.6829
38	0.1458	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.6829
39	0.1389	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.6830

Tabla N° A.1 (... continuación)							
Modo Número	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	[seg]						
40	0.1354	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.6830
41	0.1311	0.0000	0.0000	0.0002	0.9688	0.9767	0.6831
42	0.1274	0.0000	0.0000	0.0003	0.9688	0.9767	0.6834
43	0.1257	0.0000	0.0000	0.0019	0.9688	0.9767	0.6853
44	0.1238	0.0000	0.0000	0.0002	0.9688	0.9767	0.6855
45	0.1218	0.0000	0.0000	0.0012	0.9688	0.9767	0.6867
46	0.1200	0.0000	0.0000	0.0095	0.9688	0.9767	0.6962
47	0.1168	0.0000	0.0000	0.0292	0.9688	0.9767	0.7254
48	0.1165	0.0000	0.0000	0.0005	0.9688	0.9767	0.7259
49	0.1105	0.0000	0.0000	0.0040	0.9688	0.9767	0.7299
50	0.1091	0.0000	0.0000	0.0066	0.9688	0.9767	0.7365
51	0.1069	0.0000	0.0000	0.0032	0.9688	0.9767	0.7397
52	0.1052	0.0000	0.0000	0.0065	0.9688	0.9767	0.7462
53	0.1008	0.0000	0.0000	0.0001	0.9688	0.9767	0.7463
54	0.0975	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.7464
55	0.0948	0.0000	0.0000	0.0025	0.9688	0.9767	0.7489
56	0.0917	0.0000	0.0000	0.0009	0.9688	0.9767	0.7497
57	0.0851	0.0000	0.0000	0.0010	0.9688	0.9767	0.7507
58	0.0828	0.0000	0.0000	0.0130	0.9688	0.9767	0.7638
59	0.0789	0.0000	0.0000	0.0000	0.9688	0.9767	0.7638
60	0.0755	0.0000	0.0000	0.0004	0.9688	0.9767	0.7642
61	0.0739	0.0103	0.0002	0.0000	0.9791	0.9769	0.7642
62	0.0695	0.0000	0.0000	0.0016	0.9791	0.9769	0.7658
63	0.0607	0.0000	0.0000	0.0783	0.9791	0.9769	0.8441
64	0.0586	0.0000	0.0013	0.0258	0.9791	0.9782	0.8699
65	0.0533	0.0059	0.0002	0.0002	0.9850	0.9784	0.8701
66	0.0525	0.0000	0.0025	0.0042	0.9850	0.9809	0.8743
67	0.0516	0.0002	0.0038	0.0013	0.9851	0.9847	0.8756
68	0.0464	0.0006	0.0000	0.0025	0.9858	0.9847	0.8781
69	0.0442	0.0000	0.0005	0.0148	0.9858	0.9852	0.8928
70	0.0395	0.0005	0.0000	0.0049	0.9863	0.9852	0.8977
71	0.0388	0.0034	0.0000	0.0005	0.9897	0.9852	0.8982
72	0.0349	0.0001	0.0061	0.0006	0.9898	0.9913	0.8988
73	0.0284	0.0012	0.0000	0.0000	0.9910	0.9913	0.8988
74	0.0247	0.0003	0.0000	0.0000	0.9912	0.9913	0.8988
75	0.0210	0.0021	0.0017	0.0003	0.9933	0.9930	0.8991
76	0.0206	0.0018	0.0022	0.0002	0.9951	0.9952	0.8993
77	0.0156	0.0000	0.0000	0.0009	0.9952	0.9952	0.9003
78	0.0119	0.0046	0.0000	0.0000	0.9997	0.9952	0.9003
79	0.0117	0.0000	0.0045	0.0002	0.9998	0.9998	0.9005
80	0.0047	0.0000	0.0000	0.0049	0.9998	0.9998	0.9054