

VIADUCTO ACCESO AEROPUERTO ZVARTNOTS (ARMENIA)

Pieroni, Horacio; Calissano, Carlos; Eizayaga, Maria
Ingenieros Civiles
h.pieroni@metra.com.ar

RESUMEN

En la ciudad de Yerevan, capital de Armenia, se ha diseñado un viaducto que permite el acceso de los vehículos hasta el primer nivel de la terminal del aeropuerto.

La estructura se compone de un puente de 300 m de largo con luces de hasta 24 m entre pilas. Dadas las limitaciones del país, el único sistema constructivo posible de emplear era el de estructura de hormigón armado. La zona sísmica de este lugar es de las más altas del mundo, con una aceleración básica de 0.4g.

Se diseñó una sección transversal lo más ligera posible, tratando de optimizar el peso de la estructura, característica íntimamente ligada al comportamiento dinámico. Las grandes sollicitaciones sísmicas y la geometría irregular del puente justificaron el uso de aisladores sísmicos del tipo LRB (neoprenos con núcleo de plomo) como apoyo del tablero así como juntas de dilatación de altas prestaciones, acordes para estas situaciones.

El estudio y diseño de este sistema para enfrentar las sollicitaciones sísmicas requirió de la utilización de normativa especializada e interacción con los fabricantes de aisladores y juntas. El viaducto se encuentra actualmente construido y en uso.

ABSTRACT

In the airport of Yerevan, Armenia's capital, it has been designed a bridge that provide vehicular access up to the first level of the building.

The structure is a 300 m long bridge with 24 m spans between piles. Because of constructive limitations in the area, only reinforced concrete was possible. At his place seismicity is very high (basic acceleration of 0.4 g).

The lighter possible cross section was designed, in order to minimize weight, very important in dynamic behavior. Great seismic forces, and the irregularity of the bridge justified the use of LRB (Lead Rubber Bearings) isolators and high performance dilatation joints.

The study of this system to face seismic forces required the utilization of specialized codes and feedback with isolators and joint providers. At present time, the bridge is



finished and in use.

INTRODUCCION

Este viaducto situado en el aeropuerto de Yerevan (Armenia) tiene como objetivo brindar acceso vehicular al sector de partidas del Nuevo Edificio Terminal situado en el nivel +8.30.

Su traza rodea el parking del aeropuerto, y permite que los vehículos estacionen temporalmente en frente de la terminal para permitir el descenso de pasajeros hacia la misma.

Se encuentra conectado además al edificio de estacionamiento a través de pasarelas metálicas y da soporte a una cubierta ligera tridimensional (canopy)



Figura 1. Imagen general del viaducto



Figura 2. Vista desde abajo

Su construcción se llevó a cabo entre los años 2010 y 2011 y actualmente se encuentra en pleno funcionamiento.

CONDICIONANTES PARA EL DISEÑO

Como en todo proyecto, a la hora de tomar las decisiones para el diseño de la estructura se debieron tener en cuenta una serie de condicionantes que determinaron la solución final adoptada. Los mismos se describen a continuación.

ARQUITECTURA Y FUNCIONALIDAD

En planta el viaducto tiene una geometría particular debido a las necesidades de circulación del aeropuerto. Cuenta con rampas de subida y bajada de dos carriles y 9.40m de ancho total de tablero que acceden a la plataforma superior de 4 carriles y 19.08m de ancho total. La transición se da en las curvas.

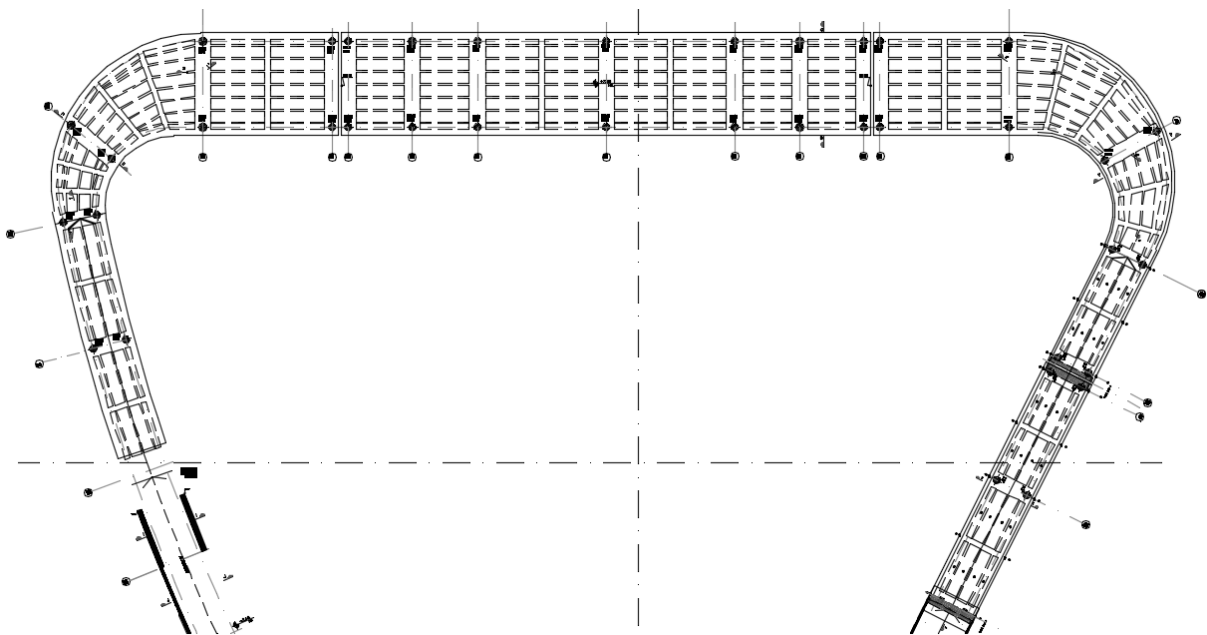


Figura 3. Viaducto en planta

Las pilas de apoyo debían seguir una secuencia determinada con módulos de 12 y 24 metros, respetando las alineaciones del edificio terminal. Por otra parte, el viaducto transcurre por encima de la calle que se encuentra a nivel de terreno utilizada para los arribos. Es por ello que las pilas debían ubicarse casi en los bordes del tablero, no siendo esta la mejor disposición de apoyos para la estructura.

SISMICIDAD

Yerevan se encuentra localizada en la conjunción de las placas tectónicas africana, arábica, indo-australiana y euroasiática.

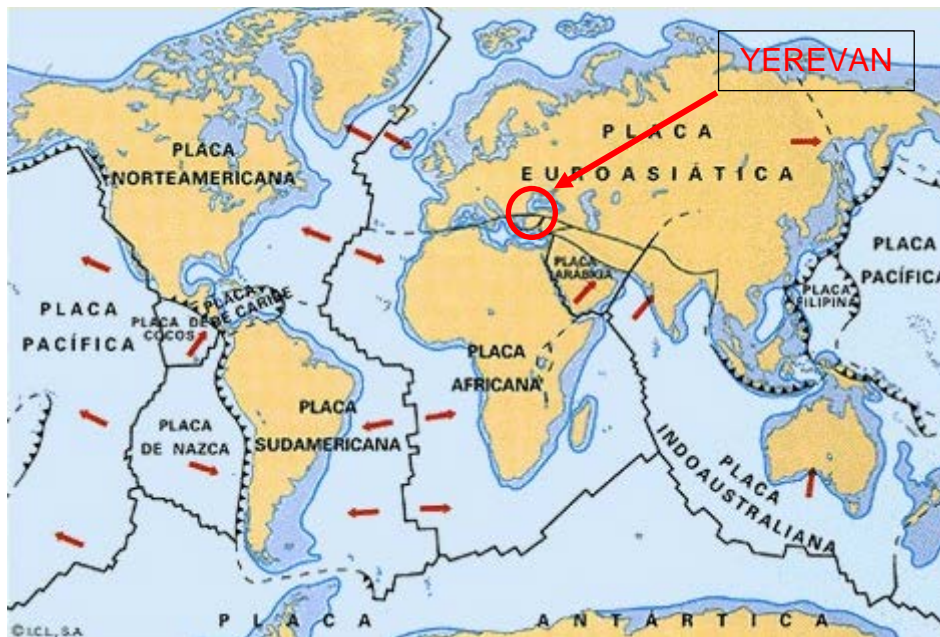


Figura 4. Placas Tectónicas

Es por ello que está considerada una zona de muy elevada peligrosidad sísmica.

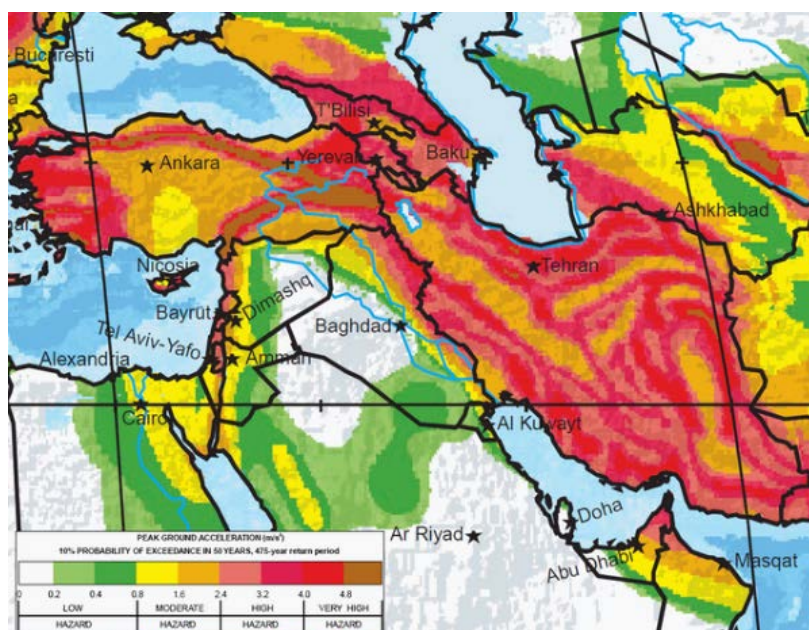


Figura 5. Mapa de Peligrosidad Sísmica

De acuerdo con los mapas de peligrosidad sísmica y a un estudio específico de la zona [1], la aceleración básica de cálculo es de 0.40g. Este grado de peligrosidad sísmica se podría llegar a asimilar a la zona 4 de nuestro país.

La normativa armenia establece la construcción del espectro elástico de respuesta para un amortiguamiento del 5% de acuerdo a las siguientes formulaciones:

$$\beta_{ai} = K_a A \left(1 + 1,5 \frac{T}{T_1} \right) \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$\beta_{ai} = 2,5 K_a A \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \quad T_2 = \frac{K_v}{2,5 K_a}$$

$$\beta_{ai} = \frac{K_v A}{T} \quad \text{para } T > T_2 \quad T_1 = 0,20 T_2$$

En estas formulaciones K_a y K_v son parametros que tienen que ver con el terreno de fundacion:

Soil Type	K_a	K_v
I	1.0	1.0
II	1.0	1.4
III	1.1	1.6
IV	0.9	2.4

Tabla 1 - Valores de K_a y K_v de acuerdo con el tipo de suelo

En caso de que la estructura cuente con un amortiguamiento diferente al 5%, se afecta el espectro con el factor $1/B$, donde β es el amortiguamiento:

$$\frac{1}{B} = 0,25(1 - \ln \beta)$$

Con algunas diferencias en sus formulaciones, los resultados son muy similares a los establecidos en otras normativas.

Para el caso del suelo tipo II (correspondiente a la zona del aeropuerto) y amortiguamiento del 5% el espectro obtenido es el siguiente:

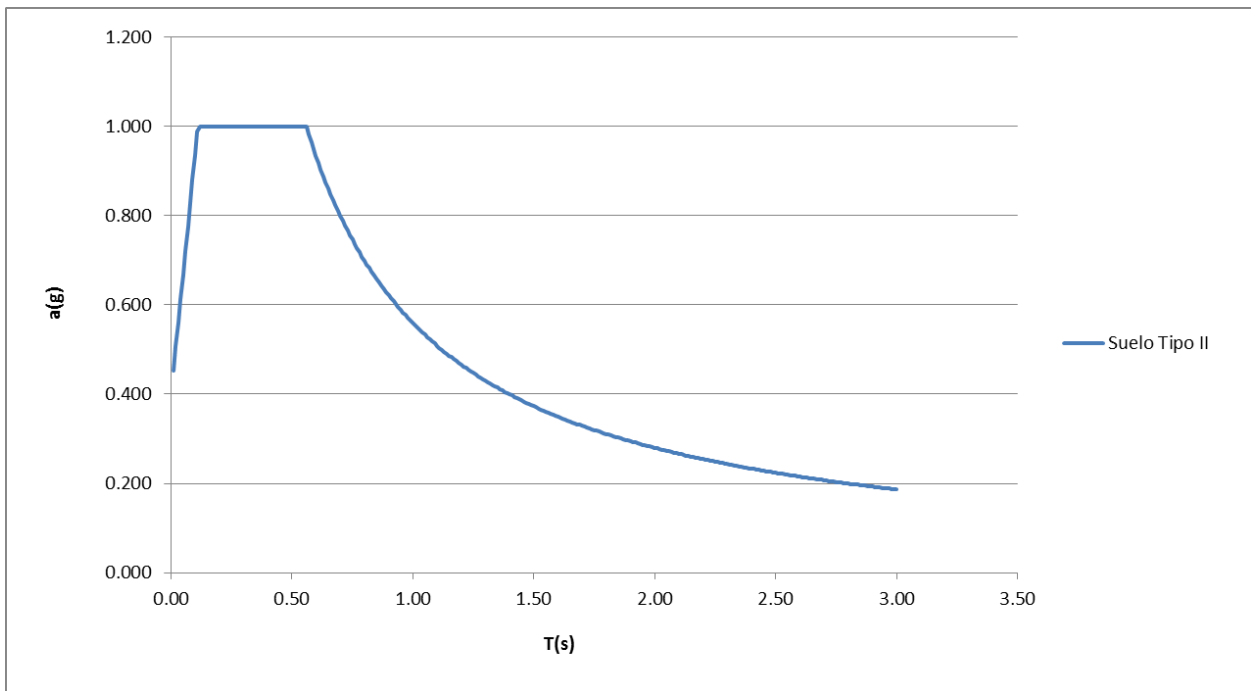


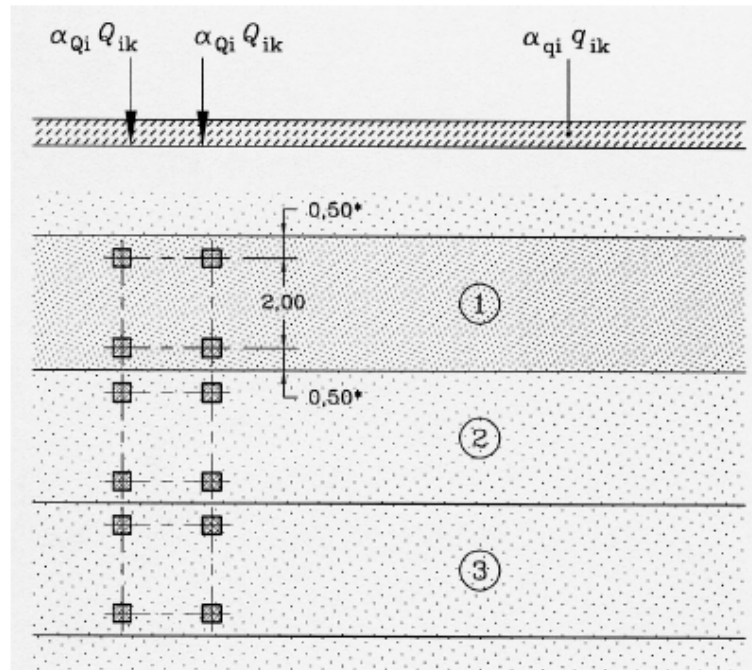
Figura 6 – Espectro de respuesta elástica de la zona

NORMATIVA UTILIZADA

Dado que Armenia no contaba con una normativa propia, se utilizó todo el cuerpo normativo de los Eurocódigos.

En particular para las cargas en puentes se siguieron las prescripciones del EC-1 “Actions on structures” - Parte 2 “Traffic load on bridges”. En esta normativa se debe dividir la calzada en fajas de 3 metros, y aplicar los trenes de carga detallados en la figura.

Para todo el diseño en hormigón armado se utilizó el EC-2 “Design of concrete structures” y para las cuestiones relativas al diseño sísmico el EC-8 “Design of structures for earthquake resistance”.



- (1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
 (2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
 (3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
 (*) For $w_l = 3,00 \text{ m}$

Figura 7. Cargas de tránsito de acuerdo al Eurocódigo

TECNOLOGIA Y MATERIALES

Dadas las condiciones socio-económicas de Armenia, la tecnología constructiva disponible local era muy limitada. Tampoco era posible la importación de tecnología de países vecinos ya que o bien tampoco la poseían (Georgia, Azerbaiyán), o bien había cuestiones políticas que impedían relaciones comerciales (Turquía, Irán). Esto restringía las posibilidades de diseño para este tipo de estructuras:

- Imposibilidad de utilizar pretensado
- No se disponían piloterías (los pilotes debían ser excavados a mano)
- Hormigón de calidad limitada
- Mano de obra poco calificada

Los materiales utilizados en base al EC-2 fueron un hormigón C25/30 de 25 Mpa de resistencia características en probeta cilíndrica y acero S420 de 420 MPa de fluencia.

DISEÑO CONCEPTUAL

Debido a los condicionantes planteados tanto geométricos, de distribución de apoyos, utilización obligada de hormigón armado y aspecto estético buscado, se optó por un tablero tipo losa de 1.60m de altura que permite sustentar los vanos de hasta 30 metros de longitud. Se dispusieron aligeramientos de poliestireno expandido tratando de minimizar el volumen de hormigón y consiguientemente obtener la menor masa posible, cosa que impacta directamente en el cálculo sísmico.

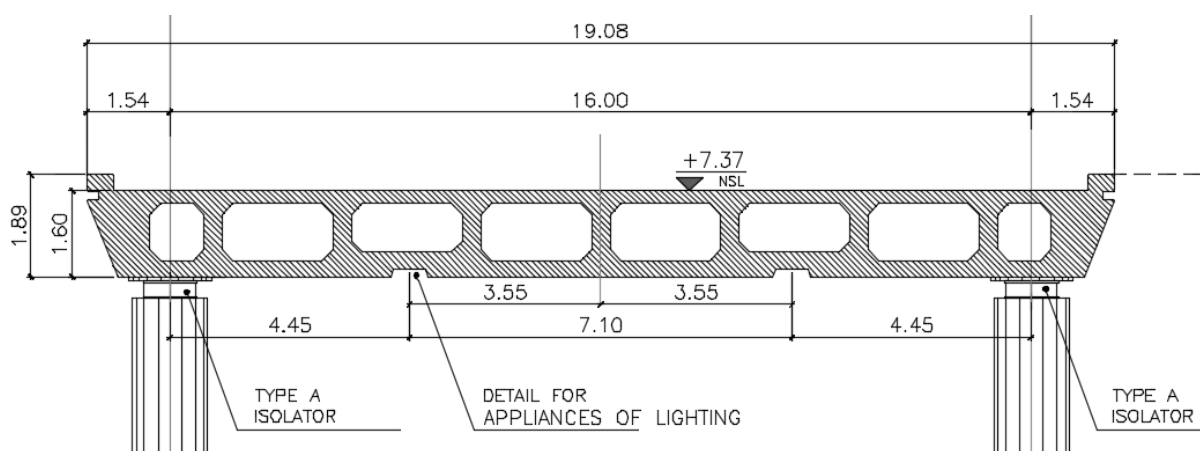


Figura 8. Sección transversal en zona acceso a terminal

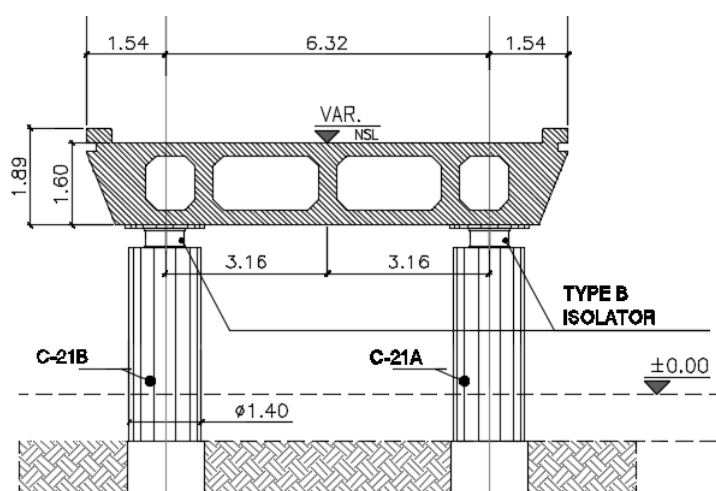


Figura 9. Sección transversal en zona rampas

Las pilas se plantearon como fustes individuales circulares de $\varnothing 1.40$ en la parte vista, y de $\varnothing 1.50\text{m}$ en la parte enterrada.

De acuerdo al estudio de suelos, de realizar pilotes, estos debían llegar hasta unos 16m de profundidad. Dado que los pilotes debían excavarse a mano, se descartó esta posibilidad y se optó por una fundación directa, aun a costa de tener que llegar a 9.0m de profundidad para tener condiciones de apoyo adecuadas.

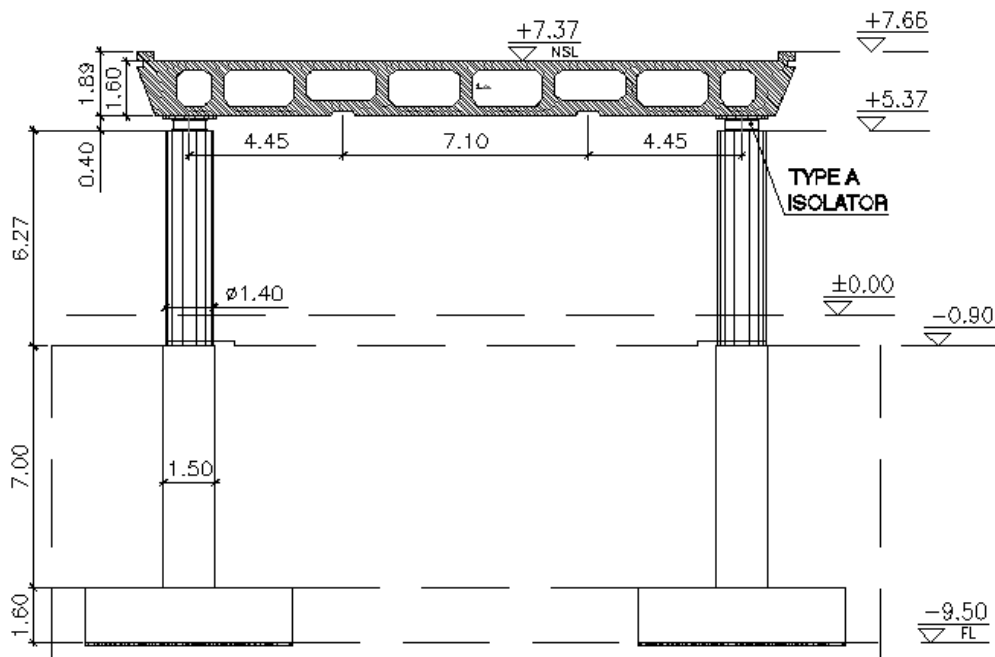


Figura 10. Detalle de pilas y fundaciones

El viaducto tiene una longitud total de unos 380m de un estribo a otro. Se plantearon 3 juntas, dividiendo la estructura en 4 tramos (A, B, C y D) de menos de 100m, cuidando sobre todo que los tramos curvos tengan la debida continuidad.

En los extremos se disponen estribos cerrados que continúan con muros de sostenimiento conteniendo el terraplén hasta llegar a nivel del terreno.

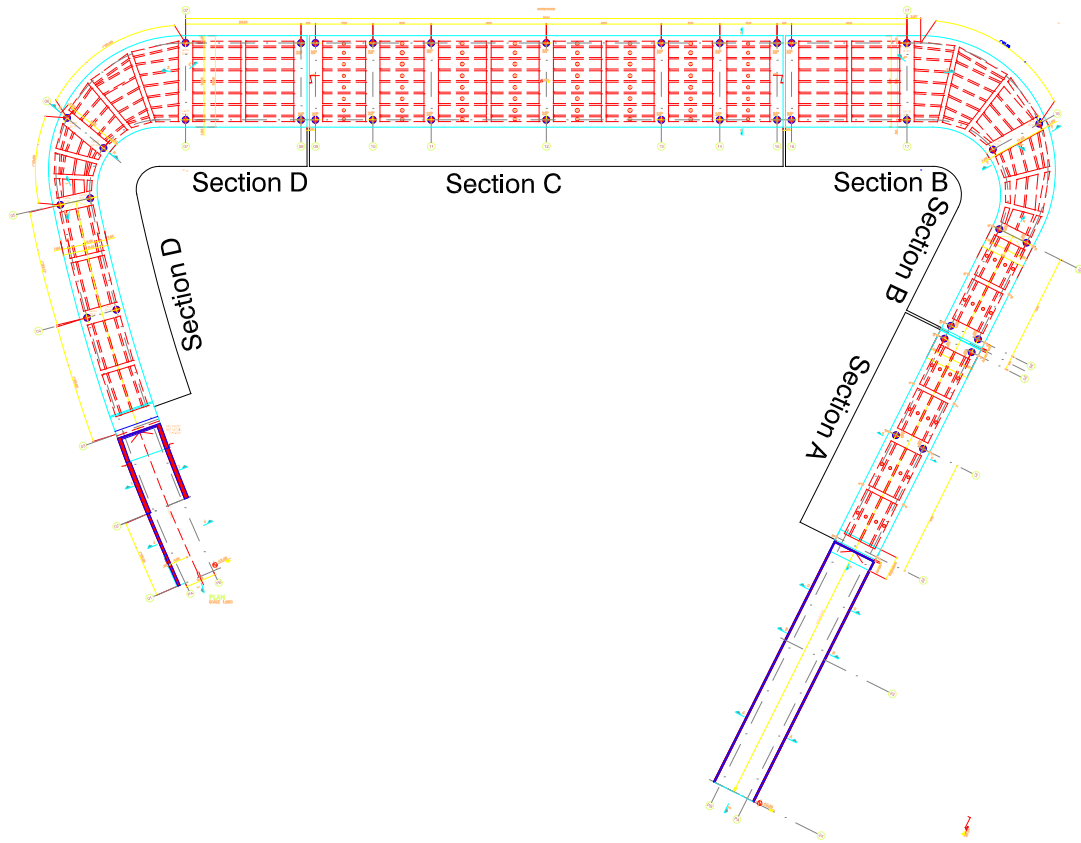


Figura 11. Esquema en planta y disposición de juntas

AISLADORES SISMICOS

Se utilizaron para este caso apoyos de aisladores tipo LRB (Lead Rubber Bearings). Este tipo de aisladores se componen de neopreno zunchado con placas de acero similares a los aparatos de apoyo convencionales, pero de mayores dimensiones, agregando un núcleo de plomo. El material elastómero se encarga del aislamiento y del re-centrado de la carga despues del evento sísmico, mientras que el plomo se deforma plásticamente disipando energía y aumentando el amortiguamiento. Estos dispositivos son fabricados a medida.

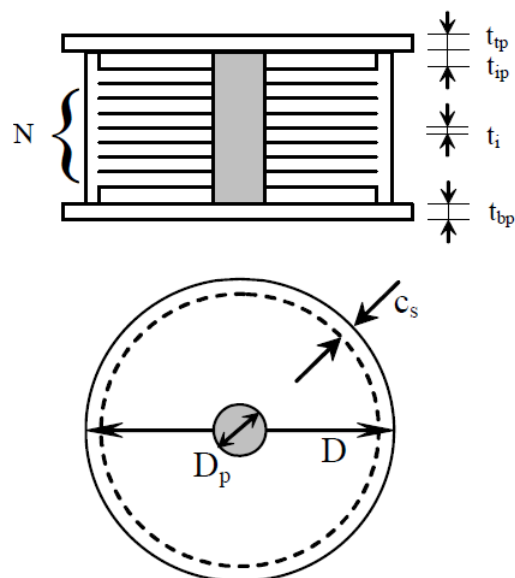


Figura 12. Detalle de aisladores LRB

Los aisladores sísmicos actúan fundamentalmente en dos aspectos de la estructura.

Amortiguamiento

Para estructuras de hormigón armado, se suele indicar en las distintas normativas, una consideración de un 5% de amortiguamiento. Los aisladores sísmicos permiten dotar a la estructura para aceleraciones horizontales, de un amortiguamiento del 20 al 25%. Esto incide directamente en el espectro de diseño.

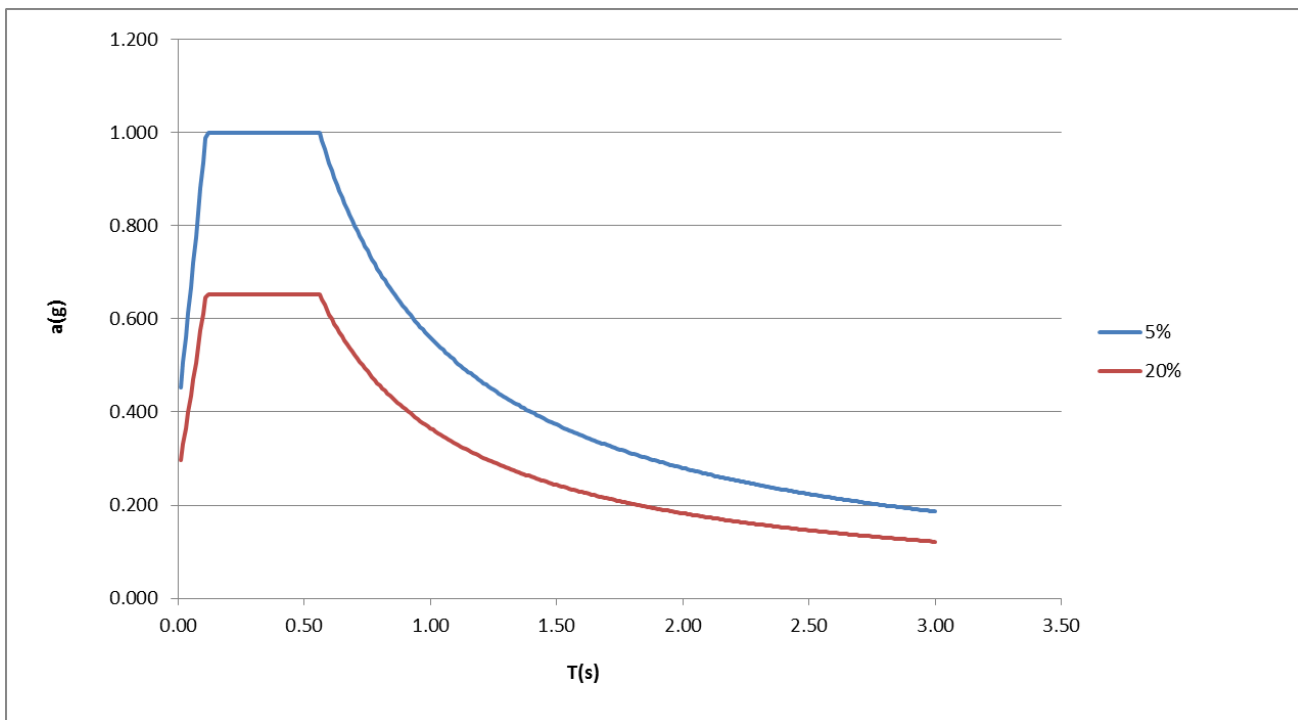


Figura 13. Espectro de respuesta con amortiguamiento del 5 y 20%

Modificación del periodo de la estructura

En puentes, el estudio dinámico de la estructura, es muy asimilable para movimientos horizontales a un sistema de un solo grado de libertad. En este caso, la masa del tablero se encuentra vinculada al terreno, a través de un resorte cuya rigidez está dada por el conjunto pilas + aparatos de apoyo. Siendo así el periodo de la estructura esta dado simplifícadamente por:

$$T = \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Al disponer como interfase los aparatos de apoyo con una rigidez pequeña, se logra aumentar el periodo de la estructura, logrando ubicarse en la parte más baja del espectro. Así por ejemplo en una estructura cuyo periodo fundamental pase de 0.5s a 2.0s se obtendría una respuesta en pseudo aceleraciones del orden de 3 a 4 veces menor.

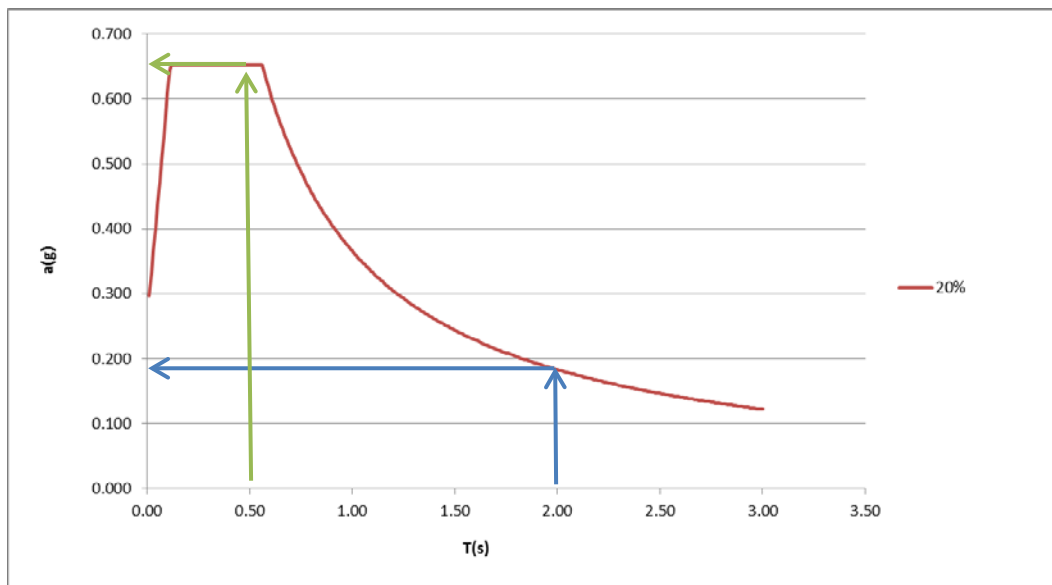


Figura 14. Respuesta para estructuras de 0.5s y 2.0s

Elección de los aisladores

La elección de los aisladores adecuados implica tomar alguna decisión respecto de su comportamiento que luego debe verificarse.

Como primera medida se supuso conservadoramente en este caso un amortiguamiento del 20%. Si en el diseño final del aparato de apoyo se encuentra un valor superior a este, se estará del lado de la seguridad.

Por otro lado se encuentra la rigidez a proponer a los aisladores. Esto no es un tema que se pueda resolver directamente como en un dimensionamiento, ya que uno puede disponer distintas soluciones con distintas prestaciones. A medida que se proponen aisladores más flexibles, se consiguen periodos más altos, pero por contrario se producirán desplazamientos mayores con todo lo que esto conlleva, principalmente en las juntas.

De acuerdo a la normativa utilizada (EC-8), para el diseño de estructuras con aisladores de este tipo, se debe permanecer en rango elástico durante la ocurrencia de un sismo.

Para el prediseño se propusieron distintos periodos para la estructura y se calcularon las respuestas en esfuerzos y desplazamientos.

W	T eff	Sa	Vd	k eff tot	d ed	k eff 1	k isol	Area	h elas
kN	s		kN	kN/m	m	kN/m	kN/m	m ²	mm
28740	0.50	0.652	18749	462634	0.041	38553	124516	0.299	2.6
28740	1.00	0.365	10499	115658	0.091	9638	11649	0.299	28.3
28740	1.50	0.244	7000	51404	0.136	4284	4640	0.299	71.0
28740	2.00	0.183	5250	28915	0.182	2410	2518	0.299	130.8
28740	2.50	0.146	4200	18505	0.227	1542	1586	0.299	207.6
28740	3.00	0.122	3500	12851	0.272	1071	1092	0.299	301.6

W: Masa del tablero

Teff: Periodo conseguido

Sa: Pseudo aceleración de acuerdo con el espectro

Vd: Esfuerzo horizontal

K eff tot: Rigidez total del conjunto pilas-apoyos

d ed: desplazamiento horizontal máximo

k eff 1: rigidez de una sola pila+apoyo

k isol: rigidez del aislador

Area: Area del aislador

h elas: altura de neopreno para lograr la rigidez k isol

Tabla 2. Respuesta de la estructura para distintos periodos

Como se puede observar, al aumentar el periodo de la estructura se consiguen menores esfuerzos y mayores desplazamientos. Para este caso se propuso un periodo de la estructura de 2 segundos, considerando razonables los 18 cm de desplazamientos que esto provocaría, así como los 130.8 mm de altura de neopreno necesaria.

VERIFICACION FINAL Y DETALLES DE DISEÑO

Una vez definidas las condiciones de los aisladores se llevó a cabo la verificación final del puente mediante una modelación con elementos de barras. Se realizó un modelo para cada tramo entre juntas.

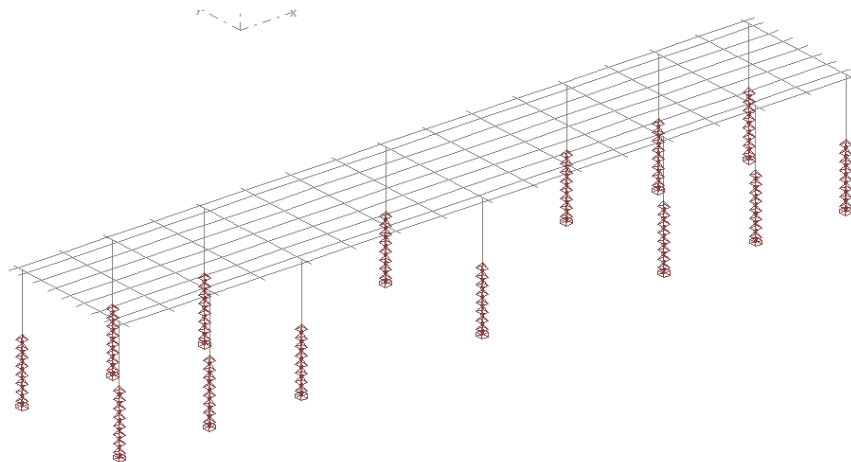


Figura 15. Modelo de barras para el tramo recto "C"

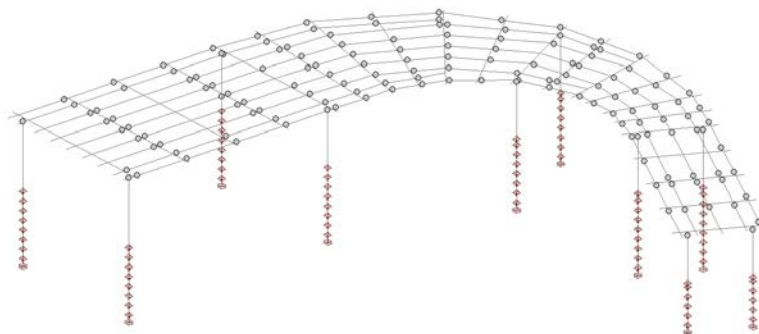


Figura 16. Modelo de barras para el tramo curvo "B"

En cada modelo se consideró la estructura completa, incluyendo las pilas y su interacción con el terreno y los aisladores dispuestos como resortes horizontales entre pilas y tablero.

Se aplicaron todas las cargas gravitatorias, cargas de temperatura, retracción y viento, con sus posibles combinaciones. Además se llevó a cabo un análisis modal aplicando el espectro definido en el punto anterior, considerando el análisis elástico y teniendo en cuenta un amortiguamiento del 20%. Se tuvieron en cuenta hasta los 100 primeros modos fundamentales aunque para las características de este tipo de estructuras, los 3 o 4 primeros modos fundamentales son los que movilizan casi toda la masa del tablero.

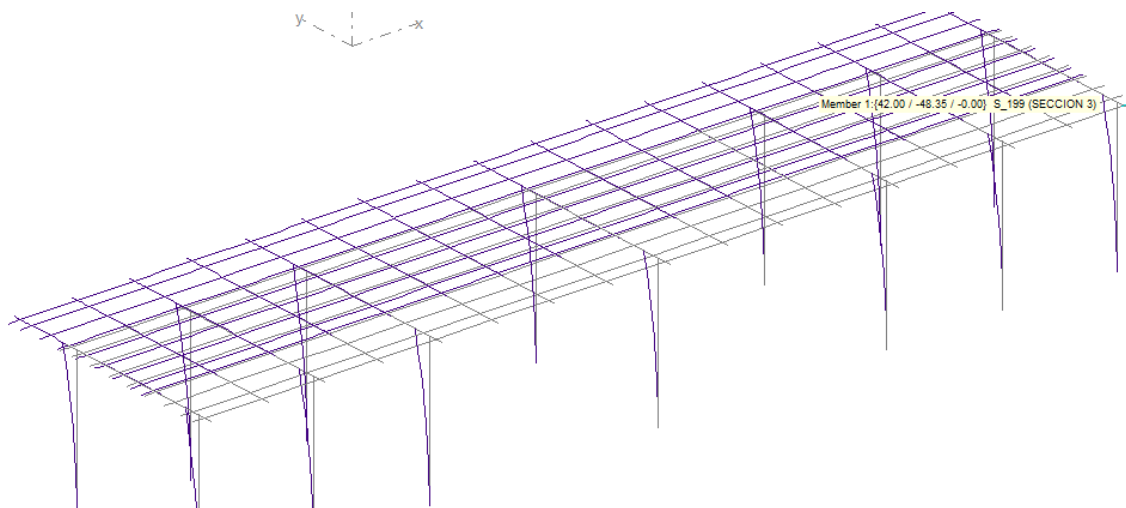


Figura 17. Deformada del primer modo fundamental Tramo “C”

Tramo	Periodos 1/2 [s]
A	2.38/2.07
B	2.33/2.12
C	2.32/2.32
D	2.37/2.37

Tabla 3. Periodos fundamentales de cada tramo

Como se puede ver, se obtuvieron periodos por encima del planteado en el predimensionamiento (2s) por lo que la respuesta sísmica resulta aún más favorable.

Por otra parte los desplazamientos máximos horizontales en el tablero, obtenidos en el análisis sísmico, fueron en general de 210 mm llegando en algunos casos hasta 250 mm.

Con los datos obtenidos (cargas máximas y mínimas en apoyos, desplazamientos máximos esperados, rigidez de neopreno considerada), los aisladores fueron diseñados por el fabricante quien propuso aparatos circulares de 952 mm de diámetro, altura total 322.7 mm, los cuales incluyen 18 capas de material elastómero de 8mm de espesor, y un núcleo de plomo de 210mm de diámetro.

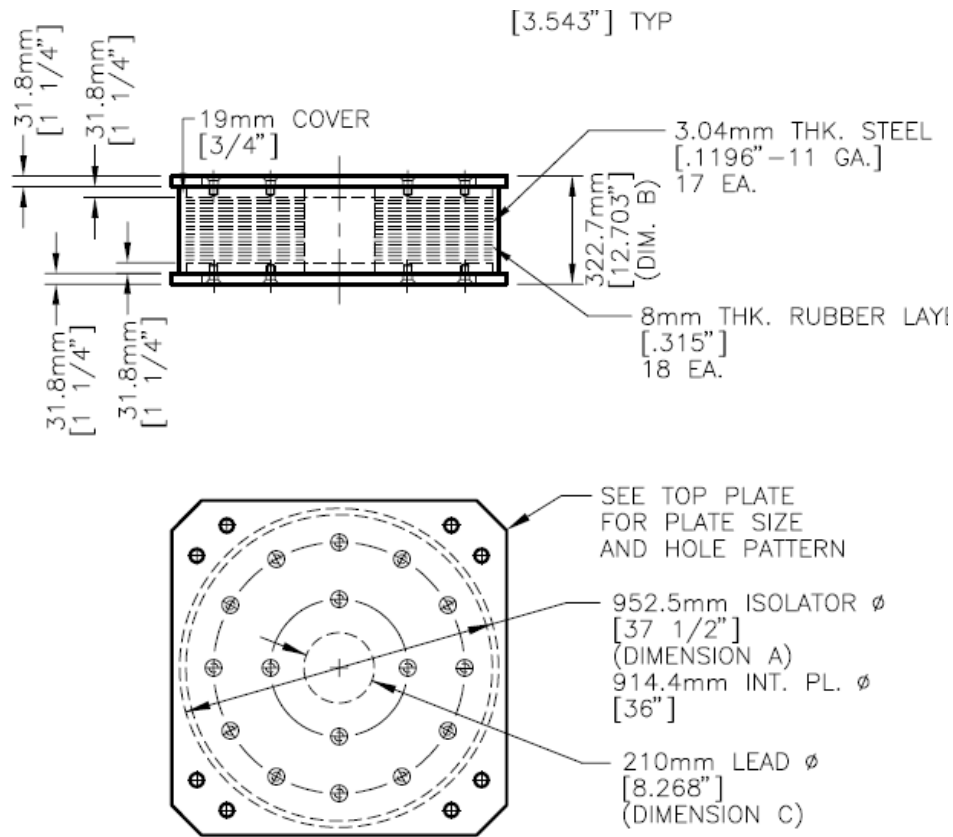


Figura 18. Detalle del aislador LRB



Figura 19. Aislador LRB sobre pila

COMPARATIVA PARA LA UTILIZACION DE AISLADORES

Poder comparar la utilización de aisladores sísmicos no es tarea sencilla, ya que se modifican muchas condiciones y son muchos parámetros afectados. Sin embargo un primer orden de magnitud se obtiene obteniendo las pseudoaceleraciones de los espectros de cada caso.

	Con aisladores	Sin aisladores
Amortiguamiento	20%	5%
Periodo	2.32 s	0.50 s
Pseudo-aceleración	0.157 m/s ²	1 m/s ²

Tabla 3. Respuesta elástica de la estructura con y sin aisladores

Como se puede ver en la tabla, la pseudo-aceleración elástica (y consecuentemente la fuerza horizontal) es 6.36 veces más grande cuando no se utilizan aisladores. Por supuesto que esto luego habría que afectar los factores de comportamiento por ductilidad en cada caso. Si aplicáramos la ductilidad de una estructura aporricada (3.5) la relación de pseudo aceleraciones entre un caso y otro se reduciría a 1.82. Es decir que si no se utilizan aisladores se obtendría un esfuerzo horizontal para el diseño de un 82% mayor.

Pero además de esta comparación numérica, se debe destacar que la utilización de aisladores tiene la gran ventaja que incluso en la ocurrencia de un sismo de gran intensidad, la estructura va a continuar dando servicio sin problemas. Y como además se diseña para que se mantenga en rango elástico, tampoco será necesario realizar grandes reparaciones para seguir funcionando adecuadamente para un próximo evento.