



Puentes mixtos continuos de ferrocarril en zona sísmica en el norte de Argelia

Continuous railway composite bridges in a seismic zone in Northern Algeria

Diego Cobo del Arco^{a,*}, Ingrid Raventós Dudous^b y Steffen Mohr^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Jefe de Proyectos. Socio, Barcelona, España

^b Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Jefe de Proyectos, Socia, Barcelona, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Ingeniero de Proyectos, Barcelona, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 28 de abril de 2017

Disponible en Internet el 20 de junio de 2017

Resumen

El proyecto de puentes de ferrocarril continuos en zona sísmica es complejo, puesto que los criterios de interacción vía-estructura requieren esquemas estructurales muy rígidos en la dirección longitudinal, lo que genera en situación sísmica esfuerzos muy grandes en los puntos fijos y dimensionamientos de la subestructura poco económicos. La utilización conjunta de un tablero mixto (para reducir la masa) y de aislamiento sísmico (mediante aparatos de acero de tipo elastoplástico) ha permitido construir de manera competitiva 3 viaductos ferroviarios en el norte de Argelia adaptándose a los requisitos impuestos por la administración ferroviaria argelina.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puentes mixtos; Ferrocarril; Vía-estructura; Aislamiento sísmico

Abstract

The design of continuous railway bridges in an active seismic zone is complex, due to rail-structure interaction criteria that require very rigid structural systems in the longitudinal direction. This generates large seismic forces at the fixed points and usually results in an uneconomical substructure design. The use of a composite deck (in order to reduce the mass), together with seismic isolation (using steel devices with elastic-plastic properties) has permitted the construction of 3 railway viaducts in Northern Algeria, adapting them to the requirements imposed by the Algerian railway administration.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Composite bridge; Railway; Rail-structure interaction; Seismic isolation

1. Introducción

El viaducto tipo preferido por muchas administraciones ferroviarias es el que está constituido por una sucesión de tramos isostáticos, pues verificando adecuadamente los criterios de interacción vía estructura definidos en [1] se puede evitar disponer

juntas de dilatación de vía, lo que permite mejorar el confort de la circulación ferroviaria y minimizar los trabajos de mantenimiento. En algunos casos, estas administraciones aceptan construir viaductos continuos solo si la longitud dilatante es inferior a 450 m y en consecuencia se dispone una única junta de dilatación de vía pequeña (recorrido ± 150 mm) en el extremo móvil. En estos casos, los viaductos tienen que ser longitudinalmente muy rígidos (bajo fuerzas de frenado y aceleración se tienen que desplazar típicamente menos de 4-5 mm), por lo que, en zonas de importante actividad sísmica, este esquema

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: dcobo@tec-4.es (D. Cobo del Arco).

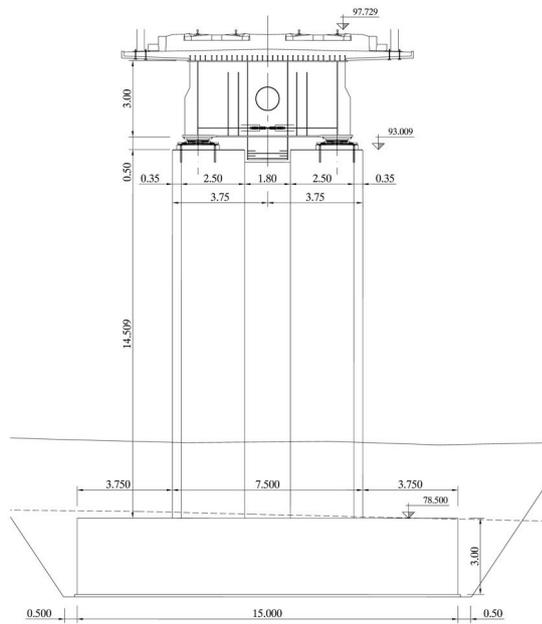


Figura 3. Alzado de pila.

La altura máxima de las pilas es de 22 m. Las pilas se proyectaron como pseudorrectangulares con sección maciza de dimensiones externas 7.500 · 2.200 mm (figs. 3 y 4). Las cimentaciones fueron superficiales o profundas, dependiendo de las particularidades del terreno en cada zona. Se utilizaron apoyos esféricos multidireccionales, dimensionados para fuerzas últimas de hasta 24.000 kN, para transferir a las pilas las cargas verticales del tablero.

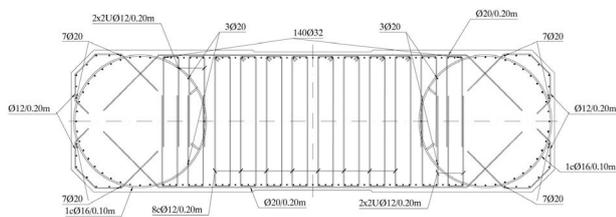


Figura 4. Detalles de armado en pila tipo.

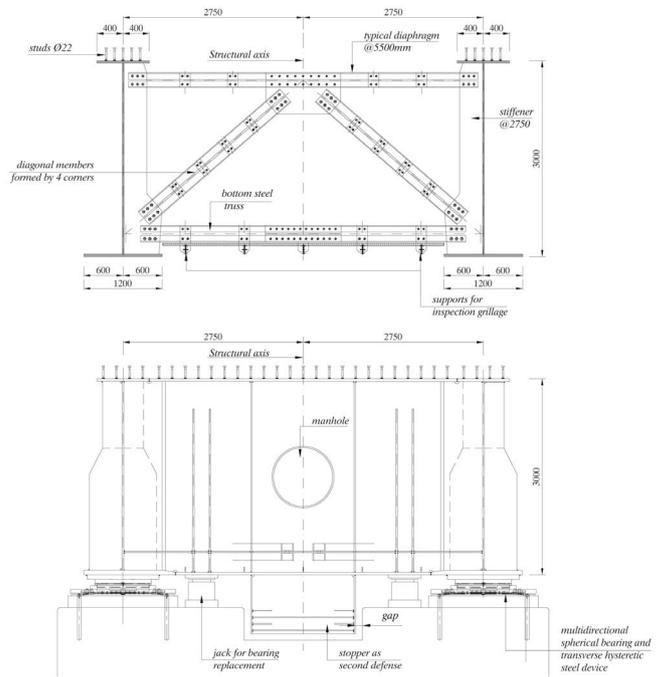


Figura 5. Secciones metálicas tipo.

3. Proyecto y construcción

El proyecto de los puentes se realizó de acuerdo con los Eurocódigos para el modelo de carga UIC71 con parámetro $\alpha = 1,1$ [2]. El acero estructural utilizado para el tablero fue S355J2+N para espesores ≤ 40 mm y S355K2+N para espesores superiores. La protección anticorrosión se consiguió mediante un sistema de pintura con un mínimo de 200 micras formado por un sistema homologado para alta durabilidad en ambiente C3, de acuerdo con [3]. Los espesores de las chapas de las alas inferiores variaron entre 40 y 70 mm. Los espesores de almas, entre 20 y 25 mm. El espesor del ala superior fue en general de 40 mm. Los detalles (fig. 5) se concibieron para minimizar los problemas de fatiga, estado límite que fue generalmente condicionante para el dimensionamiento. El peso total de acero estructural, incluyendo la pasarela de mantenimiento, es de 3.600 kg/ml.

El hormigón del tablero fue C35/45. El ancho de fisura se limitó a 0,2 mm para la combinación frecuente de acciones.

La producción de la estructura metálica se efectuó en Italia (taller BIT), de acuerdo con [4] y para una clase de ejecución EXC4. La longitud máxima realizada en taller fue de 11,7 m para facilitar el transporte en contenedores hasta destino. En obra las vigas longitudinales se ensamblaron mediante soldaduras con penetración completa, controlándose las soldaduras al 100% mediante ultrasonidos. Todas las uniones con los diafragmas transversales y con la celosía inferior se realizaron mediante tornillos pretensados (método combinado) de calidad 10.9.

El tablero se construyó mediante empuje (SPIC-Procom). El empuje incluyó las prelasas prefabricadas excepto en los 40 m iniciales y la zona de las pilas, que se colocaron posteriormente mediante grúas. Los empujes de los viaductos PK2 (156 m) y PK31 (288 m) se realizaron desde un estribo con medios convencionales para empujes de tableros mixtos (fig. 6). En el



Figura 6. PK 31 durante el empuje.

Pk24 (614 m) se empujaron primero 335 m del tablero desde el estribo 1. La segunda parte del empuje se realizó desde el estribo 2 con una longitud de 279 m (fig. 7). En este empuje se juntaron las siguientes 3 partes del tablero con uniones provisionales (fig. 8):

- 67,8 m del tramo uno que se juntaba luego con los 335 m del tablero del primer empuje.
- 40 m de un vano isostático que es el tramo 2 del tablero para controlar la longitud de dilatación del tablero.
- 168 m del tercer y último tramo del tablero.

Una vez finalizado el empuje, se soldaron las dos partes del tramo 1 y se abrieron las uniones provisionales entre las tres partes del segundo empuje.

Después del empuje, el tablero se descendió a la cota definitiva, se dispuso sobre los apoyos esféricos y se hormigonó la losa sobre las prelasas prefabricadas. Para disminuir los esfuerzos sobre la losa en las secciones de negativos y minimizar la aparición de fisuras en el hormigón en edades tempranas, la



Figura 7. PK 24 empuje uno acabado y realizando empuje 2.



Figura 8. Unión provisional del tablero para el empuje entre tramo 2 y 3.

secuencia de hormigonado comenzó siempre en el cuarto de la luz, avanzando hacia las secciones de pilas más alejadas.

Las dimensiones de las cimentaciones y el armado de las pilas están condicionadas por las acciones sísmicas. Aunque, debido al aislamiento sísmico del tablero, se pueden utilizar reglas de ductilidad limitada, todos los detalles de armado se concibieron para que la respuesta hipotética de las pilas fuera dúctil (fig. 4).

El estribo actúa como punto fijo, resistiendo fuerzas horizontales muy altas (ver más adelante). El estado límite de deslizamiento bajo la combinación sísmica condicionó sus dimensiones.

4. Funcionalidad ferroviaria

Los dos viaductos cortos están longitudinalmente fijos a uno de los estribos mediante elementos elastoplásticos formados por una combinación de piezas de acero en forma de C. La rigidez elástica del conjunto se definió para verificar las estrictas condiciones de [1]. Dado que la rigidez de las piezas en C no era suficiente para verificar los límites de desplazamientos horizontales del tablero bajo fuerzas de frenado, el sistema se complementó con elementos fusibles que rompen en cortadura para una fuerza determinada. Esto permitió finalmente diseñar el carril de manera continua en el estribo fijo y con una junta de dilatación (± 150 mm) en el extremo móvil. Las acciones de frenado y aceleración en estado límite último se resisten enteramente mediante las piezas en C.

El viaducto de 614 m tiene un vano inerte de 40 m que divide el puente en dos tramos continuos fijos a cada estribo (402 + 40 + 168) mediante elementos elastoplásticos. El carril es continuo sobre cada uno de los estribos, disponiéndose dos juntas de dilatación de vía sobre las pilas 9 y 10. El vano isostático de 40 m está apoyado en 4 neoprenos armados rectangulares SI-H 1000/700/75 de alto amortiguamiento (HDR según [5]). Las pilas 9 y 10 son huecas, con dimensiones externas de 7.500 · 5.000 mm, con el objetivo de tener una mayor rigidez horizontal para controlar los desplazamientos horizontales del vano inerte bajo el frenado.

Bajo acciones de servicio, el tablero está transversalmente fijo en todas las pilas y en los estribos.

5. Concepción sísmica

5.1. Comportamiento longitudinal

Los viaductos están situados en zonas sísmicas con aceleración base, de acuerdo con la normativa argelina entre 0,25 g y 0,40 g, correspondiente a viaductos de tipo estratégico. Para reducir las fuerzas horizontales longitudinales en los estribos, los aparatos histeréticos, formados por combinaciones de piezas en forma de C, plastifican entrando en el rango plástico para acciones correspondientes al sismo de diseño. El proceso de dimensionamiento fue el siguiente:

- Determinar la rigidez horizontal necesaria por cuestiones de funcionalidad ferroviaria (e.g., bajo acciones de frenado y aceleración el desplazamiento horizontal longitudinal debe ser inferior a 5 mm).
- Determinar el período de vibración longitudinal para el viaducto asumiendo comportamiento elástico.
- Determinar la mínima fuerza de plastificación de los aparatos de conexión, pues estos deben permanecer en el rango esencialmente elástico bajo la acción sísmica frecuente (limitación de daños).
- Verificar si la fuerza mínima de plastificación elegida es mayor que las fuerzas «mayoradas» de frenado y aceleración (en ELU).
- Asumir que el aparato plastificará bajo la acción del sismo de diseño y determinar cuál será el máximo desplazamiento.

El proceso de dimensionamiento se ilustra mejor con un ejemplo, utilizando un modelo simplificado de un grado de libertad. Para el puente de 156 m de longitud las fuerzas horizontales de frenado y aceleración, de acuerdo con el modelo de carga de los eurocódigos, son:

$$F = 1.1 \cdot 156 \cdot 20 + 1000 = 4432kN \tag{1}$$

La rigidez horizontal requerida por cuestiones de funcionalidad ferroviaria está en el entorno de:

$$K \approx \frac{4432}{0.005} \approx 900000kN/m \tag{2}$$

Asumiendo una masa por unidad de longitud de 30 t/m, el valor aproximado del primer período de vibración longitudinal es:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} = 2\pi \sqrt{4680/1000000} = 0.45s \tag{3}$$

Por lo tanto, de acuerdo con el espectro elástico de respuesta para el suelo para el sismo «frecuente» (fig. 9), la mínima fuerza de plastificación de los elementos de conexión con el estribo debería ser:

$$F_y > 4680 \cdot 2.9 = 13500kN \tag{4}$$

Este valor es mayor que la fuerza «mayorada» de frenado.

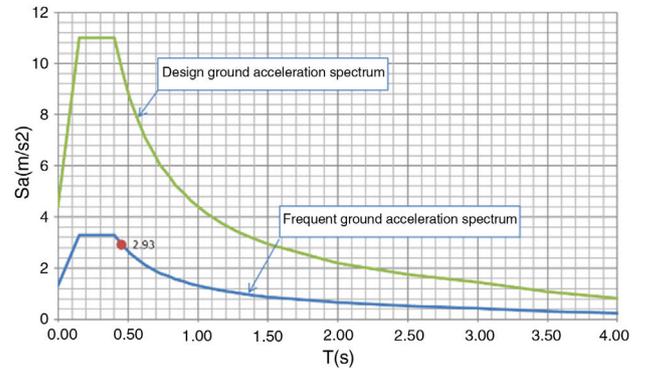


Figura 9. Espectros elásticos en aceleraciones.

Ahora, asumiendo que el aparato entrará en el rango plástico bajo la máxima demanda sísmica, el valor del máximo desplazamiento esperable d se puede expresar como función del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{F_y/d}} \Rightarrow d = \frac{F_y T^2}{4\pi^2 m} \tag{5}$$

La ecuación (5) utiliza el concepto de rigidez efectiva K_e , definida en el punto de máximo desplazamiento como la fuerza de plastificación dividida por ese desplazamiento.

Finalmente, el espectro de diseño en aceleraciones (S_a) se puede transformar en espectro en desplazamientos (S_d):

$$S_d(T) = \frac{S_a(T) \cdot T^2}{4\pi^2} \sqrt{\frac{7}{2 + \eta}} \tag{6}$$

en donde se han incorporado los efectos del nivel de amortiguamiento (η).

En la figura 10 se muestran ambas ecuaciones gráficamente, utilizando un valor típico del 20% para el amortiguamiento. En el punto de intersección de ambas gráficas determinamos el valor del máximo desplazamiento esperado, $d = 55$ mm. De acuerdo con [5] y [6], se debe aplicar un factor de seguridad de 1,50 sobre este desplazamiento, por lo tanto, en nuestro caso los aparatos elastoplásticos longitudinales se predimensionaron para una fuerza de plastificación $F_y = 13.500$ kN, requiriéndose un mínimo desplazamiento último de 85 mm.

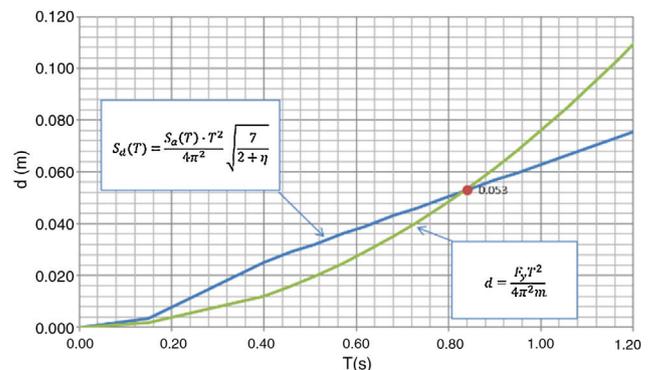


Figura 10. Determinación del máximo desplazamiento esperable.

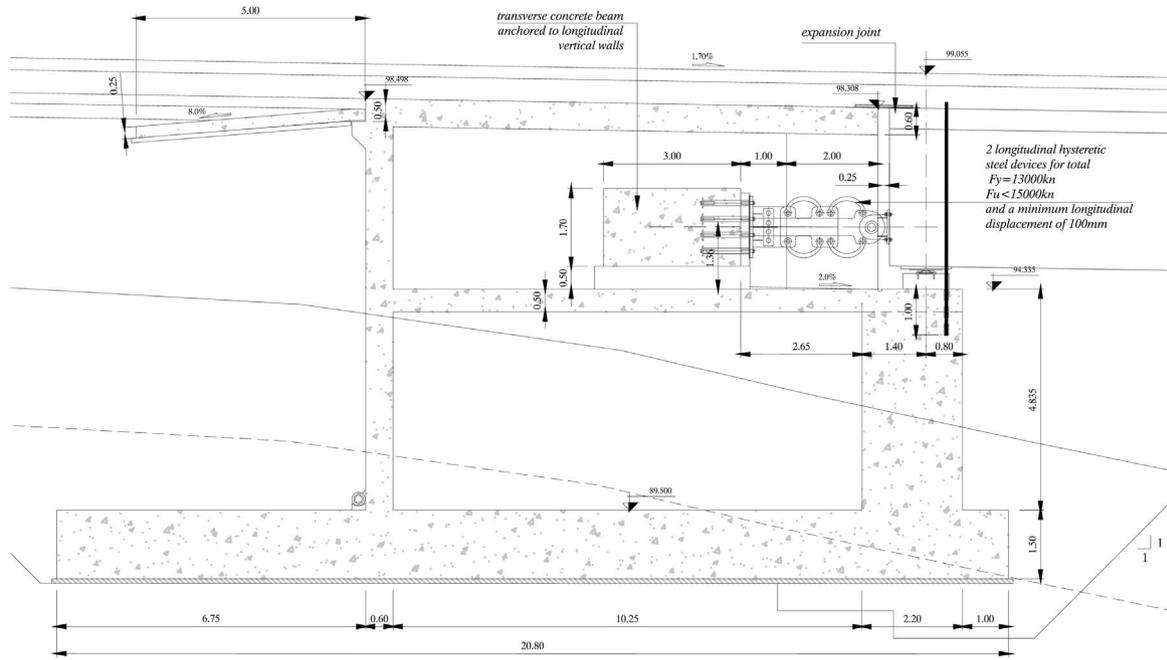


Figura 11. Aparatos elastoplásticos en estribos.



Figura 12. Imágenes de los aparatos elastoplásticos en estribos y pilas.



Figura 13. Vistas generales de los viaductos.

En realidad, los aparatos elasto-plásticos se dimensionaron utilizando un análisis multimodal con rigideces efectivas (de acuerdo con [6]) y luego se verificaron mediante el uso de acelerogramas sintéticos e integración no lineal en el tiempo. Estos análisis detallados mostraron un muy buen acuerdo con el método simplificado de un grado de libertad descrito anteriormente.

Finalmente, los aparatos elasto-plásticos longitudinales se especificaron para cumplir las siguientes condiciones: una rigidez mínima elástica determinada, una fuerza de plastificación F_y por encima de 13.000 kN, una fuerza última por debajo de 15.000 kN y un desplazamiento mínimo último (requerido en ensayos) de 100 mm para los puentes cortos y de 150 mm para el viaducto largo. Los aparatos elasto-plásticos se compusieron finalmente por 2 grupos de piezas en C, instalados en los estribos fijos contra una gran viga de hormigón armado y atornillados a las vigas longitudinales del tablero a nivel de centro de gravedad del mismo (fig. 11). Se fabricaron por F.I.P Industrial y se ensayaron de acuerdo con [5] (fig. 12).

5.2. Análisis transversal

En la dirección lateral transversal el tablero también se fijó en todas las pilas mediante aparatos elasto-plásticos. Estos aparatos deben permanecer en el rango esencialmente elástico para la acción del sismo «frecuente». Esta condición gobierna el dimensionamiento y establece la fuerza de plastificación del aparato. Para obtener estas fuerzas se utilizó un análisis multimodal. Para

la acción sísmica de diseño, los aparatos plastifican, disipando energía mediante amortiguamiento histerético y transfiriendo fuerzas horizontales controladas a las pilas y cimentaciones.

De nuevo aquí se puede obtener una primera estimación del desplazamiento último necesario mediante métodos simplificados, pues se puede estimar la aceleración como F_y entre la masa asociada y, asumiendo un nivel de amortiguamiento (típicamente entre 15-20%) en el espectro en aceleraciones, se puede determinar el periodo de vibración efectivo. Una vez obtenido el periodo de vibración efectivo, la ecuación (5) permite estimar el mínimo desplazamiento último requerido.

En nuestro caso, el dimensionamiento se realizó utilizando métodos multimodales con rigideces efectivas ajustadas y luego se verificó mediante la integración no lineal en el tiempo utilizando como entrada acelerogramas sintéticos. Las pilas y las cimentaciones se dimensionaron con un factor de protección de 1,40 como medida de seguridad adicional.

A nivel de las pilas, los aparatos elasto-plásticos se conformaron mediante piezas de acero en forma de C acopladas a los apoyos esféricos verticales, permitiendo libremente el desplazamiento longitudinal. Las fuerzas de plastificación y los desplazamientos últimos requeridos fueron 1.000 kN y 100 mm, respectivamente, para cada apoyo de pila de los viaductos de 288 m y de 610 m (aceleración sísmica de base de 0,25 g). Para el viaducto de 156 m, situado en zona con 0,40 g de aceleración sísmica de base, las fuerzas y desplazamientos fueron de 1.800 kN y 150 mm por apoyo. Las pilas incorporan un *stopper* adicional de seguridad, con un recorrido libre mayor que el

desplazamiento último de los aparatos, como segunda línea de defensa contra el sismo.

6. Conclusiones

El proyecto de puentes de ferrocarril continuos en zona sísmica es complejo, porque los criterios de interacción vía-estructura requieren esquemas estructurales muy rígidos en la dirección longitudinal, lo que genera en situación sísmica esfuerzos muy grandes en los puntos fijos y dimensionamientos de la subestructura poco económicos. La utilización conjunta de un tablero mixto (para reducir la masa) y de aislamiento sísmico (mediante aparatos de acero de tipo elastoplástico) ha permitido construir de manera competitiva 3 viaductos ferroviarios en el norte de Argelia (fig. 13) adaptándose a los requisitos impuestos por la administración ferroviaria argelina.

Agradecimientos

La construcción de las obras las realizó E.T.R.H.B Groupe Haddad (N. Boumezoued, W. Saidi, S. Degui) y el montaje de

la estructura metálica la realizó SPIC-PROCOM (U. Cozzani, A. Lattanzi).

Bibliografía

- [1] [International Union of Railways Technical Standard, Track/Bridge Interaction, Recommendations for Calculations, 2nd edition, UIC, Paris, 2001, UIC 774-3.](#)
- [2] CEN, EN1991-2, Actions on structures – Part 2: General actions – Traffic Loads on Bridges, European Committee for Standardization, CEN, 2003.
- [3] CEN, EN ISO 12944-2, Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 2: Classification of environments, European Committee for Standardization, CEN, 1998.
- [4] CEN, EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminum structures – Part 2: Technical requirements for steel structures, European Committee for Standardization, CEN, 2008).
- [5] CEN, EN 15129, Anti-seismic devices, European Committee for Standardization, CEN, 2009.
- [6] CEN, EN 1998-2, Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, CEN, 2005.