

# NUEVO PUENTE RÍO BARRANCA EN COSTA RICA. CONSTRUCCIÓN ACELERADA EN ZONAS DE ALTA DEMANDA SÍSMICA.

*New Barranca River Bridge. Accelerated bridge construction in high level seismic area*

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez<sup>a</sup>, Ricardo Rafael Pereira de Sousa<sup>b</sup>, Jorge Eloy de Vena Retuerto<sup>c</sup>, Juan Rodado López<sup>d</sup>, Fátima Otero Vieitez<sup>e</sup>

<sup>a</sup> Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ORRAMOS INGENIERÍA. CEO. Universidad de Cantabria.

[oramos@orramoseng.com](mailto:oramos@orramoseng.com)

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyecto. ORRAMOS INGENIERÍA. [rpereira@orramoseng.com](mailto:rpereira@orramoseng.com)

<sup>c</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Puentes. ORRAMOS INGENIERÍA. [jdevena@orramoseng.com](mailto:jdevena@orramoseng.com)

<sup>d</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Director Técnico de Ingeniería. [j.rodado@grupopuentes.com](mailto:j.rodado@grupopuentes.com)

<sup>e</sup> Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Directora Técnica General. Grupo Puentes. [fotero@grupopuentes.com](mailto:fotero@grupopuentes.com)

## RESUMEN

El Nuevo Puente Río Barranca se ubica en la ruta Nacional N°23, en Costa Rica y se plantea como una sustitución completa del puente existente, ocupando la misma posición en planta. El nuevo puente se diseña con una subestructura independiente, pero manteniendo la actual distribución de luces, lo que permite un reaprovechamiento de las vigas del puente existente. La alta demanda sísmica asociada a la zona y el potencial de licuefacción del terreno han condicionado el diseño de la subestructura. Adicionalmente, el tablero se ha construido por múltiples fases transversales, para permitir la circulación del tráfico en todo momento.

## ABSTRACT

The “Nuevo Puente Río Barranca” is located on National Route 23, in Costa Rica and is proposed as a complete replacement of the existing bridge. The new bridge is in the same area as the existing bridge, but is designed with independent substructure, with the same span distribution, allowing the existing bridge girders to be reused. The high level of seismic demand of the zone, associated with a great potential for liquefaction of the ground, impact on the design of the substructure. The traffic must be guaranteed over the existing bridge, which conditions the distribution of girders, the transverse location of the columns and the construction procedure, which takes on special relevance.

**PALABRAS CLAVE:** sustitución puente existente, sismo, pushover, construcción acelerada

**KEYWORDS:** replacement of existing bridge, earthquake, pushover, accelerated construction

## 1. Introducción

El Nuevo Puente Río Barranca está ubicado en la ruta Nacional N°23, en Costa Rica y se plantea como una sustitución completa del puente existente, en un proyecto y obra de construcción acelerada.

El puente actual tiene una longitud total de 177.80 m y un ancho de 10.60 m, de los cuales 8.95 m corresponden al ancho de la superficie de rodamiento. El puente está conformado por 5 tramos simplemente apoyados de 35 m cada uno. La superestructura está compuesta por 5

vigas de hormigón tipo california con 1.60 m de altura.

Las pilas son de hormigón armado, de 13.00 m de altura, tipo martillo, con una única columna de sección elíptica cimentada mediante una placa de cimentación y pilotes de hormigón armado.

Además, cuenta con dos bastiones tipo cabezal de hormigón armado, apoyados en pilotes de hormigón.

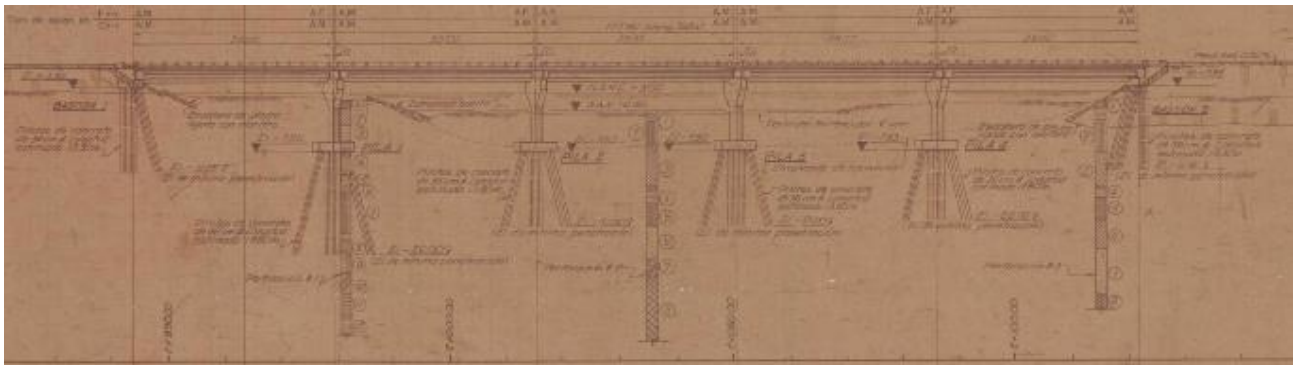


Figura 1. Elevación del Puente (Fuente: Planos originales del Puente Barranca Ruta 23)

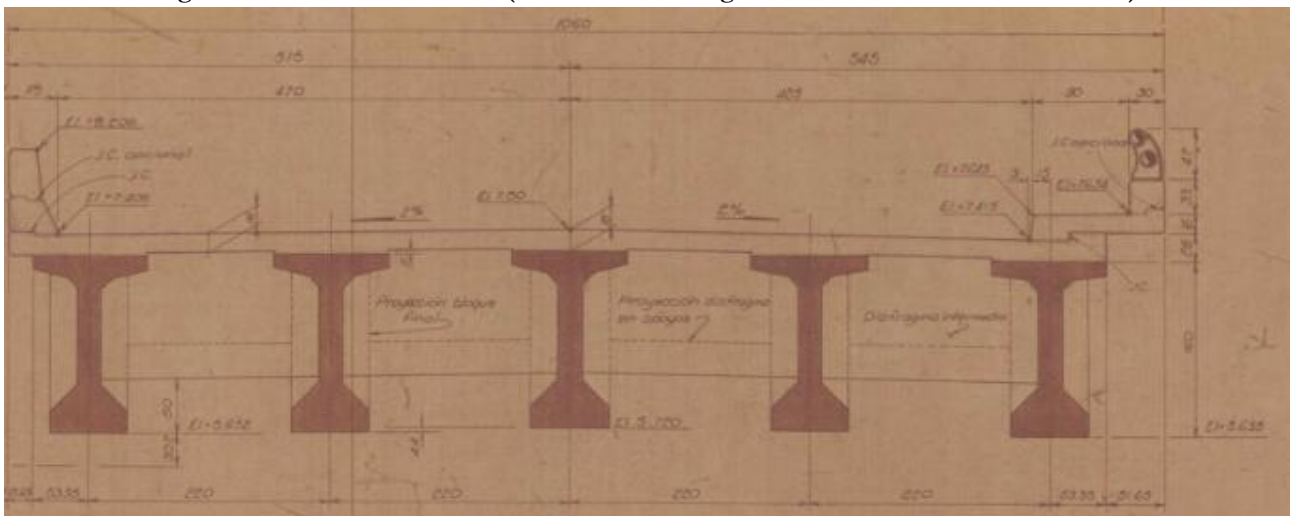


Figura 2. Sección transversal del Puente (Fuente: Planos originales del Puente Barranca Ruta 23)

El nuevo puente tiene una longitud total de 177.80 m y está conformado por 5 tramos simplemente apoyados de aproximadamente 35 m cada uno. La superestructura está compuesta por 9 vigas de 1.60 m de altura con la misma geometría de las vigas del puente actual, permitiendo reaprovechar las vigas del puente existente. El tablero tiene un ancho de 17.25 m, y permite disponer 3 carriles de circulación y una

acera de 2.50 m de ancho, si bien la subestructura está diseñada para que el tablero pueda ampliarse hasta los 20.40 m, albergando 4 carriles de circulación.

El nuevo puente se ubica en planta coincidente con el puente existente, por lo que ha de construirse por fases transversales, paralelamente a la demolición del puente existente. Se han mantenido las luces de los

vanos, decalando las pilas con respecto a las existentes, para poder reutilizar las vigas del tablero actual. Estas vigas se encuentran en buen estado, y se someten a una reparación menor para asegurar una extensión de su vida útil.

Las nuevas pilas se materializan mediante un dintel de 2.0 m canto que se apoya sobre 5 columnas-pilote de 1.5 m de diámetro. Como ya se ha comentado, durante la construcción se ha de garantizar la circulación sobre el puente actual, lo que condiciona la ubicación transversal de las columnas y el procedimiento constructivo. Los bastiones se materializan como cargaderos apoyados sobre 4 pilotes de 1.50 m de diámetro.

La gran particularidad del diseño está relacionada con la demanda sísmica de la zona, asociada a un gran potencial de licuefacción del terreno, para lo que se acudió al empleo de la metodología “pushover”, diseñando la estructura con una capacidad resistente y de desplazamiento suficientes para afrontar el evento sísmico último.

Como esquema resistente sísmico, el tablero se “ata” a las pilas mediante rótulas que impiden el desplazamiento relativo longitudinal y transversal. En los bastiones el movimiento longitudinal se liberó, dejando longitud de entrega suficiente, y se dispusieron topes sísmicos para impedir el movimiento transversal.

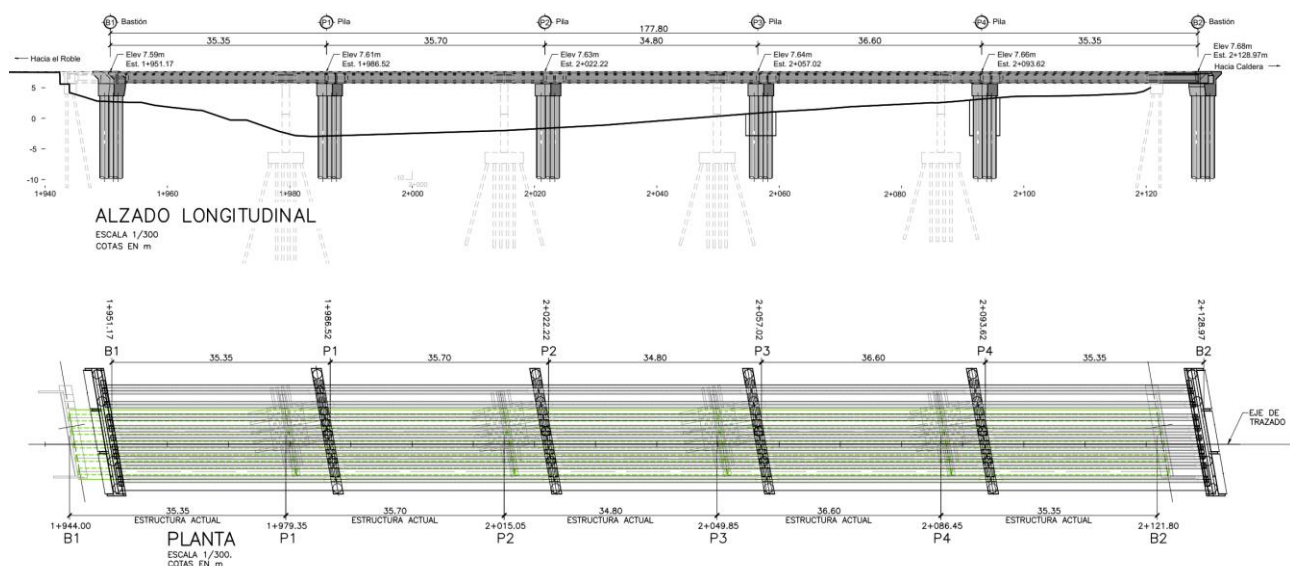


Figura 3. Alzado y planta del nuevo puente sobre río Barranca

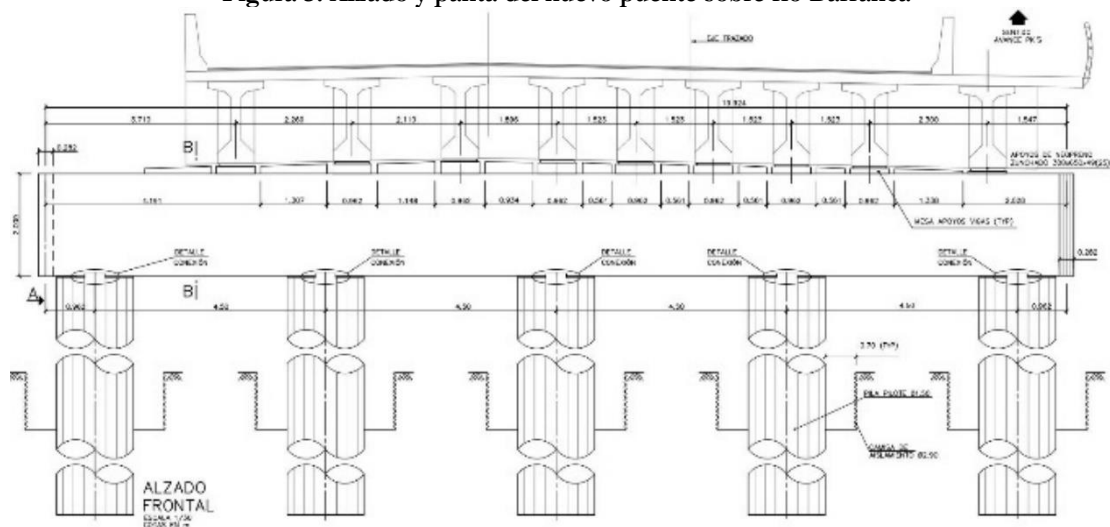


Figura 4. Sección tipo

## 2. Proceso constructivo

Puesto que durante la construcción se debe garantizar la circulación sobre el puente, el proceso constructivo toma especial relevancia a la hora de diseñar el puente, tanto a nivel de encaje geométrico (condiciona la posición de columnas, vigas y losa de tablero), como de cálculo al tratarse de una estructura evolutiva. A continuación se describen, resumidamente, las diferentes etapas del proceso constructivo.

Fase 1. Sección tipo puente existente.

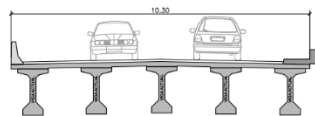


Figura 5. Sección tipo de fase constructiva 1.

Fase 2. Se construyen las 2 pilas – pilote externas, dejando resguardo frente al tablero en servicio. Se construye parte del dintel y del nuevo tablero, con 2 nuevas vigas prefabricadas.

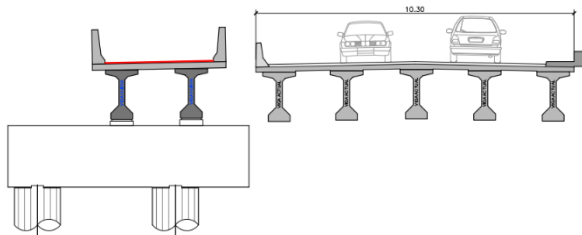


Figura 6. Sección tipo de fase constructiva 2.

Fase 3. Demolición parcial del tablero existente, manteniendo un carril de circulación en el tablero existente y otro en el nuevo tablero.

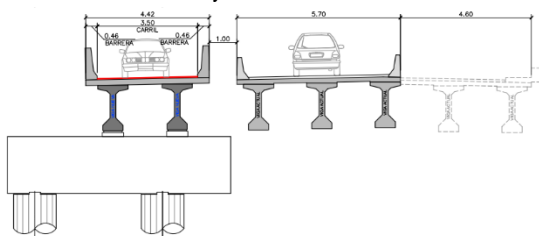


Figura 7. Sección tipo de fase constructiva 3.

Fase 4. Se construyen 2 nuevas pilas – pilote en el lado opuesto, manteniendo el adecuado resguardo al tablero para los trabajos de pilotado.

Se construye parte del dintel y del nuevo tablero, empleando 2 vigas rehabilitadas (color verde) y 1 viga de nueva fabricación (color azul).

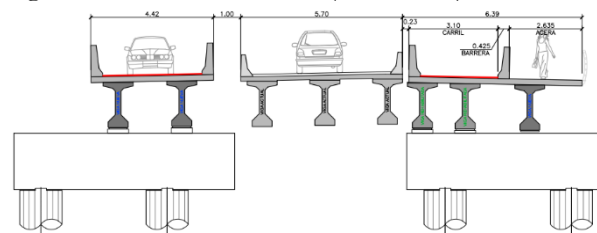


Figura 8. Sección tipo de fase constructiva 4.

Fase 5. Se desvía el tráfico por el tablero construido en la fase anterior para poder demoler el resto del tablero original.

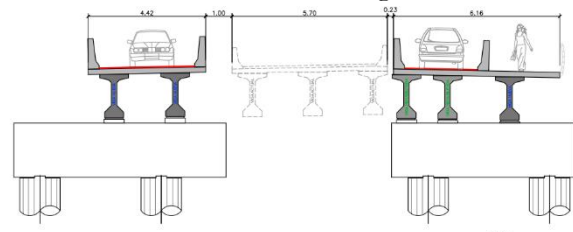


Figura 9. Sección tipo de fase constructiva 5.

Fase 6. Se construye la pila – pilote central y se da continuidad al dintel. Se reparan y se disponen las vigas reparadas (color verde) y una nueva viga (color azul).

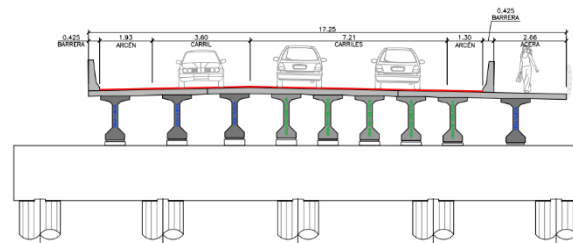


Figura 10. Sección tipo de fase constructiva 6.

Fase 7. Se trata de una futura posible ampliación, dejando la posibilidad de disponer una nueva viga (color azul) y aumentar a 4 los carriles de circulación.

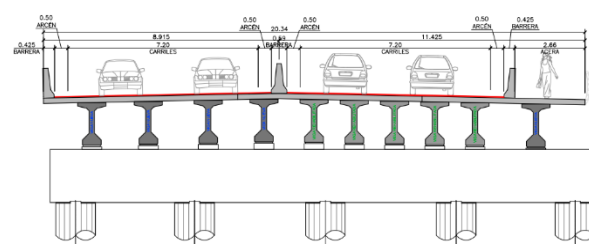


Figura 11. Sección tipo de fase constructiva 7.



Figura 12. Colocación de vigas de la fase 2 del proceso constructivo.



Figura 13. Tablero de fase 2 de proceso constructivo hormigonado.



Figura 14. Trabajos de ejecución del pilote central de la fase 6 del proceso constructivo.

### 3. Cálculo del tablero

Para validar el uso de las vigas existentes como nuevas vigas para la estructura final, se ha llevado a cabo una comparación relativa de los esfuerzos de las vigas existentes en las distintas fases (situación actual, fase parcial 3, fase parcial 5 y situación final). Como valor de comparación se ha tomado el momento flector en centro luz de la sección viga+losa en cada una de las fases y los esfuerzos cortantes de las vigas en las zonas de apoyo (a la distancia de un canto útil del apoyo de acuerdo con las recomendaciones AASTHO).

Para la comparación de los momentos flectores, en primer lugar, se obtiene el momento flector en Servicio I y Strength I en el centro luz de las vigas en la situación actual del tablero. Posteriormente se repite este proceso para las vigas existentes en cada una de las fases parciales y para la situación final. Con estos resultados se comprueba como de demandadas están las vigas respecto de su situación actual.

Para la obtención de los momentos flectores longitudinales en el modelo se integran los esfuerzos en la viga y la lámina mediante un corte que alberga la viga y el ancho tributario correspondiente de las losas.

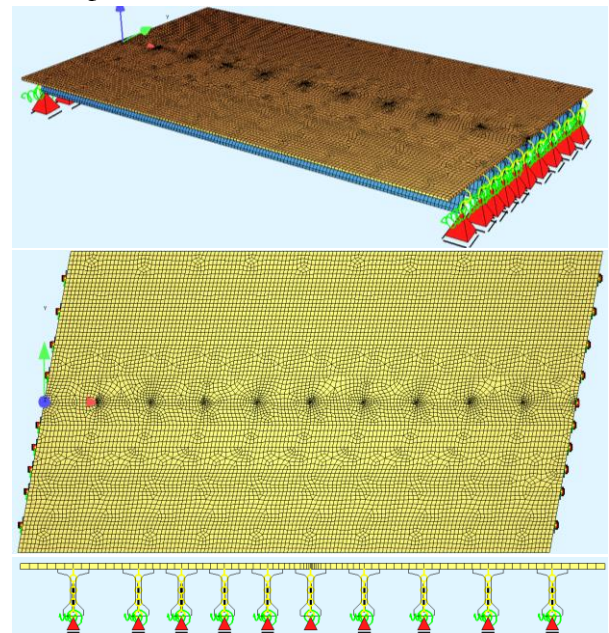
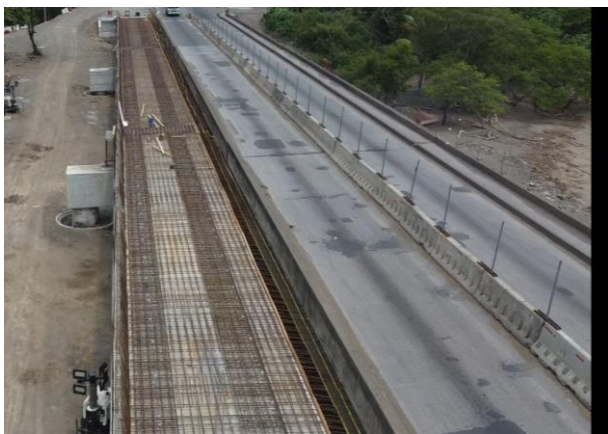


Figura 15. Vista 3D del modelo de cálculo de tablero – Situación posible ampliación futura



**Figura 5. Trabajos de ferrallado en la losa del tablero.**

#### 4. Subestructura - Diseño sísmico

El diseño sísmico del puente se ha realizado mediante un análisis estático no lineal, también designado análisis del empuje incremental o “pushover análisis”, de acuerdo con las recomendaciones de las especificaciones AASHTO LRFD para el diseño sísmico de puentes de categoría de diseño sísmico D (SDC D).

El análisis por empujes incrementales (pushover) es un análisis estático no lineal realizado bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales que se incrementan de forma monótona. Este método se utiliza para comprobar el comportamiento estructural de estructuras.

El análisis Pushover considera el comportamiento no lineal de la pila, los efectos  $P-\Delta$  en la estructura, y la flexibilidad del sistema fundación-suelo. El método se resume básicamente a la imposición de una carga lateral horizontal o desplazamiento lateral, que incrementalmente es aplicada en los puntos de aplicación de la masa (bajo apoyos y proporcional a la reacción de estos), hasta que la capacidad de desplazamiento estructural sea alcanzada. Tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda; la primera puede entenderse como una característica propia de la estructura que depende de factores como la geometría de sus

elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras; mientras que la demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un espectro (en el caso de un sismo de diseño) y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por este. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a los que se somete la estructura. Para tal fin, se utiliza el formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) en el que se grafica la aceleración espectral (eje y) y el desplazamiento espectral (eje x). De manera que gráficamente puede observarse si la estructura esta sobrediseñada para una determinada amenaza sísmica o, si, por el contrario, es necesario variar sus propiedades mecánicas para garantizar un desempeño sísmico resistente satisfactorio.

En resumen, los pasos a seguir en el análisis son los siguientes:

- Determinación de las leyes constitutivas de los materiales no-lineales.
- Determinación del diagrama momento-curvatura ( $M-\phi$ ) para todas las secciones críticas (secciones de rótulas plásticas) por integración de las leyes de los materiales sobre el ancho de la sección.
- Determinación de los diagramas fuerza-desplazamiento de la estructura. Para la obtención de los diagramas fuerza-desplazamiento de la estructura se parte de la determinación de los diagramas fuerza-desplazamiento de cada una de las pilas por integración de los diagramas momentos curvatura en función de la altura de la pila. Esta curva es también llamada curva de capacidad de la pila. De ella se obtiene la capacidad de desplazamiento de la pila. Con la capacidad de desplazamiento de cada una de las pilas se obtiene la curva de capacidad global de la estructura.

- Determinación de la demanda, considerando la rigidez fisurada de la estructura (rigidez fisurada).

Una característica importante para este análisis es garantizar la uniformidad del comportamiento sísmico de la estructura. Para eso es importante que la variabilidad de rigidez de las pilas sea reducida, esto es, que todas las pilas aporten una rigidez semejante al sistema.

La solución para conseguir esta similitud en la rigidez de la subestructura, cuando se tienen pilas relativamente cortas con un relieve variable del fondo del río, ha sido la de disponer camisas de aislamiento en el encuentro de las pilas – pilote con el lecho, garantizando de esta manera una longitud libre para la flexión parecida en todas las pilas. Estas camisas de aislamiento están conformadas por tubos de hormigón armado que alojan en su interior los pilotes. Fue necesario disponer estas camisas en las pilas 3 y 4, para uniformizar su altura libre con respecto a las pilas 1 y 2, que marcan la mayor altura libre natural.

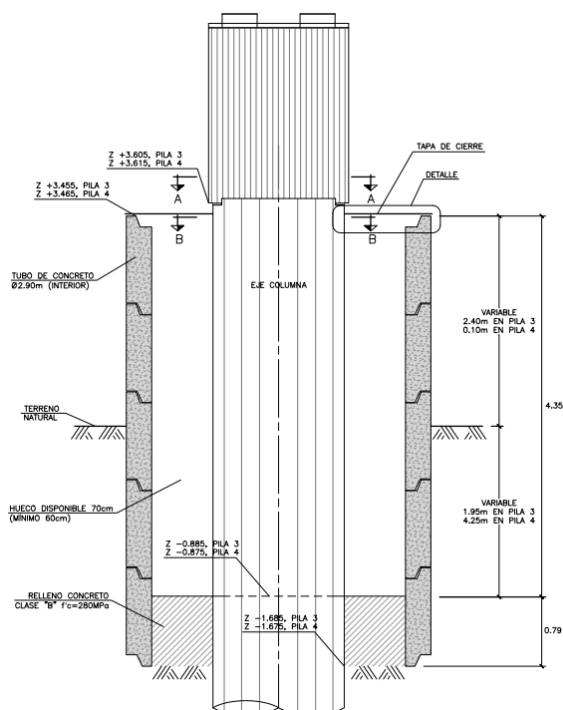


Figura 16. Camisa de aislamiento.

En situación de licuefacción esta actuación tiene menor relevancia, toda vez que el potencial

licuable del terreno (similar en todas las líneas de apoyo) ya ejerce una acción uniformizadora en la rigidez horizontal de las distintas pilas.

En cuanto al esquema de fijación lateral del tablero, ya se ha expuesto que se ha optado por una conexión rotulada en dirección longitudinal y transversal en todas las pilas, mediante topes sísmicos diseñados teniendo en cuenta el factor de sobre resistencia, y dimensionando estos elementos como elementos protegidos por capacidad. En los bastiones se decide liberar el movimiento longitudinal, dejando una longitud de entrega de las vigas suficiente (y manteniendo los topes sísmicos transversales, al igual que en las pilas).

La ductilidad del sistema está garantizada por el comportamiento del pilote, cuyo comportamiento dúctil está garantizado a lo largo de toda su altura (toda vez que la demanda de flexión bajo el evento sísmico es variable en posición según se considere o no el potencial de licuefacción del terreno).

## 2.1 Determinación de las leyes constitutivas de los materiales

La resistencia lateral de la cimentación, como se explicó anteriormente, se simula en el modelo de cálculo a través de muelles no lineales con leyes de comportamiento obtenidas de las curvas p-y del terreno.

Se han considerado 2 situaciones:

- Sismo antes de licuefacción. La rigidez de las curvas p-y se ha obtenido directamente de las características “habituales” del terreno.
- Sismo después de licuefacción, donde se considera una capacidad resistente del terreno del 12% de la capacidad prelicuefacción, de acuerdo con el informe geotécnico.

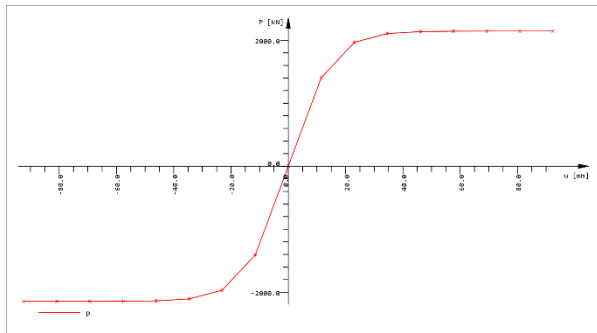


Figura 5. Ley de comportamiento del muelle que representa la rigidez del terreno a 10.5 m de profundidad, sin licuefacción.

Para determinar las propiedades mecánicas del hormigón de los pilotes y determinar el momento curvatura de las rótulas plásticas, se ha considerado el modelo de Mander [1] para hormigón confinado.

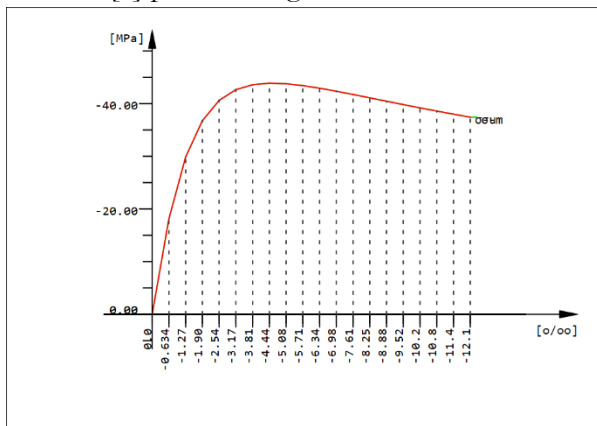


Figura 16. Propiedades mecánicas del hormigón confinado de los pilotes.

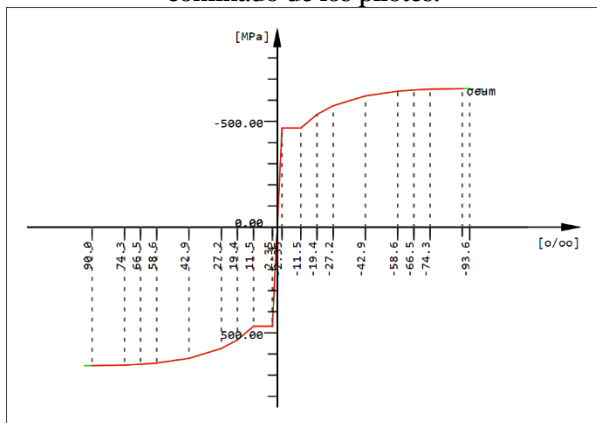


Figura 17. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

## 2.2 Determinación de las leyes de momento curvatura de las secciones

Partiendo de las propiedades de los materiales definidas en el punto anterior, y teniendo en

cuenta el axil esperado en las columnas, se han obtenido las leyes de momento curvatura de las secciones críticas. Como el axil varía en función de la columna y de la dirección del sismo, se han obtenido 6 leyes diferentes de momento curvatura, que se han aplicado a cada una de las columnas y a las rótulas plásticas.

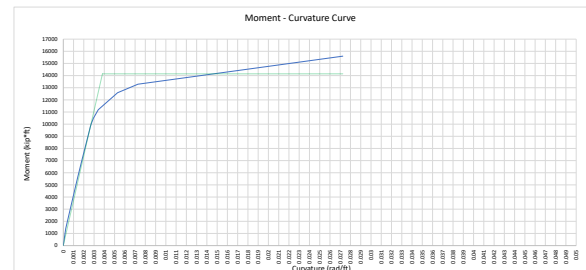


Figura 18. Curva  $M-\phi$  del pilote izquierdo. Calculo pushover longitudinal

## 2.3 Determinación de la capacidad de la pila

Para determinar la capacidad de cada una de las pilas se ha utilizado el modelo de elementos finitos de la pila, localizando las rótulas plásticas en la posición donde se obtienen los momentos flectores máximos en los pilotes. Así pues, se obtienen 2 modelos considerando licuefacción y sin considerar licuefacción, puesto que en el caso de licuefacción las rótulas plásticas se generaron en una mayor profundidad, incrementándose la capacidad de desplazamiento.

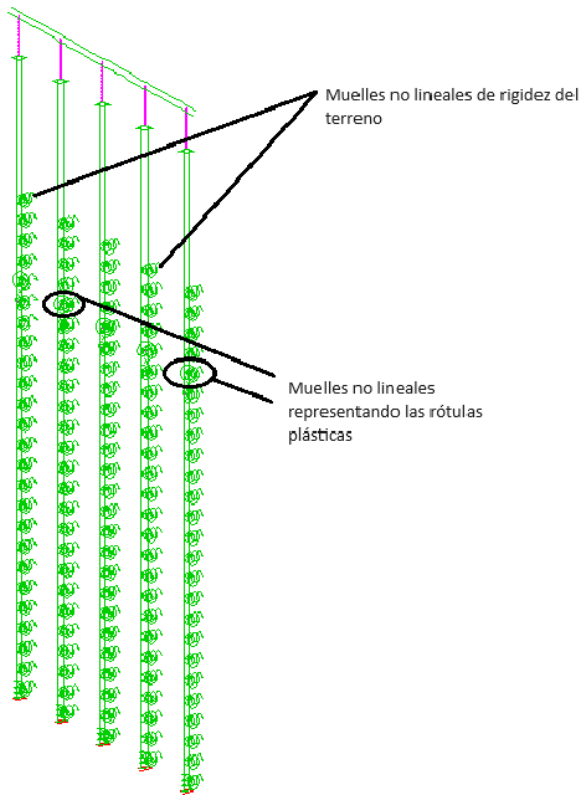
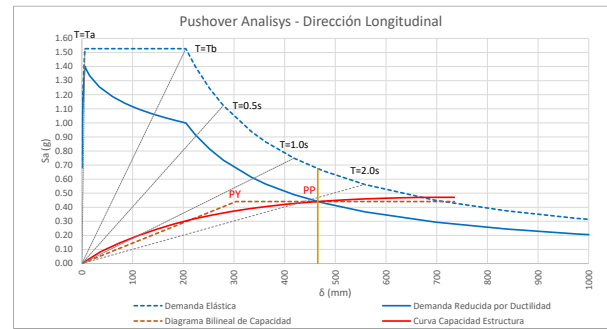


Figura 19. Modelo de cálculo de la capacidad

Para cada una de las pilas se obtiene así una curva fuerza-desplazamiento, tanto para fuerzas transversales como para fuerzas longitudinales, y considerando las hipótesis con licuefacción y sin licuefacción anteriormente descritas. Con ello se determina la rigidez equivalente de la estructura y se obtiene la curva de capacidad de desplazamiento, que es comparada con la demanda.

## 2.4 Determinación de la demanda de la pila

Se utiliza el formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) en el que se grafica la aceleración espectral (eje y) y el desplazamiento espectral (eje x). Sobre esta gráfica se sobrepone la capacidad de desplazamiento de la estructura.



Pushover Analysis - Results

| #    | Ry,Ryp | Ty,Tp | Sdy,Sdp | Say,Sap | Vby,Vbp |
|------|--------|-------|---------|---------|---------|
| 1.53 | 1.53   | 1.67  | 304.272 | 4.319   | 23754.2 |
|      | 1.53   | 2.06  | 465.45  | 4.319   | 23754.2 |

# displacement ductility factor  
Ry,Ryp reduction factors due to ductility at yielding and performance point  
Ty,Tp periods associated with yielding and performance point  
Sdy,Sdp pseudo spectral accelerations at yielding and performance point  
Say,Sap base shears at yielding and performance point  
Vby,Vbp base shears at yielding and performance point

Pushover Analysis - Statistics

| Global Structure |         |         |                       | Pier 1            |                   | Pier 2            |                   | Pier 3            |                   | Pier 4            |                   |
|------------------|---------|---------|-----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| uc,node          | Vb      | Sd      | Sa                    | U <sub>base</sub> | V <sub>base</sub> | U <sub>base</sub> | V <sub>base</sub> | U <sub>base</sub> | V <sub>base</sub> | U <sub>base</sub> | V <sub>base</sub> |
|                  | [kN]    | [mm]    | [m/sec <sup>2</sup> ] | [mm]              | [kN]              | [mm]              | [kN]              | [mm]              | [kN]              | [mm]              | [kN]              |
| 0.000            | 0.0     | 0.000   | 0.00                  | 0.000             | 0.0               | 0.000             | 0.0               | 0.000             | 0.0               | 0.000             | 0.0               |
| 36.757           | 4516.9  | 36.757  | 0.82                  | 36.757            | 934.8             | 36.757            | 934.8             | 36.757            | 1323.7            | 36.757            | 1323.7            |
| 73.514           | 7803.0  | 73.514  | 1.42                  | 73.514            | 1612.0            | 73.514            | 1612.0            | 73.514            | 2289.5            | 73.514            | 2289.5            |
| 110.271          | 10655.0 | 110.271 | 1.94                  | 110.271           | 2216.8            | 110.271           | 2216.8            | 110.271           | 3110.7            | 110.271           | 3110.7            |
| 147.028          | 13119.2 | 147.028 | 2.39                  | 147.028           | 2754.6            | 147.028           | 2754.6            | 147.028           | 3805.0            | 147.028           | 3805.0            |
| 183.785          | 15238.7 | 183.785 | 2.77                  | 183.785           | 3230.3            | 183.785           | 3230.3            | 183.785           | 4389.0            | 183.785           | 4389.0            |
| 220.541          | 17053.4 | 220.541 | 3.10                  | 220.541           | 3648.9            | 220.541           | 3648.9            | 220.541           | 4877.8            | 220.541           | 4877.8            |
| 257.298          | 18600.2 | 257.298 | 3.38                  | 257.298           | 4015.0            | 257.298           | 4015.0            | 257.298           | 5285.1            | 257.298           | 5285.1            |
| 294.055          | 19912.9 | 294.055 | 3.62                  | 294.055           | 4333.2            | 294.055           | 4333.2            | 294.055           | 5623.3            | 294.055           | 5623.3            |
| 330.812          | 21021.9 | 330.812 | 3.82                  | 330.812           | 4607.7            | 330.812           | 4607.7            | 330.812           | 5903.2            | 330.812           | 5903.2            |
| 367.569          | 21864.8 | 367.569 | 3.99                  | 367.569           | 4842.8            | 367.569           | 4842.8            | 367.569           | 6134.6            | 367.569           | 6134.6            |
| 404.326          | 22735.8 | 404.326 | 4.13                  | 404.326           | 5042.2            | 404.326           | 5042.2            | 404.326           | 6325.7            | 404.326           | 6325.7            |
| 441.083          | 23386.1 | 441.083 | 4.25                  | 441.083           | 5209.8            | 441.083           | 5209.8            | 441.083           | 6483.3            | 441.083           | 6483.3            |
| 465.455          | 23754.2 | 465.455 | 4.32                  | 465.455           | 5305.1            | 465.455           | 5305.1            | 465.455           | 6572.8            | 465.455           | 6572.8            |
| 477.840          | 23923.7 | 477.840 | 4.35                  | 477.840           | 5349.0            | 477.840           | 5349.0            | 477.840           | 6612.8            | 477.840           | 6612.8            |
| 514.597          | 24363.4 | 514.597 | 4.43                  | 514.597           | 5463.2            | 514.597           | 5463.2            | 514.597           | 6718.5            | 514.597           | 6718.5            |
| 551.354          | 24717.1 | 551.354 | 4.49                  | 551.354           | 5555.6            | 551.354           | 5555.6            | 551.354           | 6803.0            | 551.354           | 6803.0            |
| 588.110          | 24993.4 | 588.110 | 4.54                  | 588.110           | 5629.1            | 588.110           | 5629.1            | 588.110           | 6867.6            | 588.110           | 6867.6            |
| 624.867          | 25197.6 | 624.867 | 4.58                  | 624.867           | 5686.4            | 624.867           | 5686.4            | 624.867           | 6912.4            | 624.867           | 6912.4            |
| 661.624          | 25332.2 | 661.624 | 4.61                  | 661.624           | 5730.2            | 661.624           | 5730.2            | 661.624           | 6935.9            | 661.624           | 6935.9            |
| 698.381          | 25396.4 | 698.381 | 4.62                  | 698.381           | 5762.8            | 698.381           | 5762.8            | 698.381           | 6935.4            | 698.381           | 6935.4            |
| 735.138          | 25386.1 | 735.138 | 4.62                  | 735.138           | 5786.3            | 735.138           | 5786.3            | 735.138           | 6906.7            | 735.138           | 6906.7            |

uc,node control node displacement  
Vb base shear  
Sd spectral displacement  
Sa spectral acceleration

Figura 20. Determinación de la demanda de la pila

Para el diseño de juntas y longitud de entrega en estribos es necesario determinar el desplazamiento objetivo (“performance point”), de acuerdo con la metodología propuesta en el Anexo B de la normativa UNE-EN 1998-1:2008 [2].

## Referencias

- [1] Mander, J.B., Priestley, M. J. N., and Park, R., *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826., 1988
- [2] Comité Europeo de Normalización (1998) *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes*, 1998