



ELSEVIER  
www.elsevierciencia.com/hya



CrossMark

Disponible en

ScienceDirect

www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2015; 66(276):119–132



www.e-ache.com

Original

# Puentes de la nueva ampliación de la autopista 407E en Toronto (Ontario)

## *Bridges of the new highway 407E in Toronto (Ontario)*

Antonio J. Madrid Ramos<sup>a,\*</sup>, Amaya Hernando Martín<sup>a</sup>, Carmen Lozano Bruna<sup>a</sup>,  
Miguel Ángel Higuera Antón<sup>a</sup> y David Nogueira Abal<sup>b</sup>

<sup>a</sup> *Ingeniera/o de Caminos, Canales y Puertos, PROES Consultores, S.A., Madrid, España*

<sup>b</sup> *Ingeniero de Edificación, PROES Consultores, S.A., Madrid, España*

Recibido el 17 de noviembre de 2014; aceptado el 7 de octubre de 2015

Disponible en Internet el 4 de diciembre de 2015

### Resumen

El proyecto de ampliación, sometido a peaje, extiende la autopista 407 24 km hacia el este, introduciendo además dos nuevos ramales norte-sur de unos 10 km de longitud para conectar con la autopista 401. PROES, en colaboración con la ingeniería estadounidense Janssen & Spaans, ha desarrollado el proyecto constructivo del trazado, el drenaje y las estructuras del tronco de West Durham Link, que une la 407 con la autopista 401 y los enlaces con ambas autopistas.

En el presente artículo se describe la actuación proyectada, se destacan los principales documentos de referencia utilizados y se indican los aspectos más relevantes del diseño de las estructuras, haciendo especial hincapié en la tipología mayoritariamente adoptada en el tramo: puentes con estribos integrales y semintegrales.

Para terminar se realiza una comparación con experiencias similares de puentes integrales en España y se establecen conclusiones.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Estribo integral; Estribo semintegral; Pilotes hincados; Diafragma; Vigas prefabricadas.

### Abstract

The Highway 407 East project in Ontario, Canada is underway to construct a new highway that will run eastward from the end point of Highway 407 ETR at Brock Road in Pickering to Highway 35/115 in Clarington. The project also includes two north-south connections to Highway 401. Proes, together with the U.S. company Janssen & Spaans Engineering has developed the construction project of the road, drainage and structures of the West Durham Link (WDL) and the 2 highway interchanges.

In this article the proposed action is described, highlighting the main documents used and showing the most relevant aspects of the design of the structures, with particular emphasis on the typology mainly adopted in this project: Bridges with integral and semi-integral abutments.

Finally, a comparison is made with similar experiences of integral bridges in Spain and conclusions are drawn.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Integral abutment; Semi-integral abutment; Driven H-piles; Diaphragm; Precast girders

## 1. Introducción

La autopista 407 y sus distintas ampliaciones suponen una alternativa a la autopista 401, que circunvala Toronto por el norte.

La fase 1 consiste en ampliar la 407 en 24 km hacia el este, introduciendo además dos nuevos ramales norte-sur de unos 10 km de longitud para conectar con la autopista 401.

El Ministerio de Transportes de Ontario seleccionó al grupo 407 East Development Group (407EDG) para llevar a cabo el proyecto, la construcción, la explotación y el mantenimiento de la fase 1. El grupo 407EDG está formado por Cintra Infraestructuras S.A. y SNC-Lavalin Inc.

\* Autor para correspondencia.

Correos electrónicos: [jose.ramostrece@gmail.com](mailto:jose.ramostrece@gmail.com),  
[antoniojose.madrid@upm.es](mailto:antoniojose.madrid@upm.es) (A.J. Madrid Ramos).



Figura 1. Mapa de situación.

PROES Consultores, en colaboración con la ingeniería estadounidense Janssen & Spaans, ha desarrollado el proyecto constructivo del trazado y las estructuras del tronco de West Durham Link, que une la 407 con la autopista 401 y los enlaces con ambas autopistas. En la [figura 1](#) se muestra un mapa de situación.

Deben destacarse las duras condiciones meteorológicas en las que se va a llevar a cabo la construcción. Se trata de una región en la que son habituales temperaturas que se sitúan en el entorno de  $-10^{\circ}\text{C}$  y donde, durante un promedio de 40 días al año, las nevadas dejan más de 25 cm de nieve en el terreno.

Como se puede imaginar, todo esto dificulta los ciclos de producción en obra. Pero también condiciona la manera de proyectar: la meteorología es uno de los principales factores que inspiran la normativa canadiense y los usos constructivos locales.

## 2. Descripción de la actuación

La actuación de la fase 1 se encuentra dividida en segmentos. Las estructuras proyectadas por PROES se encuentran en los segmentos B-1, B-3 y A-2.

El segmento B-1 es el que une la autopista 401 con el tronco de West Durham Link.

El segmento B-3 corresponde al tronco de West Durham Link en la zona de Tounton Road.

El segmento A-2 es el correspondiente al enlace de la 407 con el tronco de West Durham Link.

### 2.1. Segmento B-1

Todas las estructuras del segmento B-1 tienen estribos integrales y tableros prefabricados a los que se da continuidad mediante la disposición de diafragmas.

En cuanto a la tipología de la superestructura, se disponen dos tipos de tableros de vigas prefabricadas: los de vigas doble T tipo NU, como el de la estructura W12 y los de vigas tipo cajón o *box girders*, en las estructuras W6, W10 y W11.

En cuanto a la subestructura, todas tienen pilas-pilote de varios fustes y estribos integrales cimentados sobre pilotes metálicos hincados.

En la [tabla 1](#) se resumen las principales características de las estructuras del segmento.

### 2.2. Segmento B-3

En el segmento B-3 se ha proyectado la estructura W21. Se trata de un puente de dos vanos con estribos integrales y tablero de vigas prefabricadas tipo NU, al que se da continuidad mediante traviesa en pila.

Como en el segmento anterior, las pilas son pila-pilote de cinco fustes y los estribos tienen la misma configuración que los del segmento anterior.

Tabla 1  
Resumen de estructuras del segmento B-1

	Segmento B-1	
	W-6	W-10 (norte y sur)
Longitud total (m)	72,0	70,0
Luces (m)	22,0 + 29,0 + 21,0	21,0 + 29,0 + 20,0
Vigas	15 box 800 × 1.220	17 box 800 × 1.220 (norte) 14 box 800 × 1.220 (sur)
Ancho (m)	37,55	22,90 (norte) 18,85 (sur)
Esbeltez	1/36	1/36
Esviaje	0°	24° (norte) 14° (sur)
Pilas	5 fustes Ø = 1.200 mm	3 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	5,0	5,7 (norte) - 3,5 (sur)
Cimentación	Profunda	Profunda
Carga admisible	ULS 10.000 kN; L = 10,50 m	ULS 10.500 kN; L = 13,00 m
Estribos	Integral	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@3,00 m L = 10 m	HP 310 × 110@2,75 m L = 12 m
Carga admisible (kN)	ULS 1.900	ULS 1.900
	W-11	W-12
Longitud total (m)	60,0	71,7
Luces (m)	18,0 + 24,0 + 18,0	36,2 + 35,5
Vigas	9 box 700 × 1.220	11 NU1.600@3.250 mm
Ancho (m)	12,00	35,30
Esbeltez	1/36	1/22
Esviaje	0°	0°
Pilas	2 fustes Ø = 1.200 mm	5 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	4,0	7,5
Cimentación	Profunda	Profunda
Carga admisible	ULS 7.000 kN; L = 12,00 m	ULS 10.500 kN; L = 9,60 m
Estribos	Integral	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@2,50 m L = 12 m	HP 310 × 110@1,50 m L = 11 m
Carga admisible (kN)	ULS 1.900	ULS 1.400

En la [tabla 2](#) se resumen las principales características de la estructura.

### 2.3. Segmento A-2

En cuanto a la superestructura, todas las estructuras del segmento A-2 tienen tableros de vigas prefabricadas tipo NU. En las estructuras M23 y M32 se les da continuidad mediante la disposición de diafragmas en las pilas.

En este segmento la roca se encuentra a una profundidad menor, lo que permite la cimentación directa en las pilas y condiciona la tipología de los estribos, que en su gran mayoría son semi-integrales cerrados con cimentación directa.

En la [tabla 3](#) se resumen las principales características de las estructuras de este segmento. En las [figuras 2–4](#) se muestran unas imágenes de las estructuras en construcción.

## 3. Diseño de puentes en Toronto (Ontario)

### 3.1. Normativa de referencia

En el apartado de referencias bibliográficas se citan los principales documentos utilizados en el diseño de los puentes.

Tabla 2  
Resumen estructura del segmento B-3

	Segmento B-3 W-21
Longitud total (m)	70
Luces (m)	35+35
Vigas	10 NU 1.600@3.250 mm
Ancho (m)	32,20
Esbeltez	1/20
Esviaje	2
Pilas	5 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	7,5
Cimentación	Profunda
Carga admisible	ULS 9.500 kN; L = 11,00 m
Estribos	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@1,70 m L = 17 m
Carga admisible	ULS 1.600 kN

Los de obligado cumplimiento son el código canadiense *Canadian highway bridge design code* (CHBDC CAN/CSA-S6-06) [1] y el *Structural manual* [2] de Ontario.

El primero se aplica al diseño, cálculo y evaluación de la rehabilitación de puentes de autopista en Canadá. El *Structural manual* [2] fue publicado por el Ministerio de Transportes de Ontario por primera vez en la década de los años 70 para

Tabla 3  
Resumen de estructuras del segmento A-2

	Segmento A-2				
	M-23	M-29	M-31	M-31A	M-32
Longitud total (m)	84,0	32,0	45,5	45,5	79,8
Luces (m)	42,0+42,0	32,0	45,5	45,5	42,0+37,8
Vigas	4 NU2.000@3.150	4 NU1.600@2.433	6 NU2.400@2.480	4 NU2.400@3.150	4 NU2.000@3.000
Ancho (m)	12,00	9,30	14,60 (norte) 17,00 (sur)	12,05	11,00
Esbeltez	1/21	1/20	1/19	1/19	1/21
Esviaje	0°	43°	49°	51°	15°
Pilas (mm)	2 fustes Ø = 1.200	-	-	-	2 fustes Ø = 1.200
Altura máxima pilas (m)	8,5	-	-	-	7,5
Cimentación	Directa	-	-	-	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	-	-	-	ULS 500 SLS 350
Estribos	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales
Cimentaciones	Directa	Directa	Directa	Directa	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500
	M-33	M-34	M-35 north	M-35 south	M-36
Longitud total (m)	40,0	32,0	45,9	45,9	45,9
Luces (m)	40,0	32,0	45,9	45,9	45,9
Vigas	4 NU2.000@3.000	4 NU1.600@3.000	5 NU2.400@3.000	8 NU2.400@2.800	4 NU2.400@3.080
Ancho (m)	11,00	11,00	14,05	21,85	12,05
Esbeltez	1/20	1/20	1/19	1/19	1/19
Esviaje	10°	15°	14°	14°	13°
Pilas (mm)	-	-	-	-	-
Altura máxima pilas (m)	-	-	-	-	-
Cimentación	-	-	-	-	-
Carga admisible (kPa)	-	-	-	-	-
Estribos	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales
Cimentaciones	Directa	Directa	Directa	Directa	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	ULS 500 SLS 350	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500
	M-37	W-26	W-27	W-30	
Longitud total (m)	46,6	43,0	43,4	45,9	
Luces (m)	46,6	43,0	43,4	45,9	
Vigas	5 NU2.400@3.000	5 NU2.400@3.150	5 NU2.400@3.050	8 NU2.400@2.773 a 3.064	
Ancho (m)	14,05	15,75	12,00	22,30-24,30	
Esbeltez	1/19	1/18	1/18	1/19	
Esviaje	10°	3°	5°	4°	
Pilas (mm)	-	-	-	-	
Altura máxima pilas (m)	-	-	-	-	
Cimentación	-	-	-	-	
Carga admisible (kPa)	-	-	-	-	
Estribos	Integral	Semintegrales	Semintegrales	Integral	
Cimentaciones	HP 310 × 110@1100 L = 20 m	Directa	Directa	HP 310 × 110@1200 L = 10 m	
Carga admisible (kPa)	ULS 1600 kN	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 1400 kN	

proporcionar procedimientos, políticas, disposiciones de diseño y estándares de planos para la preparación de los documentos estructurales. Posteriormente, el manual ha sido actualizado continuamente para reflejar los cambios debidos al sistema métrico, a los nuevos códigos de proyecto de puentes y a las prácticas actuales. Desde sus inicios el manual ha sido revisado para ser compatible con el código AASHTO, OHBDC y con las distintas ediciones del CHBDC.

Entre todos los documentos citados cabe destacar el *Integral abutment bridges* [3], cuya metodología se ha utilizado en el diseño y en el cálculo de los puentes con estribos integrales.

Las ventajas, tanto económicas como funcionales y de incremento de la durabilidad de las estructuras con esta tipología de estribos, son ampliamente reconocidas por el Ministerio de Transportes de Ontario, que en 1993 publicó este documento. En él se establecen las consideraciones tanto de planificación como de diseño y construcción de esta tipología de estructuras, así como las limitaciones a su uso.

Por último, cabe hacer referencia a los estándares de dibujo *Ontario Provincial Standard Drawing* [4] (OPSD) que deben utilizarse en la definición de determinados elementos de las estructuras.



Figura 2. Construcción de estribo W6.



Figura 4. Encofrado de estribo este W12.



Figura 3. Cimentación de estribo W10.

### 3.2. Tableros de vigas pretensadas

Los tableros de todos los puentes diseñados en la actuación están constituidos por vigas prefabricadas sobre las que se hormigona *in situ* la losa de compresión, a las que se da continuidad en pilas mediante la disposición de diafragmas.

Las vigas prefabricadas son todas pretensadas, con dos tipologías diferentes. En la mayor parte de las estructuras se trata de vigas pretensadas tipo NU como las que muestra la figura 5.

Las vigas NU fueron desarrolladas por la Universidad de Nebraska para superar las limitaciones de las vigas prefabricadas llamadas *I-girders* (ahora conocidas como vigas AASTHO) en puentes continuos. Pueden ser postesadas, pero su principal aplicación es como vigas pretensadas en tableros a los que se da continuidad mediante la armadura de la losa *in situ*.

Las vigas NU tienen una cabeza superior con ancho de almas muy reducido. Por el contrario, el ala inferior tiene un ancho mayor para mejorar la resistencia a la compresión en las zonas de negativos en puentes continuos y para permitir alojar un gran número de cables en el caso de que el puente sea isostático.

Existen una serie de estructuras, proyectadas sobre cursos de agua, en las que por condicionantes hidráulicos son más adecuadas las vigas cajón tipo «box» («multi-beam decks») (fig. 6).

Las vigas cajón utilizadas en el proyecto son todas de ancho 1.200 mm y canto 800 mm colocadas a tope. La distancia entre ejes de viga se ha previsto con una tolerancia para tener en cuenta las pequeñas diferencias geométricas que se puedan producir durante la construcción. No son necesarias las llaves de cortante entre vigas adyacentes. Tan solo es necesario, en algún caso, algún sistema de atado provisional para garantizar la estabilidad durante el proceso constructivo. Además de estos requerimientos de estabilidad, es necesario impedir que se produzcan flechas

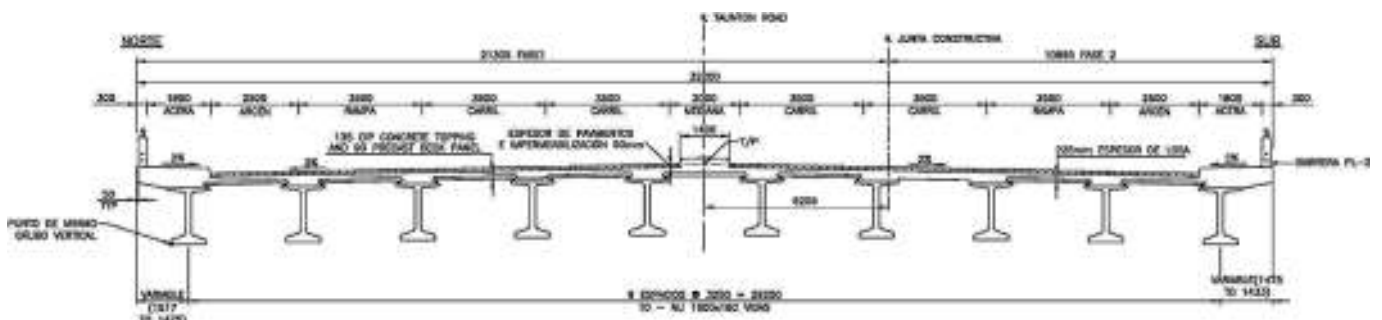


Figura 5. Tablero con vigas NU.

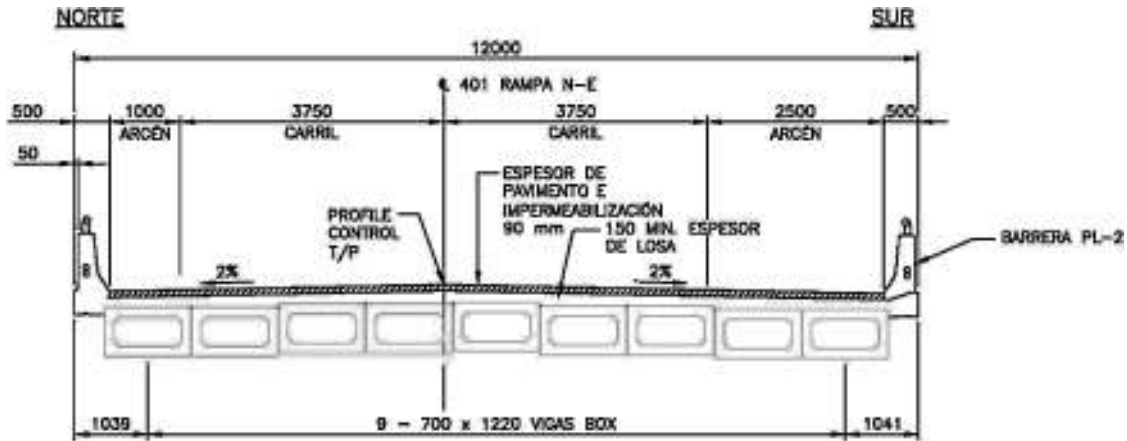


Figura 6. Tablero con vigas cajón.

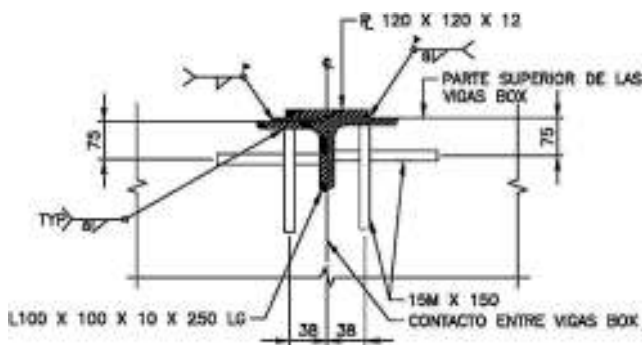


Figura 7. Placas de unión entre vigas.

diferenciales entre vigas adyacentes, lo cual podría dar lugar a efectos transversales en la losa de tablero. Para ello se disponen placas metálicas entre vigas «transverse ties» tal como se muestra en la figura 7.

La superestructura se ha calculado utilizando el método simplificado, tanto para cargas muertas como para sobrecargas, prescrito por el CHBDC [1] en sus apartados 5.6.1.y 5.7.1. Este método supone un modelo de viga para el cálculo de momentos, cortantes y deformaciones longitudinales, tanto para cargas permanentes como para sobrecargas. Para poder aplicar este método es necesario que los tableros cumplan una serie de condiciones relativas al ancho, esviaje, curvatura, máximo voladizo y condiciones de apoyo. En alguno de los puentes proyectados, dado su fuerte esviaje o su ancho de tablero variable, estas condiciones se cumplen, pero de forma muy estricta, por lo que se han elaborado en paralelo modelos de emparrillado plano que permiten obtener unos coeficientes de distribución de esfuerzos de acuerdo con la geometría real del tablero.

Respecto a las cargas horizontales, se destaca la influencia de los efectos de retracción, fluencia y temperatura en el diseño de los tableros. En el caso de los puentes con estribos integrales, en los que la losa del tablero está unida al diafragma del estribo, los movimientos producidos por dichos efectos se introducen como movimientos impuestos en el dimensionamiento tanto de la armadura de la losa como de la del diafragma del tablero. Del mismo modo, estos movimientos impuestos deben ser incluidos en el cálculo de los pilotes de estribo.

En el cálculo de las vigas también se han tenido en cuenta los efectos de retracción, fluencia y temperatura. De este modo, se cumple lo establecido en el documento *Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders* [5], de reciente publicación.

Así mismo, se ha considerado el efecto que produce en las vigas la restricción de los aparatos de apoyo a las deformaciones producidas por estos efectos.

En cuanto a los hormigones utilizados, se sitúan en el intervalo 40-50 MPa de resistencia a compresión. Si la resistencia requerida a 28 días es mayor de 50 MPa, la normativa considera que las especificaciones deben ser de hormigón de alta calidad.

La armadura activa necesaria para cumplir con todos los requerimientos de la normativa se dispone combinando cables quebrados y entubados. El porcentaje máximo de entubamiento permitido es del 25% del total de cables dispuestos. Respecto a los cables quebrados, el *Structural manual* [2] de Ontario indica que, por razones constructivas, se limite la fuerza de desvío en el punto de quiebro de los cables a 80 kN. Para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en los extremos de las vigas, debidas al pretensado de los cables quebrados, estos se han distribuido de forma uniforme por toda el alma, evitando así problemas de fisuración (fig. 8).

Esta disposición de armaduras no es habitual en los proyectos de puentes de vigas realizados en España, en los que, en su mayor parte, las vigas están provistas de cables de pretensado rectos, contrarrestando el exceso de pretensado en los apoyos con cables en el ala superior y entubando los del ala inferior. La normativa canadiense y la española coinciden en el porcentaje máximo de entubamiento permitido. En cuanto a las cuantías, en los puentes proyectados estas han resultado superiores a las que se dispondrían en un tablero proyectado en España por dos motivos principales:

- El hecho de tener que distribuir de forma uniforme los cables quebrados por toda el alma penaliza su comportamiento, ya que su centro de gravedad está mucho más bajo que si se dispusieran concentrados en la parte superior de la viga.
- El *Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders* [5] limita la tensión de tracción originada

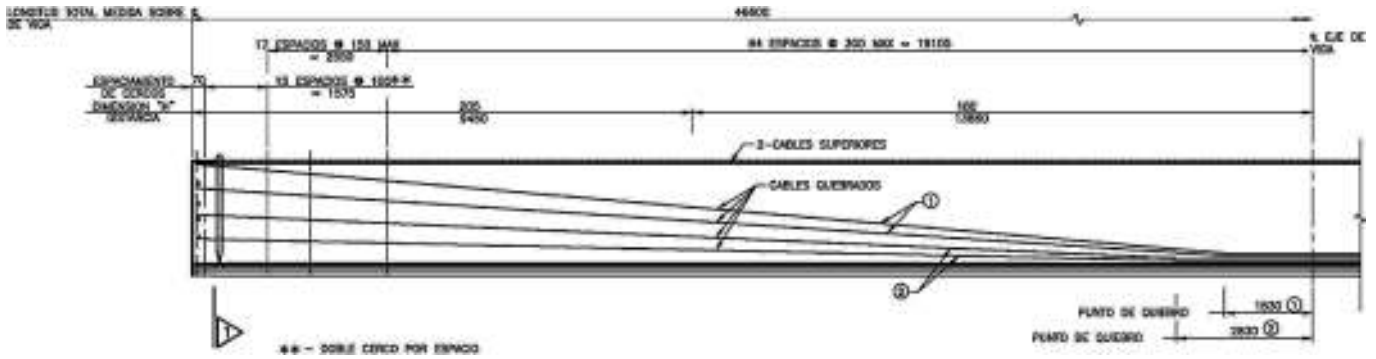


Figura 8. Disposición de armadura activa en vigas NU.

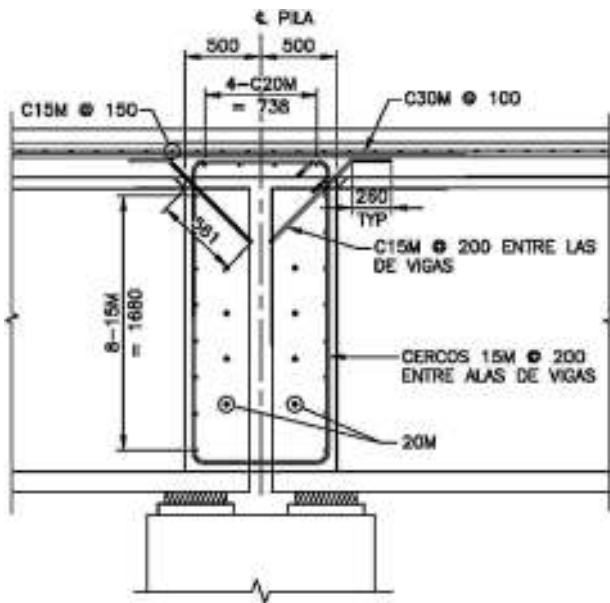


Figura 9. Diafragma en pila.

por los cables a 0,5 veces la resistencia a tracción del hormigón ( $0,5f_{cr}$ ).

La continuidad, en los tableros de las estructuras de varios vanos, se consigue mediante la disposición de diafragmas en la zona de pilas como el que se muestra en la figura 9.

Para el replanteo de la losa de compresión se han definido líneas maestras longitudinales acotadas cada 3 m, con

contraflechas que asumen el peso propio del hormigón y las cargas muertas. De este modo se asegura un mejor control del espesor de la losa. Esto queda establecido en el punto 7.2.7 del *Structural manual* [2] de Ontario. Así mismo, este documento obliga a definir distintas longitudes de esperas en los cercos de las vigas para asegurar correctamente el anclaje a la losa, teniendo en cuenta las pendientes longitudinales, flechas y contraflechas. Debido a esto, es necesario definir el espesor de la banda longitudinal de hormigón sobre las vigas, así como los elementos de apoyo de las prelosas, a lo largo de toda la viga.

También se han definido recortes en las caras inferiores de las vigas en la zona de apoyos para asegurar así un apoyo correcto sobre los neoprenos, si bien para grandes pendientes se han dispuesto placas de apoyo soldadas (fig. 10).

### 3.3. Diseño de pilas

La tipología de todas las pilas proyectadas es la de pilas pórico constituidas por varios fustes de sección circular. Las pilas correspondientes al segmento A2 tienen todas cimentaciones directas, debido a las condiciones geotécnicas del tramo. En el resto de segmentos, la necesidad de disponer cimentación profunda hace que la solución más adecuada sea la de pila-pilote (fig. 11).

En todas las estructuras se disponen aparatos de neopreno en las pilas, por lo que estas se modelizan en el cálculo como ménsulas con una longitud equivalente que se determina del siguiente modo:

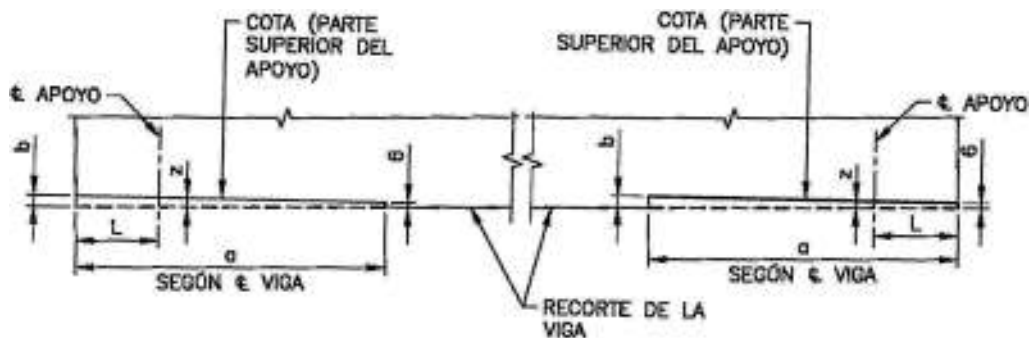


Figura 10. Recortes en zona de apoyo de vigas.



Figura 11. Pilas pórtico 407E.

- En el caso de las pilas con cimentación directa la longitud equivalente es la altura desde la coronación de la pila hasta la parte superior de la cimentación.
- En el caso de las pilas con fuste pila-pilote, la longitud equivalente es la distancia entre la coronación de la pila y el punto fijo estimado, en el que se supone que se produce el empotramiento del pilote en el terreno. Para la determinación de dicho punto fijo se ha utilizado un programa de elementos finitos que calcula el equilibrio elastoplástico de la pila, admitiendo substratos de suelo con características diferentes y simulando el comportamiento de la cimentación mediante muelles a los que se asigna un módulo de balasto.

Para tener en cuenta los efectos de segundo orden, el programa de cálculo utiliza un modelo P-Delta, que consiste en amplificar los momentos de primer orden teniendo en consideración el efecto debido a la deformada. Por esta razón, se toma como punto fijo del cálculo el punto de movimiento nulo, de forma que la deformada sea similar a la utilizada en el cálculo de inestabilidad realizado con este método.

Además de las cargas habituales, es necesario tener en cuenta en el cálculo las cargas de presión de agua y de impacto de hielo en las pilas de las estructuras que pasan sobre cursos fluviales.

Respecto a las cargas de presión de agua, se ha considerado lo establecido en el punto 3.11 del CHBDC [1]. Se han tenido en cuenta los efectos tanto de la presión estática como de la dinámica. Esta última considera los efectos longitudinales y transversales de la corriente de agua mediante la aplicación de unas cargas que dependen de la densidad y la velocidad del flujo de agua y de las características geométricas de la sección de pila.

También se ha tenido en cuenta en el dimensionamiento de las pilas y sus cimentaciones el efecto de la socavación estimada en los cálculos hidráulicos (punto 3.11.6 del CHBDC [1]). Para ello se considera la socavación como un incremento de longitud de fuste a la hora de determinar el punto fijo de cálculo.

En cuanto a la carga de hielo, se ha tenido en cuenta el punto 3.12 del CHBDC [1]. Este punto del código se refiere únicamente a las cargas de hielo en ríos y lagos. Para el cálculo de este efecto se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Fuerzas dinámicas de impacto de témpanos de hielo arrastrados por la corriente o el viento.
- Fuerzas estáticas producidas por los movimientos de los trozos de hielo alrededor de la pila debidos a los cambios de temperatura.
- Empuje lateral debido al efecto arco que producen las barreras de hielo.

### 3.4. Puentes con estribos integrales

Las necesidades de funcionalidad y, sobre todo, de durabilidad de las estructuras del tramo hacen que la mayor parte de ellas sean puentes de estribos integrales y semintegrales, eliminando de este modo las juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación y los apoyos son singularidades que pueden generar en los puentes las siguientes consecuencias:

- Percepción de las juntas por los usuarios al circular sobre la estructura.
- Mayor frecuencia y coste de las operaciones de conservación.
- Daños en las aceras y barreras por la mayor deformabilidad.
- Efectos dinámicos indeseables, con mayor riesgo de fatiga.
- Deformabilidad de los terraplenes de acceso.
- Problemas de infiltración de agua.

En los puentes con estribos integrales las juntas se disponen fuera de ellos, al final de la losa de aproximación, y se eliminan los aparatos de apoyo. El efecto de las acciones longitudinales en la subestructura se minimiza flexibilizando la cimentación de los estribos y disminuyendo la resistencia frente a los movimientos horizontales.

#### 3.4.1. Consideraciones de diseño

Los estribos integrales deben proyectarse para resistir las siguientes cargas:

- Cargas transmitidas por el tablero debidas al peso propio, cargas muertas, tráfico y gradiente térmico.
- Esfuerzos producidos por la coacción de los movimientos de la estructura. Estos pueden tener diferentes orígenes:
  - Movimientos intrínsecos, como retracción, fluencia, pretensado y temperatura.
  - Movimientos debidos a cargas exteriores, como viento, sismo, frenado y fuerza centrífuga.
  - Movimientos debidos al terreno, como los asentamientos del terreno de cimentación, así como de los terraplenes de acceso y sus empujes.

Es necesario tener en cuenta, en su diseño, los efectos de las combinaciones de cargas en las distintas fases constructivas: en una primera fase las vigas del tablero están simplemente apoyadas en el estribo y posteriormente se solidarizan con él para hacer el estribo integral.

En cuanto al cálculo de la cimentación, en el documento *Integral abutment bridge* [3], mencionado anteriormente, se proponen dos métodos alternativos para el cálculo de los pilotes hincados:



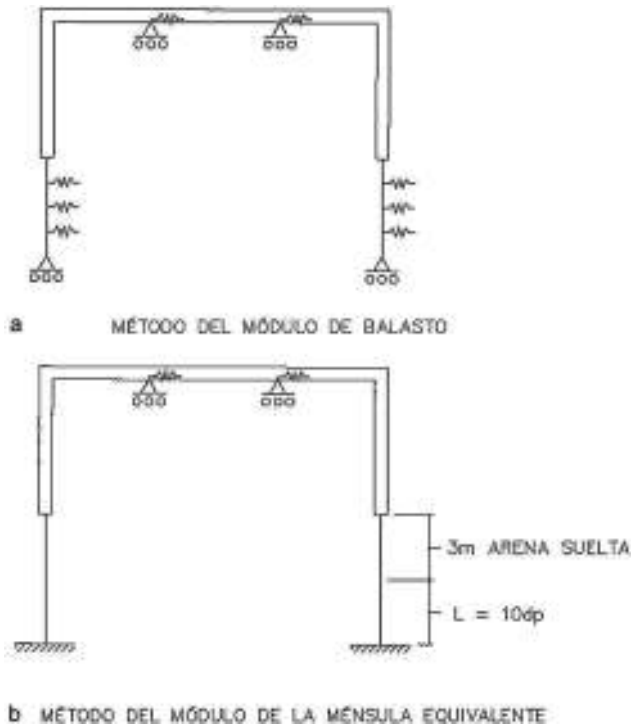


Figura 12. Modelos de cálculo.

- Método del voladizo o de la ménsula equivalente: considera el pilote como una ménsula empotrada a una profundidad determinada de la superficie del terreno. De forma simplificada se puede adoptar una longitud de empotramiento de 10 diámetros equivalentes.
- Método del módulo de balasto: se trata de un método más sofisticado, en el que se modeliza el terreno mediante muelles. Este método requiere una caracterización rigurosa del terreno mediante el módulo de balasto de las diferentes zonas que atraviesa el pilote.

En la [figura 12](#) se muestran los modelos de cálculo de ambos métodos.

En el proyecto se han combinado los dos métodos, aunque en la mayor parte de los casos se ha utilizado el método del voladizo, considerando una longitud equivalente de 10 diámetros. Los perfiles empleados en los pilotes del proyecto son todos HP 310 × 110, por lo que se ha considerado un diámetro equivalente de 300 mm en todos los casos. La experiencia demuestra que este método es conservador, ya que el punto de empotramiento suele estar a menos de 10 diámetros de la superficie del terreno. El método del módulo de balasto es más preciso y permite reducir la longitud de los pilotes en la mayor parte de los casos, pero requiere una información geotécnica mucho más completa y precisa.

### 3.4.2. Elementos del estribo integral

Los estribos integrales proyectados constan de los siguientes elementos fundamentales: muro, diafragma, cimentación flexible, losa de aproximación, junta y aletas.

El muro y el diafragma constituyen el cuerpo del estribo. En el *Integral abutment bridge* [3] figuran algunas recomendaciones para el diseño de los muros:

- La altura del muro no debe superar los 6,00 m, para evitar excesivos empujes de tierras.
- Se recomienda que ambos estribos sean de alturas similares. La diferencia de altura entre ellos provoca un desequilibrio en los empujes producidos por el terreno en ambos lados, que debe ser considerado en el cálculo.

Se requiere un mínimo empotramiento (1,20 m) del muro en el terreno denominado «frost protection» ([fig. 13](#)) o, en su defecto, que se defina el adecuado aislamiento contra los efectos de la helada.

Un elemento muy importante en el diseño de esta tipología de estribos es la conexión entre el muro y el tablero.

En la [figura 14](#) se muestran las conexiones correspondientes a los dos tipos de tableros utilizados en el proyecto, que figuran en el *Integral abutment bridge* [3].

En cuanto a la *cimentación*, esta debe ser flexible. La cimentación proyectada para esta tipología de estribos es una única línea de pilotes metálicos hincados. Para estructuras en las que los movimientos y las cargas son tales que permiten el diseño de los pilotes en régimen elástico, la conexión debe considerarse rígida y los pilotes deben orientarse según el eje de mayor inercia. En este caso, el *Integral abutment bridge* [3] propone que la conexión se considere rígida y que los pilotes se orienten con su eje de mayor inercia perpendicular a la dirección del movimiento. En estos casos se debe tener en consideración la estabilidad de la estructura en el sentido transversal, disponiéndose el número de pilotes requerido, incluso modificando su inclinación. Por el contrario, cuando las cargas y los movimientos son tales que el pilote se encuentra en régimen plástico, los pilotes deben orientarse según el eje de menor inercia. En estos casos, el pilote debe proporcionar la flexibilidad y rotacionalidad suficientes. Para el rango de luces de los puentes proyectados, en la mayor parte de los casos, lo más adecuado ha sido orientar los pilotes según su eje de menor inercia. En la [figura 15](#) se muestra el proceso de hincado de los pilotes en una de las estructuras proyectadas.

En cuanto a la conexión entre el muro y el pilote, el *Integral abutment bridge* [3] indica que este se debe empotrar al menos 600 mm dentro del muro y que se debe disponer la armadura de transmisión de cargas en la cuantía necesaria.

En el *Structural manual* [2] se dan recomendaciones de carga vertical máxima admisible, limitando su valor a 2.000 kN para los perfiles HP 310 × 110, que han sido los empleados en los estribos proyectados.

Para garantizar la flexibilidad de los pilotes, se realiza una perforación en los primeros 3,00 m de 600 mm de diámetro, que posteriormente se rellena de arena suelta.

Cuando los pilotes se encuentran detrás de un muro, para evitar que sus movimientos afecten al elemento de contención, se protege dicha perforación mediante un anillo de 800 mm de diámetro exterior y 600 mm de diámetro interior, cuyo interior se rellena de hormigón. Este sistema se denomina «corrugated steel pipe» (C.S.P) ([fig. 16](#)).

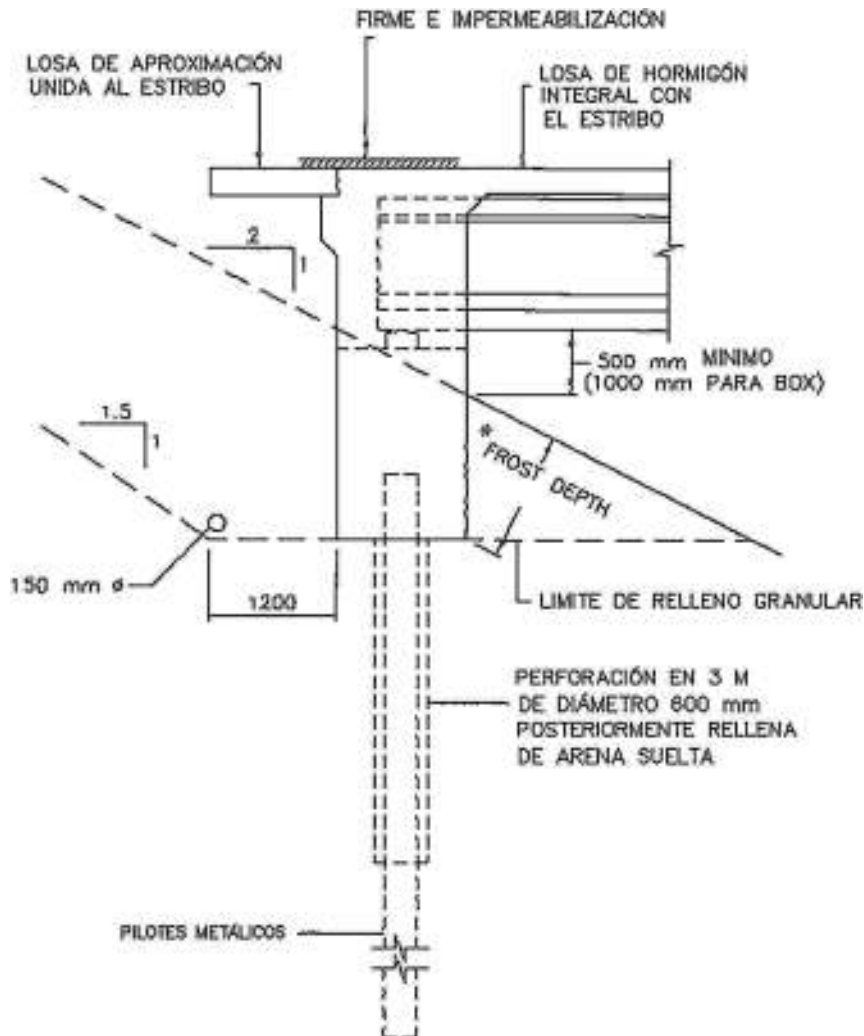


Figura 13. Perforación rellena de arena y «frost-protection».

Otros elementos a tener en cuenta en el diseño del estribo integral son:

- Losa de aproximación
- Aletas
- Juntas de dilatación

Para la definición de todos ellos se han seguido los estándares de dibujo de Ontario, que figuran al final del *Structural manual* [2].

La *losa de aproximación* tiene como finalidad fundamental absorber la diferencia de asientos entre el terraplén de acceso y la estructura. Además, permite dar continuidad al pavimento, favoreciendo la seguridad y comodidad del usuario, así como al anclaje del sistema de contención de vehículos. Su disposición dificulta la filtración del agua en el trasdós del estribo.

En cuanto a las *aletas*, tanto el *Structural manual* [2] de Ontario como el *Integral abutment bridge* [3] limitan su longitud a 7,00 m, para minimizar la resistencia al movimiento de la estructura.

Los movimientos producidos por el tablero en el encuentro entre la losa y la calzada hacen necesaria la disposición de un elemento que permita garantizar la continuidad entre el pavimento y la losa, así como la seguridad y el bienestar de los usuarios. En el proyecto se han dispuesto dos tipos de *juntas*, dependiendo de la magnitud del movimiento esperado.

### 3.4.3. Limitaciones al uso de estribos integrales

Esta tipología de estribos no siempre es la más adecuada y existen diversos factores que es necesario considerar:

*La longitud máxima de los puentes:* puede considerarse que la longitud máxima de un puente con estribos integrales está en el entorno de los 150 m. En puentes con longitudes comprendidas entre 100 y 150 m se puede disponer esta tipología de estribos siempre que en el proyecto se realice un cálculo detallado de sus movimientos y sus efectos. Es necesario, en estos casos, un dimensionamiento adecuado de las juntas y sus correspondientes sellados, aparatos de apoyo, rellenos y losas de aproximación, así como un control de las temperaturas durante la construcción.

*Tipología de tableros:* los puentes con tableros postesados construidos *in situ* no suelen proyectarse con esta tipología de

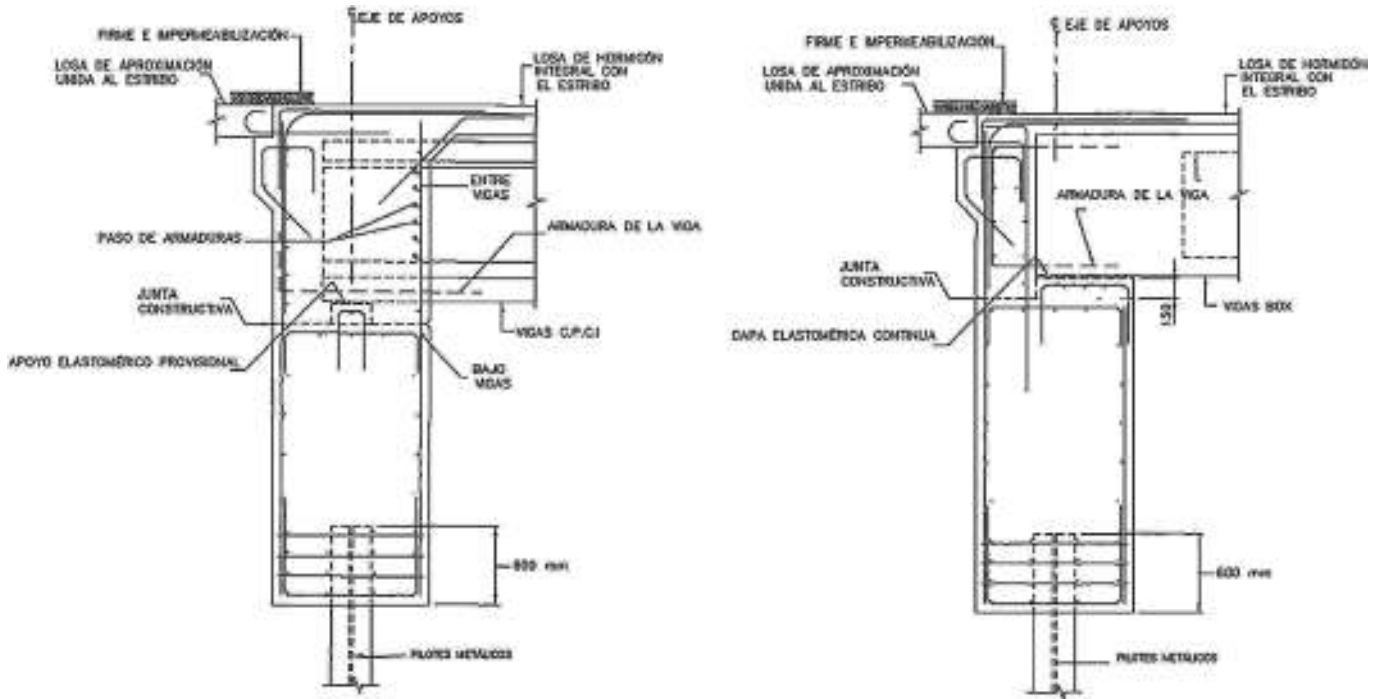


Figura 14. Conexión estribo-tablero.

estribos, por presentar mayores movimientos debidos a la retracción y la fluencia. Con este tipo de estribos se suelen utilizar tableros de vigas de acero u hormigón, con losa de compresión de hormigón y vigas tipo cajón de hormigón pretensado.

*Geometría de la estructura:* no deben disponerse este tipo de estribos en las estructuras con esviajes superiores a 35°, debido a la falta de uniformidad de las cargas y a las dificultades para establecer los movimientos y sus direcciones. En el diseño de las

estructuras de la 407 se ha tenido muy en cuenta este aspecto, ya que varias de las estructuras proyectadas tienen fuertes esviajes. La estructura con estribos integrales con mayor esviaje es la W10, con un valor de 24°. En este caso se llevó a cabo un análisis riguroso para considerar todos los efectos producidos por el esviaje, como la torsión, la desigual distribución de las cargas, así como el incremento de longitud de la parte de los estribos expuesta al empuje de tierras.



Figura 15. Hincia de pilotes metálicos.

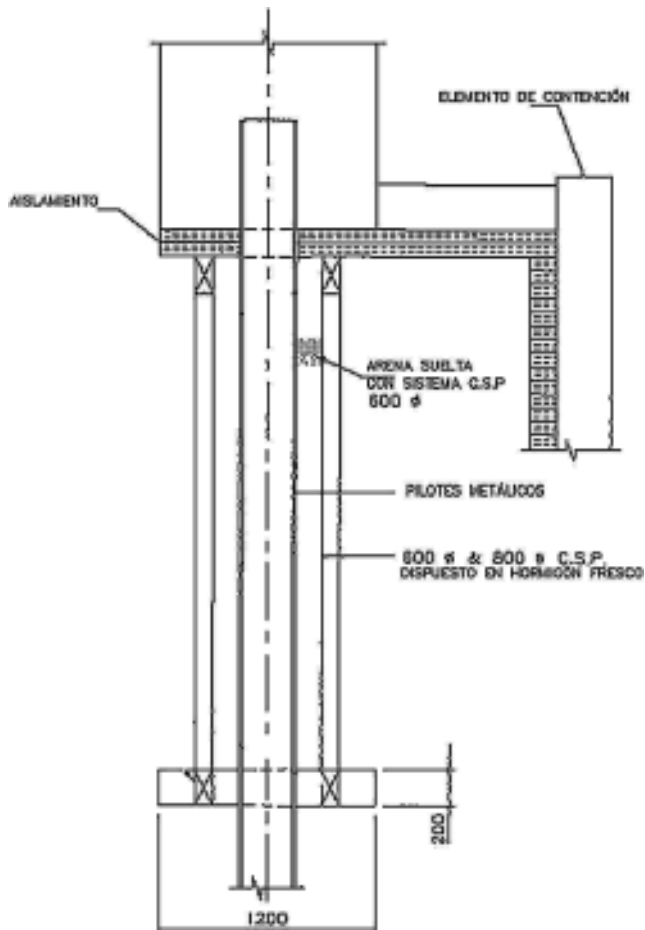


Figura 16. Sistema CSP.

*Altura de los estribos y longitud de aletas:* como se ha comentado anteriormente, se recomienda que la altura de los estribos no sea superior a 6,0 m para reducir los empujes de tierras. En cuanto a las aletas, su longitud se limita a 7,0 m.

*Puentes de varios vanos:* las estructuras deben diseñarse lo más simétricas posibles para procurar que los movimientos sean similares en ambos extremos del puente. Las pilas y su cimentación deben ser flexibles.

*Condiciones del terreno:* una condición fundamental en esta tipología de estribos es que su cimentación sea flexible. Por tanto, en emplazamientos con terrenos muy competentes a una cota tal que los pilotes tengan una longitud inferior a 5,00 m, no se recomienda disponer estribos integrales.

### 3.5. Puentes con estribos semintegrales

Cuando en el diseño de las estructuras del tramo se ha planteado alguna de las limitaciones anteriores, se ha recurrido a soluciones con estribos semintegrales.

Las razones fundamentales que han llevado al diseño de este tipo de estribos en el proyecto son dos:

- Las condiciones del emplazamiento: la mayor parte de las estructuras del segmento A2 se han proyectado con estribos semintegrales debido a que la roca se encuentra a una cota tal



Figura 17. Estribo semintegral.

que imposibilita la disposición de una cimentación flexible. Todos los estribos semintegrales diseñados son cerrados con cimentación directa y muros en vuelta o aletas formando un ángulo con el muro frontal, como el que se muestra en la figura 17.

- El fuerte esviaje, superior a  $35^\circ$ , que presentan algunas de las estructuras del segmento A2.

Los puentes con estribos semintegrales son estructuras de uno o más vanos con cimentaciones rígidas, en los que no hay conexión entre los estribos y el tablero, en los que las juntas de expansión se disponen también fuera del puente, y hay continuidad entre la losa de compresión del tablero y la de aproximación.

Al igual que en el caso de los estribos integrales, el Ministerio de Transportes de Ontario publicó un documento con consideraciones para la planificación, el diseño y la construcción de esta tipología de estribos. Este documento se denomina *Semi-integral abutment bridges* [6]. En él figuran detalles como el del diafragma de estribos, cuyos criterios se han aplicado en las estructuras proyectadas (fig. 18).

## 4. Comparación con experiencias similares en España

Se ha considerado interesante realizar una comparación del proyecto de las estructuras con estribos integrales en Canadá con experiencias similares proyectadas y construidas en España.

Para ello se han analizado las diferencias y semejanzas que existen entre las estructuras de la autopista 407 en Ontario y las estructuras integrales de la variante de Ossa de Montiel, en España (proyectadas también por PROES Consultores).

Se destacan a continuación las principales diferencias:

- Hay diferencias impuestas por las normativas propias de cada país.
- Existen diferencias en la definición de los detalles constructivos: las normas canadienses son más exigentes, incluyen estándares de proyecto que son de obligatorio uso y deben

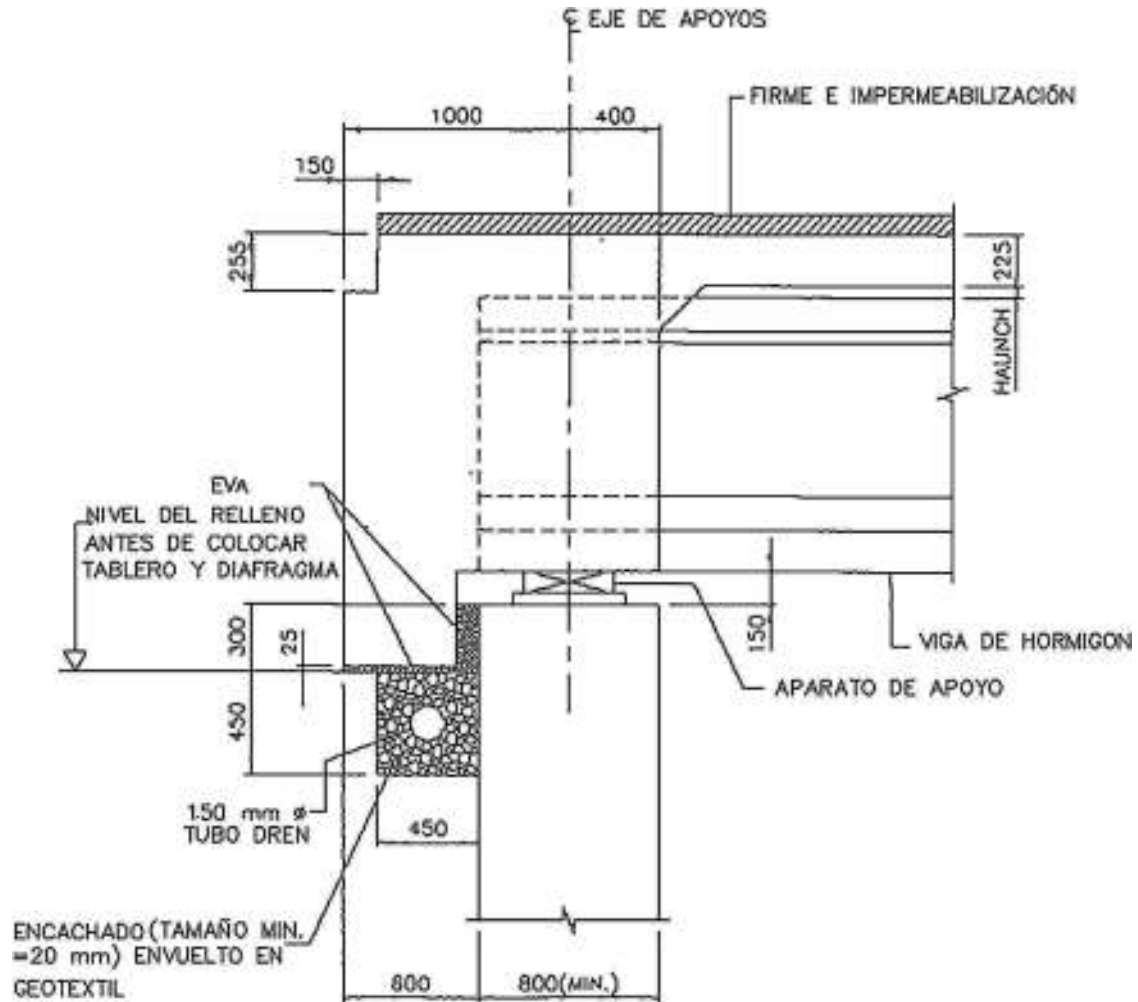


Figura 18. Diafragma estribo semintegral.

indicarse en la definición del elemento (*Ontario provincial standard drawing* [4]).

- Hay diferencias de carácter geográfico y ambiental. En Ontario, las condiciones de humedad y temperatura hacen que sean necesarias medidas especiales para aumentar la durabilidad de las estructuras. Se destacan, a continuación las más importantes:
  - Protección frente a la helada del hormigón de los estribos y las cimentaciones («frost protection»), citada anteriormente.
  - Las armaduras que puedan estar en contacto con las sales fundentes de deshielo deben estar protegidas mediante un revestimiento de epoxi («coated bars»). En el *Structural manual* de Ontario [2] se definen las zonas de salpicaduras («splash zones»), en las que es obligatorio disponer esta protección. Es muy importante, en el diseño de los elementos de la estructura, determinar qué armaduras deben ser «coated», ya que estas requieren longitudes de anclaje y solape superiores a las de las armaduras no protegidas. En la [figura 19](#) se muestra el armado de un pilote con este tipo de protección.



Figura 19. «Coated bars».



Figura 20. Pilas empotradas en Ossa de Montiel.

En cuanto a las semejanzas encontradas, cabe citar las siguientes:

- El concepto de estribo integral es el mismo.
- Las publicaciones en ambos países resuelven de forma muy similar este tipo de estructuras:
  - En España la *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras* [7] publicada por la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, en 2000.
  - En Canadá el *Integral abutment bridges* [3] publicado por el Ministerio de Transportes de Ontario (MTO).

Comparando las dos experiencias citadas, cabe destacar que los puentes de la variante de Ossa de Montiel son totalmente integrales, ya que se han eliminado también los aparatos de apoyo en las pilas. Estas se encuentran empotradas en el tablero, constituido por una losa construida *in situ* tal como se muestra en la figura 20.

En Canadá, en cambio, se ha preferido aprovechar las ventajas de facilidad y rapidez de colocación de los tableros de vigas prefabricadas, disponiéndose dinteles y aparatos de apoyo en las pilas (fig. 11).

## Agradecimientos

Es necesario citar a los principales intervinientes en esta actuación, gracias a cuya participación el proyecto de la ampliación de la autopista 407 se ha podido materializar:

Ferrovial-Agromán S.A. y SNC-Lavalin Inc. han estado a cargo de la construcción. En Ferrovial, la dirección técnica ha estado a cargo de Luis Amigo y su equipo, con Rebeca Gómez en la parte de estructuras, que ha aportado su experiencia en este tipo de puentes.

Todo el diseño se ha realizado mano a mano con la firma de ingeniería estadounidense Janssen & Spaans Engineering, radicada en Indianápolis, con un equipo multidisciplinar coordinado por Robert Gray.

Todo el equipo del Área de Infraestructuras Terrestres ha participado en el proyecto. Ha habido dos ingenieros desplazados en Estados Unidos para garantizar una adecuada coordinación, Manuel Morán Soto y Luisa Fernanda García.

En las dos páginas web siguientes: <http://www.highway407east.com> y <http://www.407eastphase1.ca/> puede verse el estado de esta actuación en tiempo real, con mucha información gráfica.

## Bibliografía

- [1] Canadian Standards Association, Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-06, November 2006.
- [2] Structural Office, Ministry of Transportation, Structural Manual, MTO, Ontario, 2008.
- [3] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Integral abutment bridges, The Queen's Printer for Ontario, 1996.
- [4] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Ontario Provincial Standards for Roads and Public Works. Volume 3 - Drawings for Roads, Barriers, Drainage, Sanitary Sewers, Watermains, and Structures, November 2010.
- [5] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders, April 29 2013.
- [6] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Semi-integral abutment bridges, The Queen's Printer for Ontario, 1999.
- [7] Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, 2000.