

# **NUEVO CIRSOC 207: PUENTES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL AVANCES DE LAS COMISIONES DE TRABAJO**

Ingeniero Civil Juan Francisco Bissio  
Quasdam Ingeniería – Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Nacional de la Plata

Ingeniero Civil Victorio Hernández Balat  
Quasdam Ingeniería – Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Nacional de la Plata

Ingeniero Civil Luciano Sprio  
Becario INTI - CIRSOC

## **RESUMEN**

Dentro de los puntos de consenso entre el CIRSOC y las diferentes vialidades (Nacional y Provinciales) respecto a las características que deberá reunir el nuevo reglamento para puentes de hormigón estructural se acordó que los puentes proyectados en el nuevo marco reglamentario no deberían resultar “menos seguros” o “más débiles” que los puentes que se construyen en la actualidad. También surgió en algunos integrantes del Comité Ejecutivo la inquietud sobre si esa demanda, a la luz de prácticas internacionales, pudiera dar lugar a puentes excesivamente costosos. Se acordó asimismo que se tomaría como documento de referencia las especificaciones AASHTO. En el contexto anterior se realizaron numerosas comparaciones sobre proyectos de estructuras con tipologías y luces típicas realizados en igualdad de hipótesis de cálculo. En este trabajo se muestran los resultados de dichas comparaciones que serán utilizados como referencia para futuras calibraciones. Se presentan asimismo las primeras conclusiones a las que se ha arribado y las propuestas que de ellas surgen.

## **ABSTRACT**

*Among the points of consensus between different CIRSOC and different Departments of Transportation (at National and province levels) for features that should meet the new regulations for structural concrete bridges was agreed that the bridges designed under the new regulatory framework should not be "less safe" or "weaker" than the bridges that are built today. Also emerged in some members of the Executive Committee concerns about whether this demand, in light of international practices, could lead to prohibitively expensive bridges. It was also agreed that AASHTO Specifications would take as a reference document. In the above context many comparisons were performed based on usual types of structures, typical spans and equal assumptions for the design. This paper presents the results of such comparisons to be used as reference for future calibrations. Also first conclusions and proposals arising from them are presented.*

## INTRODUCCIÓN

En un trabajo presentado en estas mismas Jornadas se han presentado comparaciones globales entre tres situaciones reglamentarias referentes al proyecto de puentes:

- La combinación reglamentaria actualmente más empleada en Argentina (Reglamento DNV + CIRSOC 201-82)
- AASHTO LFRD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010
- UNE-EN 1991-2, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Cargas de tráfico en puentes, AENOR, Octubre 2004

En dicho trabajo se concluye que las comparaciones globales no permiten sacar conclusiones numéricas que aporten a calibrar el requisito planteado por las diferentes vialidades (Nacional y Provinciales) en cuanto a que el nuevo reglamento CIRSOC no conduzca a puentes “menos seguros” o “más débiles” que los que se construyen en la actualidad. Por ese motivo, se encaró la comparación sobre estructuras “reales” consistentes básicamente en puentes viga construidos a partir de elementos premoldeados postesados (Figura 1) y en puentes losa (Figura 2).

Las comparaciones globales presentadas en el otro trabajo mencionado sólo se utilizaron para mostrar que la sensación existente en algunos colegas en cuanto a que el Eurocódigo era muchísimo más demandante que la combinación reglamentaria actualmente en uso en Argentina no tenía un correlato en términos de momentos globales y en el dimensionamiento. Globalmente también mostró que el uso actual en nuestro medio se ubica en el orden de lo que indica el Eurocódigo actual.

Tipo de Viga	Sección Transversal	AC 8.30	AC 13.30
I			
T			

Figura 1. Esquemas típicos de vigas tipo “I” y tipo “T” y de anchos de calzada estudiados (Luz de Tramo: 30 m)

En el caso de puentes viga se estudiaron superestructuras simplemente apoyadas para anchos de calzada de 8.30 m y 13.30 m y luces de tramo de 12, 20 y 30 metros. Para el caso de puentes losa se estudiaron los mismos anchos de calzada para puentes continuos de tres tramos monolíticos con los pilares y estribos con luces de tramo de 4 y 7 metros.

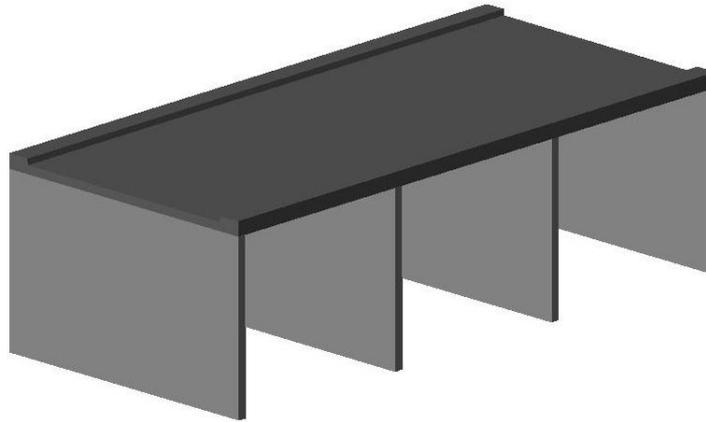


Figura 2. Esquema típico de puente losa continuo de tres tramos

Por un problema de disponibilidad de espacio, no se dan aquí más detalles en lo que hace a la geometría de las estructuras analizadas.

Habiéndose decidido tomar como documento de referencia a las especificaciones AASHTO y siendo este un marco reglamentario que ha sido desarrollado en forma integral, cualquier modificación que se haga sobre el mismo le hará perder, al menos en parte, su coherencia general por lo que se intenta tratar de equipar seguridades con la combinación DNV + CIRSOC 201-82 realizando la mínima cantidad de modificaciones. Por el momento se estudia una modificación de los efectos de las sobrecargas AASHTO. La idea de llegar a un coeficiente de incremento único se basa en intentar una solución de muy sencilla implementación tanto en cálculos manuales como informatizados.

## **RESULTADOS FLEXIONALES DE ANÁLISIS REALIZADOS SOBRE Puentes VIGA**

Los materiales utilizados son hormigón H38 para las vigas y hormigón H21 para el tablero.

### **a) Comparación de Fuerzas Últimas en Armaduras**

En las Figuras 3 y 4 se muestran tres curvas. La primera, en trazo continuo, corresponde al cociente entre las fuerzas últimas obtenidas para la combinación DNV+CIRSOC 201-82 y AASHTO. Como puede apreciarse, esta curva presenta siempre valores mayores a la unidad. Las fuerzas últimas fueron calculadas también mayorando los efectos de las sobrecargas AASHTO mediante la aplicación de coeficientes iguales a 1.5 y 1.6. Las curvas punteadas y de trazo y punto

representan estas situaciones. Como puede apreciarse, las curvas se aproximan bastante a una “horizontal” con valor próximo a la unidad.

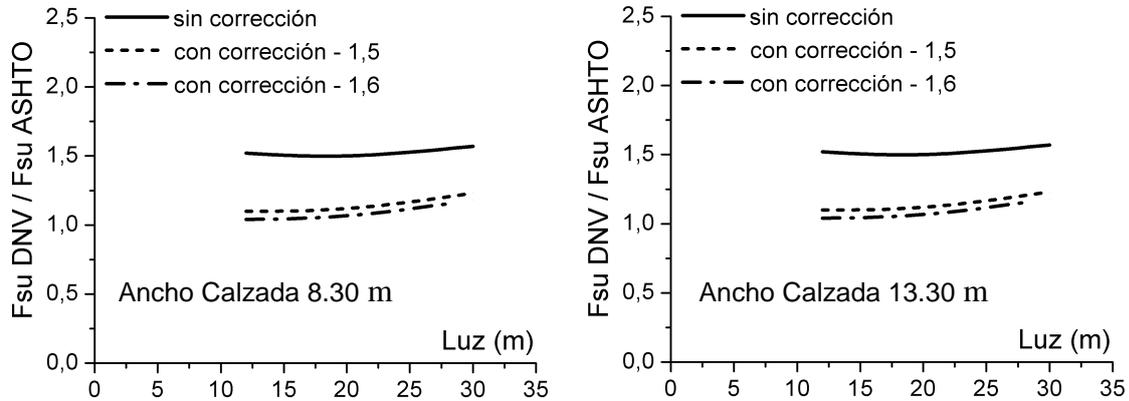


Figura 3. Relaciones entre fuerzas últimas para vigas tipo “I”

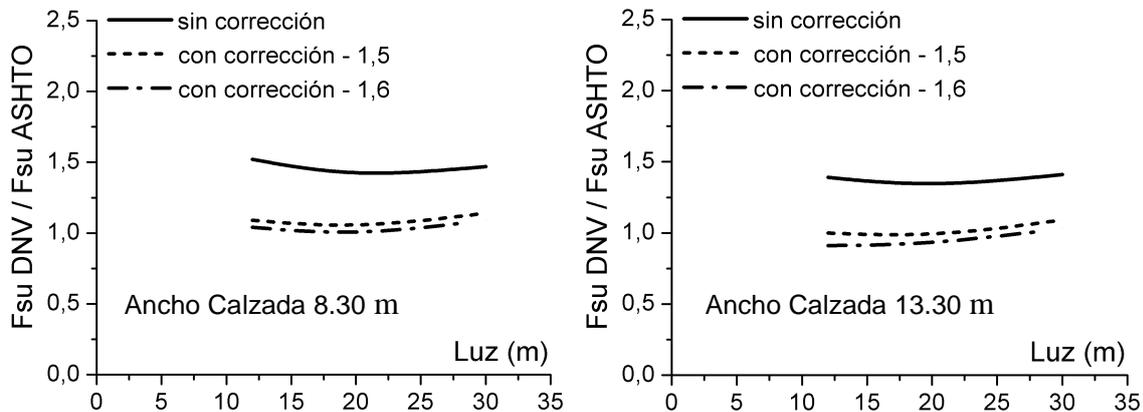


Figura 4. Relaciones entre fuerzas últimas para vigas tipo “T”

De la observación de los gráficos anteriores surge que:

- Los anchos de calzada y las tipologías de vigas producen diferencias de comportamiento en términos de comparaciones entre fuerzas últimas en las armaduras
- Al comparar con los resultados que se obtienen con la combinación DNV+CIRSOC 201-82, si no se introducen coeficientes de corrección a las sobrecargas AASHTO, para luces bajas, las diferencias entre fuerzas de últimas se ubican entre el 39 y el 52% mientras que para las luces mayores estas diferencias se encuentran entre el 41 y el 57%.
- Al afectar las sobrecargas AASHTO por un coeficiente de corrección de 1.5 las diferencias para luces menores se sitúan por debajo del 10% mientras que para las luces mayores se encuentran por debajo del 23%.
- Al afectar las sobrecargas AASHTO por un coeficiente de corrección de 1.6 las diferencias para luces menores se encuentran por debajo del 4% mientras que para las luces mayores no llegan al 18%.

- Se aprecia que al aplicar el coeficiente 1.6 algunos valores de fuerzas últimas son mayores que los que se obtienen aplicando la combinación DNV + CIRSOC 201-82. Esta diferencia puede ser superior al 9%.

## b) Comparación de Fuerzas de Tesado

En los gráficos siguientes, utilizando las mismas convenciones que en el punto anterior, se muestran las relaciones entre fuerzas de tesado.

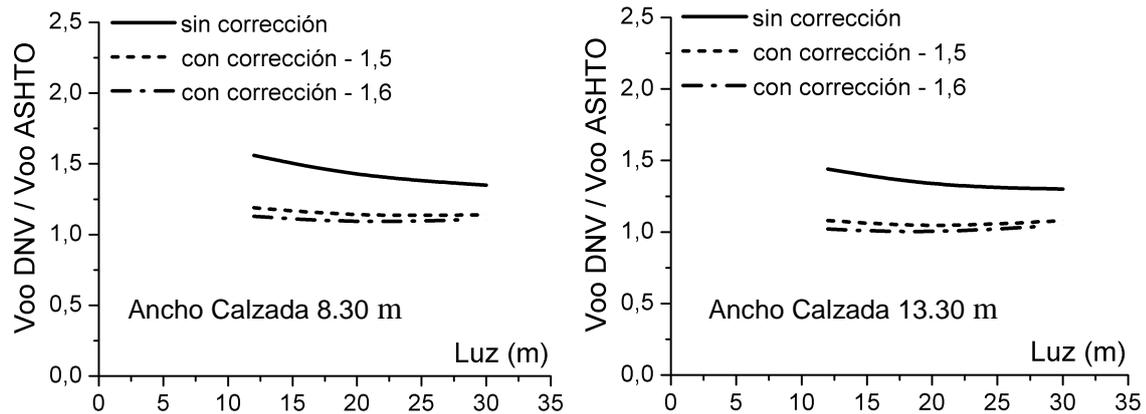


Figura 5. Relaciones entre fuerzas de tesado para vigas tipo "I"

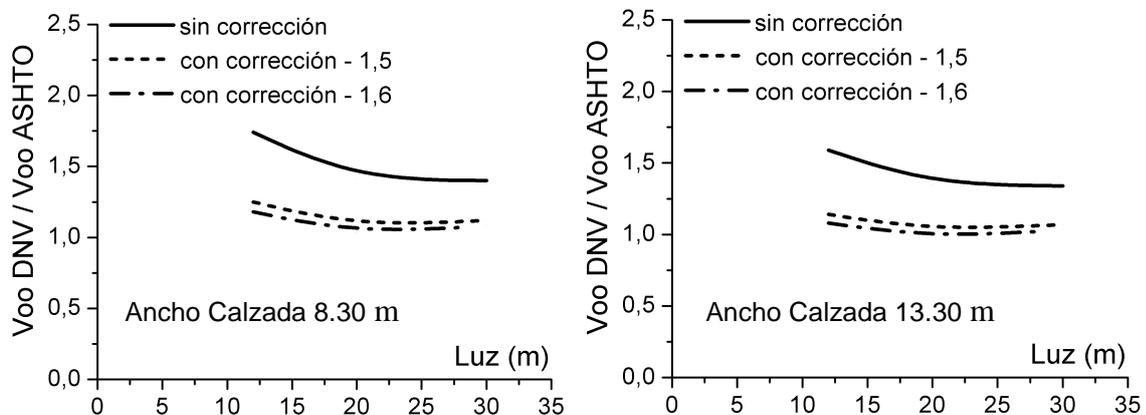


Figura 6. Relaciones entre fuerzas de tesado para vigas tipo "T"

De la observación de los gráficos anteriores surge que:

- Los anchos de calzada y las tipologías de vigas producen diferencias de comportamiento en términos de comparaciones entre fuerzas de tesado
- Al comparar con los resultados que se obtienen con la combinación DNV+CIRSOC 201-82, si no se introducen coeficientes de corrección a las sobrecargas AASHTO, para luces bajas, las diferencias entre fuerzas de tesado se ubican entre el 44 y el 74% mientras que para las luces mayores estas diferencias se encuentran entre el 30 y el 40%.

- Al afectar las sobrecargas AASHTO por un coeficiente de corrección de 1.5 las diferencias para luces menores se sitúan entre el 8 y el 25% mientras que para las luces mayores se encuentran entre el 7 y el 14%.
- Al afectar las sobrecargas AASHTO por un coeficiente de corrección de 1.6 las diferencias para luces menores se encuentran por debajo del 18% mientras que para las luces mayores no llegan al 8%.

**c) Primeras conclusiones referidas a aspectos flexionales en vigas pretensadas**

- Debido a la complejidad del problema desde el punto de vista de las diferentes tipologías estructurales que pueden presentarse (ancho de tablero, separación entre vigas, etc.) y a la diferente participación que tienen las solicitaciones de peso propio frente a las de sobrecarga con el aumento de la luz, resulta imposible cuantificar una forma sencilla de equiparar resultados en forma “exacta” y de validez general.
- Si se da prioridad a la seguridad (comparación de fuerzas últimas) y se considera un rango de luces razonable para nuevos puentes en el entorno de los 20/25 metros, el coeficiente de corrección 1.6 aparece como razonable desde el punto de vista de la equiparación y de la economía general. Para luces mayores y menores los resultados se mantienen en un entorno bastante acotado si se considera la gran cantidad de variables en juego.

**RESULTADOS EN TÉRMINOS DE ARMADURAS DE CORTE A PARTIR DE ANÁLISIS REALIZADOS SOBRE PUENTES VIGA**

**Introducción**

*"La gran variación en los formatos de las especificaciones para el cálculo al corte utilizadas en diferentes códigos muy reputados pueden llevar a que las armaduras de un código puedan ser dos o tres veces mas grandes que las de otro para igualdad de secciones y acciones mayoradas"*

El párrafo anterior es una traducción de una de las conclusiones del trabajo titulado “Simplified Shear Provisions of the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” presentado por Kuchma D.A., Hawkins N.M., Sang-Ho K, Shaoyun S. y Kang Su K en el PCI Journal de Mayo-Junio de 2008.

Hay que destacar que Daniel A. Kuchma y Neil Hawkins , autores de este artículo son también responsables del trabajo denominado “NCHRP Report 549, Simplified Shear Design of Structural Concrete Members” en el cual está basado el método de cálculo simplificado que incorporan actualmente la norma AASHTO.

La dispersión de resultados a que hace referencia el primer párrafo tiene una infinidad de orígenes. Incluso los formatos que adoptan los diferentes reglamentos varían enormemente de uno a otro. Por estos motivos no resulta ni posible ni conducente intentar una calibración tan afinada como la que se ha pretendido realizar en flexión. Sin embargo resulta pertinente hacer algunas comparaciones

para establecer si, al menos, los resultados obtenidos se encuadran dentro de las diferencias ya detectadas por prestigiosos investigadores que se han dedicado al estudio detallado del tema.

**Presentación de Resultados**

En las figuras 7 a 12 se han volcado los resultados del dimensionamiento al corte de todas las vigas analizadas. A diferencia de la flexión en la que la sección de comparación ha sido siempre la correspondiente al centro del tramo, aquí se han analizado tres secciones:

- Sección 1: Macizamiento (extremos de vigas)
- Sección 2: Inmediatamente después del macizamiento hacia el interior del tramo
- Sección 3: Sección media de la viga

En todos los casos se ha adoptado el mayor valor entre el obtenido mediante el cálculo de dimensionamiento y la cuantía mínima establecida por cada reglamento. Los resultados procesados se han agrupado por ancho de calzada y por tipo de viga (“I” o “T”).

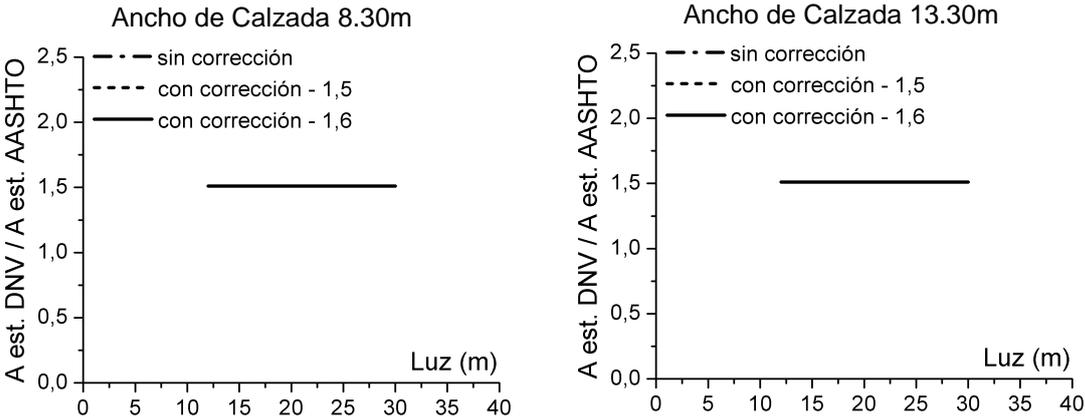


Figura 7. Relación entre armaduras de corte para vigas I – ZONA 1

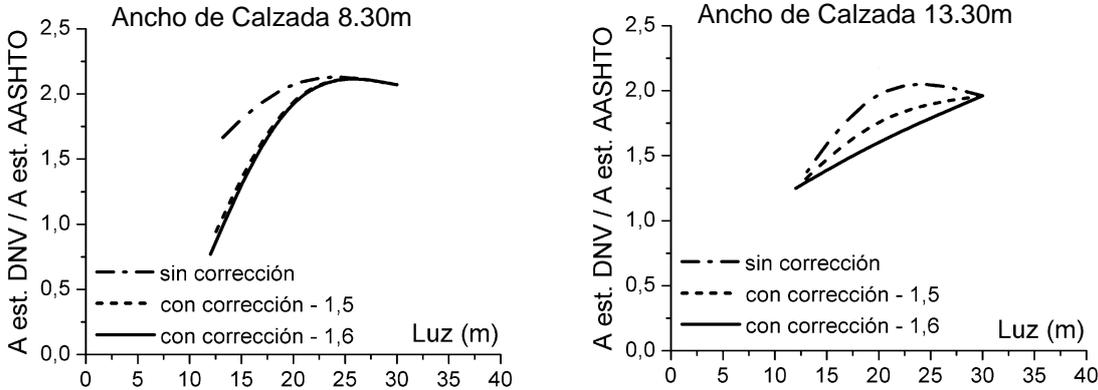


Figura 8. Relación entre armaduras de corte para vigas I – ZONA 2

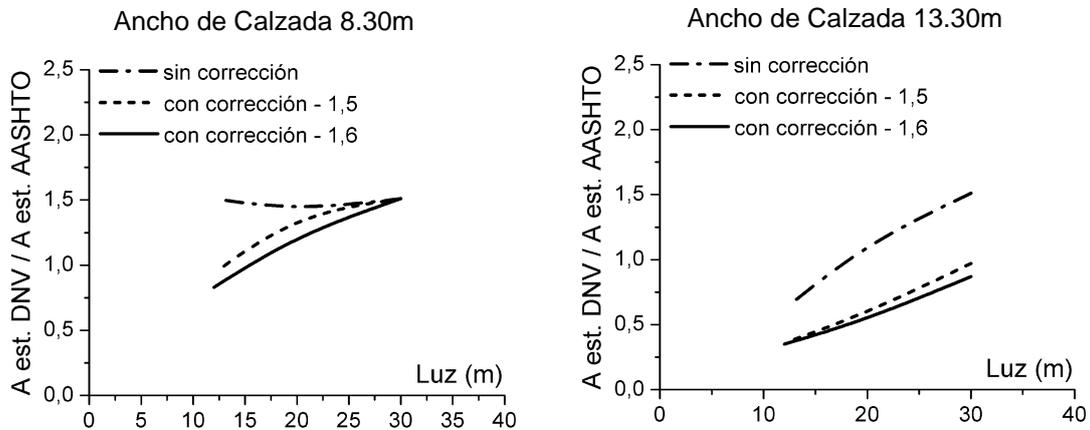


Figura 9. Relación entre armaduras de corte para vigas I – ZONA 3

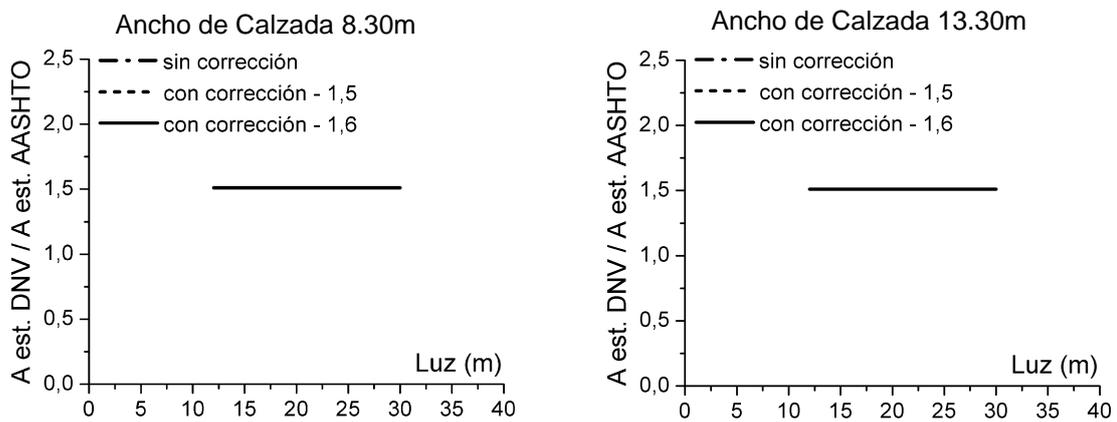


Figura 10. Relación entre armaduras de corte para vigas T – ZONA 1

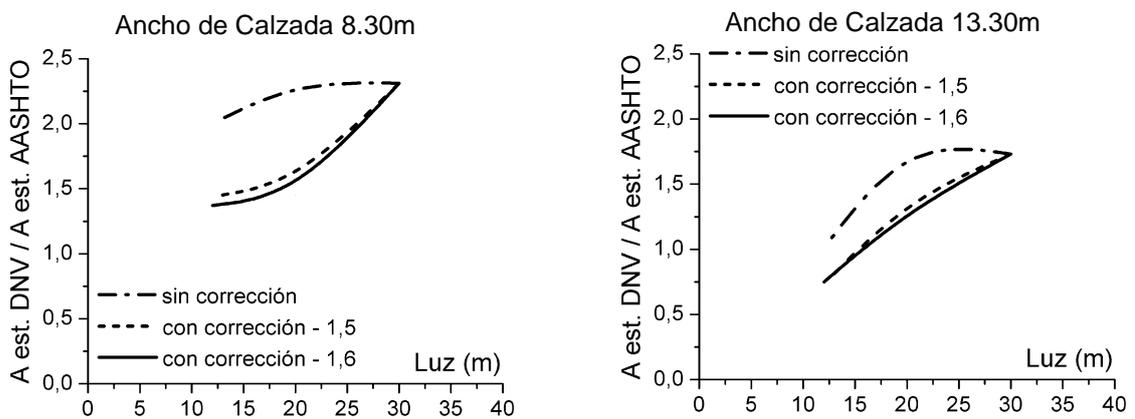


Figura 11. Relación entre armaduras de corte para vigas T – ZONA 2

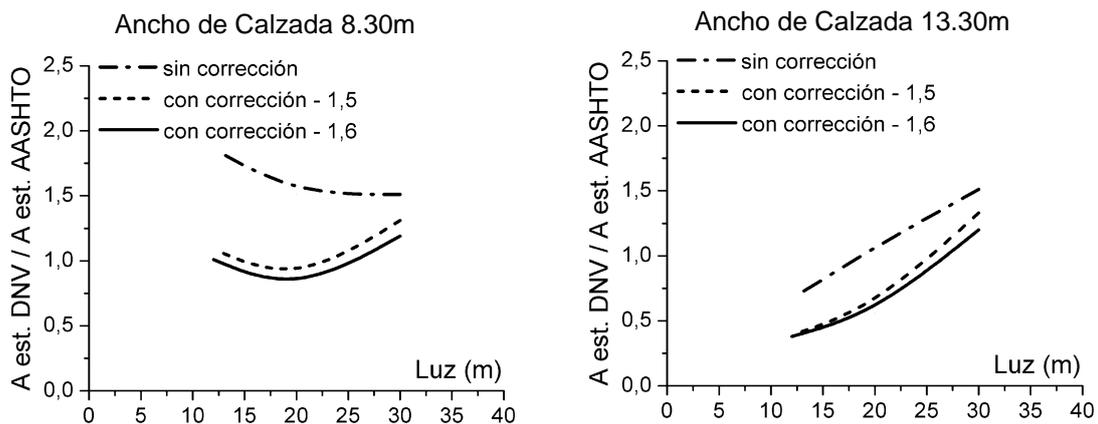


Figura 12. Relación entre armaduras de corte para vigas T – ZONA 3

### Conclusiones Referentes a Armaduras de Corte en Vigas Postesadas

Los resultados obtenidos son coherentes con lo expresado en el primer párrafo de la Introducción a este tema, es decir, presentan una gran dispersión de acuerdo a la luz, el tipo de viga y la sección analizada. Sólo puede decirse que las diferencias se encuadran en los órdenes de magnitud expresados en el citado párrafo. No se entiende conveniente entonces basar ningún criterio de calibración en los resultados obtenidos para el dimensionamiento al corte.

### RESULTADOS DE ANÁLISIS REALIZADOS SOBRE PUENTES LOSA

#### Descripción de los Esquemas Estructurales, Hipótesis y Análisis Realizados

Se han analizado diferentes puentes losa de tres tramos continuos de igual luz e integrales con los estribos y con las pilas (pórticos). Los análisis realizados han tendido a establecer:

- Influencia del ancho activo (ancho de integración para establecer el valor del momento de dimensionamiento) en los valores de comparación (momentos y armaduras)
- Calibración de un coeficiente de corrección del tren de cargas AASHTO para equiparar armaduras flexionales longitudinales con las soluciones DNV-CIRSOC 201-82
- Influencia de los coeficientes anteriores en las verificaciones al corte.

Las luces analizadas han sido de 4 y 7 metros mientras que los anchos de calzada han sido de 8.30m y 13.30m, ambos sin veredas. El hormigón utilizado fue H21.

Dada la amplitud del problema, en lo que hace a flexión, se han concentrado los estudios en los momentos positivos máximos del primer vano. Los puentes estudiados tienen espesor constante e igual a 0.22 y 0.30 m para las luces de 4 y 7

metros respectivamente. Todos los análisis se hicieron mediante la utilización del programa de elementos finitos SAP2000 y sin tener en cuenta otros efectos salvo el peso propio y la sobrecarga.

Las combinaciones reglamentarias analizadas fueron DNV-CIRSOC 201-82 y AASHTO. Para cada caso se estudiaron los efectos del número de trochas cargadas y diferentes disposiciones longitudinales y transversales de los vehículos de modo de obtener las condiciones más desfavorables para cada combinación reglamentaria.

Se evitó el uso de métodos simplificados (anchos activos fijos o anchos colaborantes) y se emplearon iguales hipótesis y modelos para ambos reglamentos.

Al tratar solicitaciones calculadas mediante programas de elementos finitos, el ancho de integración suele aparecer como un elemento de discusión. Con el objeto de mostrar su escasa influencia en el análisis de valores relativos (no absolutos) a flexión para los casos que nos ocupan, las comparaciones flexionales se han hecho para diferentes anchos de integración. Debe quedar claro que los momentos y las armaduras varían sensiblemente con el ancho de integración pero lo que se grafica más adelante es la relación entre armaduras por metro y no su valor absoluto.

En lo que hace al corte, se han hecho comparaciones calculando los diferentes anchos de tablero necesarios para resistir estas solicitaciones. El límite físico resistente lo constituye el ancho total del tablero.

### Flexión Longitudinal

En cada una de las figuras que siguen se muestran tres curvas. Una de ellas, la superior, muestra la relación entre las armaduras por metro obtenidas con la combinación DNV-CIRSOC 201-82 y la obtenidas utilizando AASHTO. Las otras dos corresponden a las situaciones de multiplicación de las acciones producidas por las cargas AASHTO por 1.4 y por 1.5.

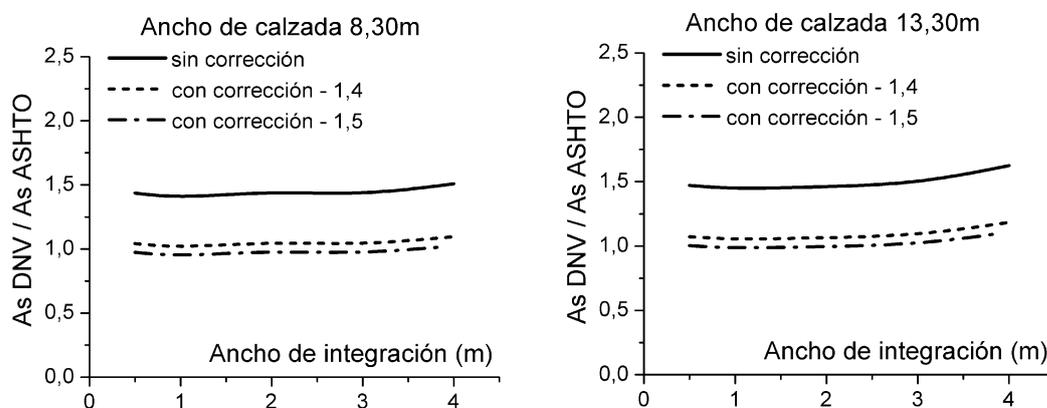


Figura 13. Armaduras longitudinales para diferentes anchos de integración.  
Luz de Tramo: 4 m

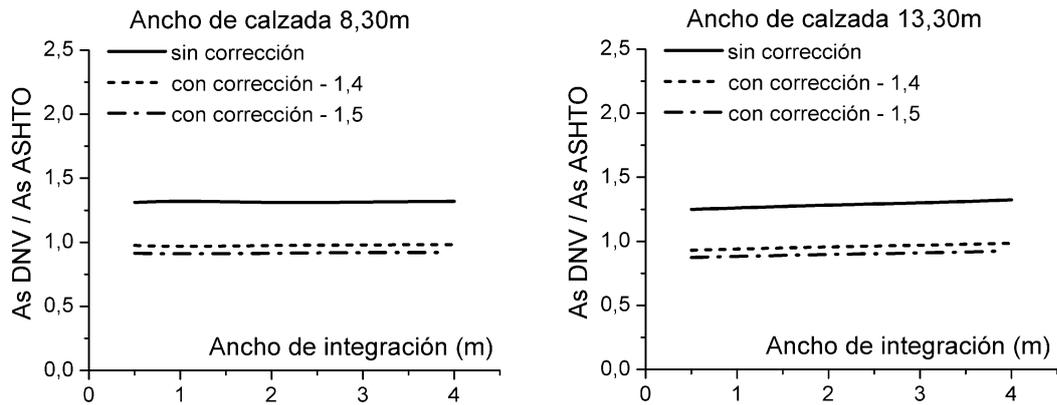


Figura 14. Armaduras longitudinales para diferentes anchos de integración.  
Luz de Tramo: 7 m

La observación de las figuras anteriores permite concluir que el uso de ambos coeficientes conduce a resultados razonables.

### Corte

En el caso del corte, los análisis realizados han tendido a establecer:

- Influencia del ancho activo (ancho de integración) en los valores de comparación (corte solicitante vs corte resistente)
- Influencia de los coeficientes anteriores en las verificaciones al corte.

Nuevamente, dada la amplitud del problema se han concentrado los estudios en una sección de corte a  $d/2$  del primer apoyo interno.

### Resultados para la Combinación DNV-CIRSOC 201-82

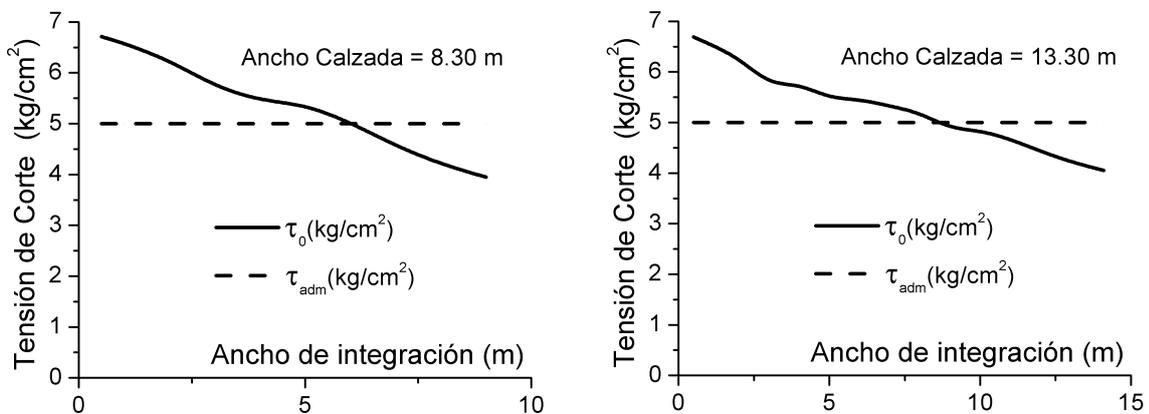


Figura 15. Comparación de Tensiones de Corte Solicitantes y Admisibles.  
Luz de Tramo  $L = 4$  m

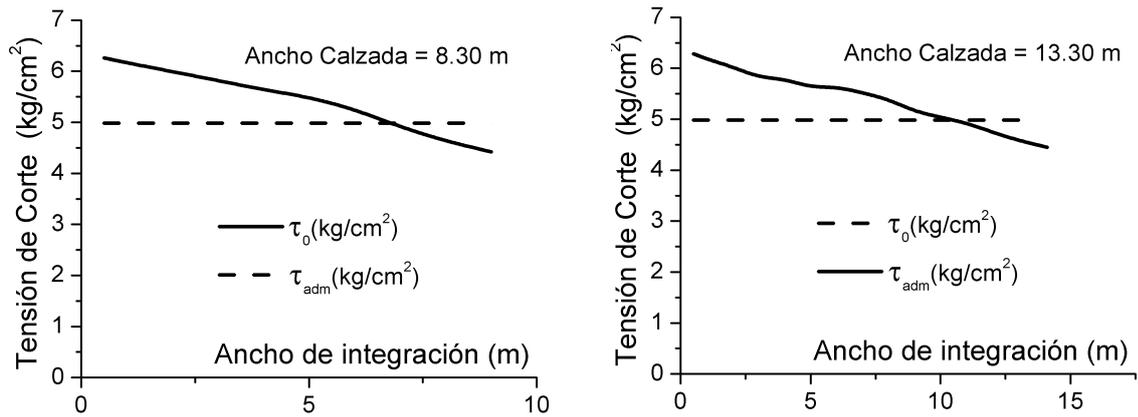


Figura 16. Comparación de Tensiones de Corte Solicitantes y Admisibles.  
Luz de Tramo L = 7 m

En las Figuras anteriores se ha indicado con una recta horizontal punteada la tensión límite de corte admitida para el hormigón empleado. Como puede apreciarse, en todos los casos es necesaria la integración sobre un ancho importante para lograr que las tensiones medias permanezcan por debajo de las admisibles.

## Resultados para AASHTO

### Aplicando los Coeficientes Vistos en Flexión

Como en el caso de los análisis efectuados para corte en vigas, el análisis es aquí más complicado.

En las figuras que siguen la recta horizontal de trazos indica la resistencia mientras que el resto de las curvas representan las solicitaciones para diferentes anchos de integración y factores de corrección en las sobrecargas. Los factores empleados son los que ya se han visto para el caso de flexión.

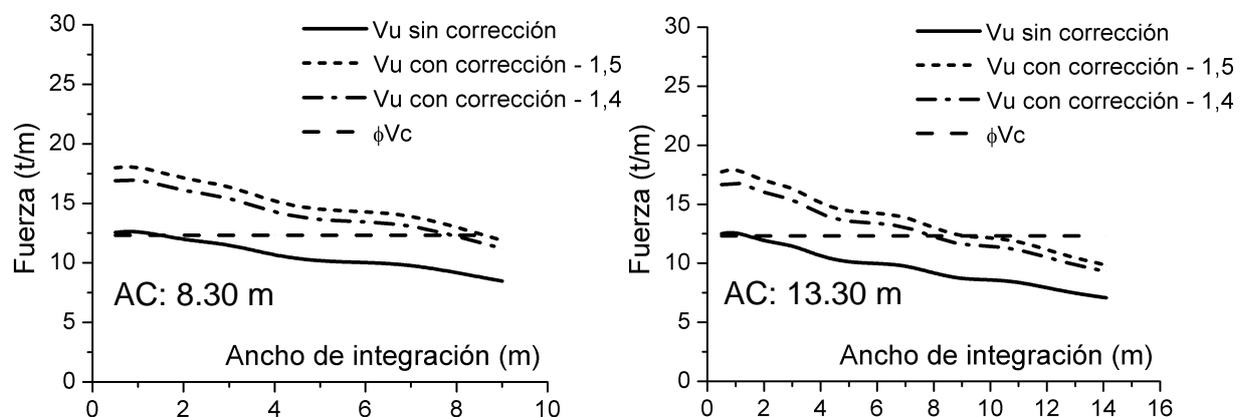


Figura 17. Comparación de Tensiones de Corte Solicitantes y Resistentes.  
Luz de Tramo L = 4 m

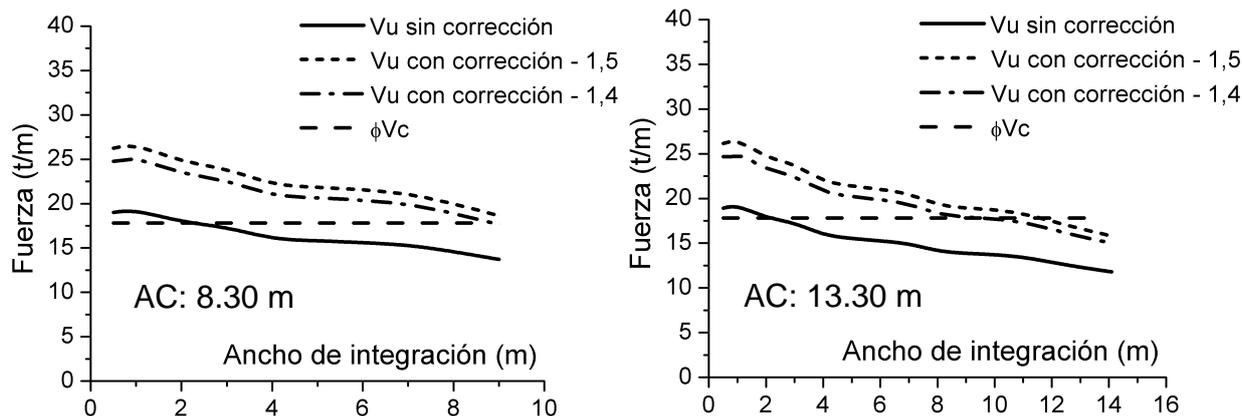


Figura 18. Comparación de Tensiones de Corte Solicitantes y Resistentes.  
Luz de Tramo  $L = 7$  m

De la observación de las figuras anteriores se concluye que, si se aplican los mismos coeficientes que en flexión, puede darse algún caso en el que el puente requiera un espesor ligeramente superior para satisfacer las condiciones de resistencia al corte al aplicar la normativa AASHTO. En otras palabras, que si se utilizan los mismos coeficientes que en flexión, desde el punto de vista del corte, se estará del lado de la seguridad.

#### Obteniendo el mismo ancho resistente necesario

Otro criterio que se podría aplicar sería aquel que llevara a obtener coeficientes de corrección que condujeran a que las acciones corregidas de AASHTO requirieran igual ancho resistente que las acciones de DNV en el marco resistente dado por el CIRSOC 201-82.

En la tabla siguiente se resumen los coeficientes de corrección de las acciones AASHTO para que, en el marco AASHTO, se requiera el mismo ancho resistente que para la combinación DNV-CIRSOC 201-82:

Luz (m)	Ancho Calzada (m)	Ancho Resistente Necesario según DNV-C201-82 (m)	Coefficiente de incremento de acciones AASHTO requerido para igualar anchos resistentes
4	8.30	7	1.3
	13.30	9	1.5
7	8.30	7	1.2
	13.30	11	1.4

Figura 19. Anchos resistentes necesarios y coeficientes de incremento

Como puede apreciarse, los coeficientes son, en general, menores que los vistos en el punto correspondiente a flexión pero se encuentran en el entorno de los mismos.

## Comentarios

En lo que hace al corte, todo indicaría que adoptar alguno de los coeficientes estudiados para flexión dejaría los resultados del lado seguro y simplificaría el hecho de utilizar diferentes coeficientes para flexión y corte en losas. Esta simplificación tendría un impacto mínimo sobre el espesor de los puentes.

## OTRAS COMPARACIONES ENTRE DIFERENTES NORMAS

### Fuerzas Totales de Frenado

#### Introducción

Se ha analizado la fuerza de frenado para puentes simplemente apoyados de un tramo, luces de 1.5 m a 50 m y anchos de calzada de 8,30 m y 13,30 m. El análisis se ha realizado siguiendo las normas DNV, AASHTO y EURO CÓDIGO. Los análisis realizados han tendido a establecer:

- Influencia del ancho de calzada en las fuerzas de frenado
- Influencia de la luz de cálculo en las fuerzas de frenado
- Calibración de un coeficiente de corrección de las fuerzas de frenado AASHTO para equipararlas con las de la DNV (o viceversa)

### Resultados referentes a Fuerzas Totales de Frenado

En las figuras siguientes muestran los resultados finales obtenidos al calcular las fuerzas totales de frenado para diferentes anchos de calzada y luces de tramo. En todos los casos se ha considerado una estructura isostática de un único vano.

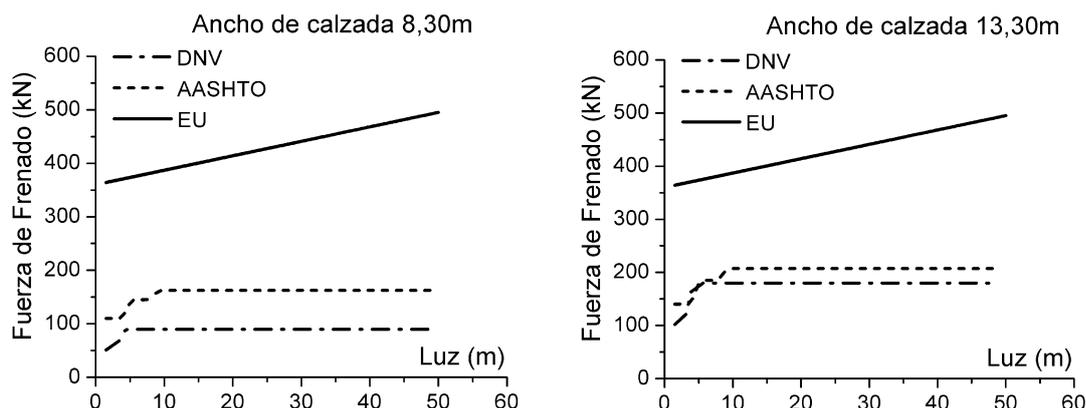


Figura 20. Fuerzas totales de frenado en función del ancho de calzada y de la luz de tramo

## Conclusiones

Se observa que las fuerzas de frenado de AASHTO son mayores a las fuerzas calculadas según DNV aunque el peso total del vehículo que utiliza DNV es similar al empleado por AASHTO. El aumento de las velocidades y el incremento en la capacidad de frenado que se han ido dando con el correr de los años han hecho que las normas más modernas presenten fuerzas de frenado mayores. Existe una marcada diferencia entre las fechas de emisión de la norma DNV del año 1952 y la norma AASHTO del año 2010. Al ser la fuerza de frenado una fuerza de origen inercial para su cálculo se debe considerar la masa del vehículo, la velocidad de desplazamiento y la capacidad de frenado (desaceleración).

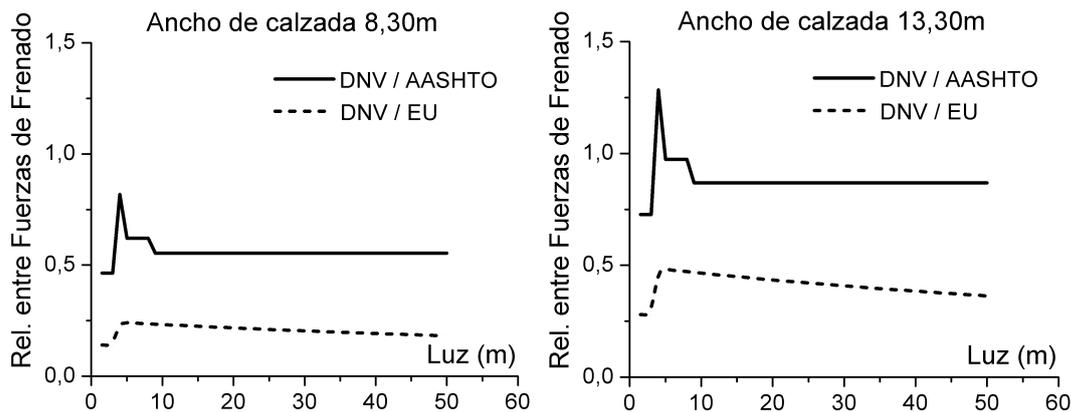


Figura 21. Relaciones entre fuerzas totales de frenado en función del ancho de calzada y de la luz de tramo

En cuanto al EUROCODIGO las fuerzas de frenado son, en general, mayores que las fuerzas calculadas por los otros dos reglamentos. La relación “DNV/EU” disminuye conforme aumentan las luces.

En los puentes de 8,30m de ancho de calzada la relación “DNV/AASHTO” y “DNV/EU” es menor respecto a los puentes de 13,30m de ancho de calzada.

## REACCIONES VERTICALES POR SOBRECARGA

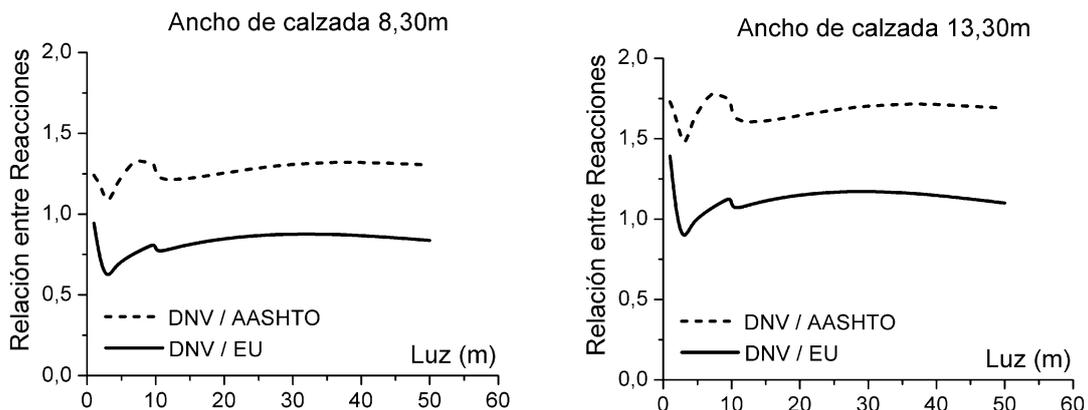
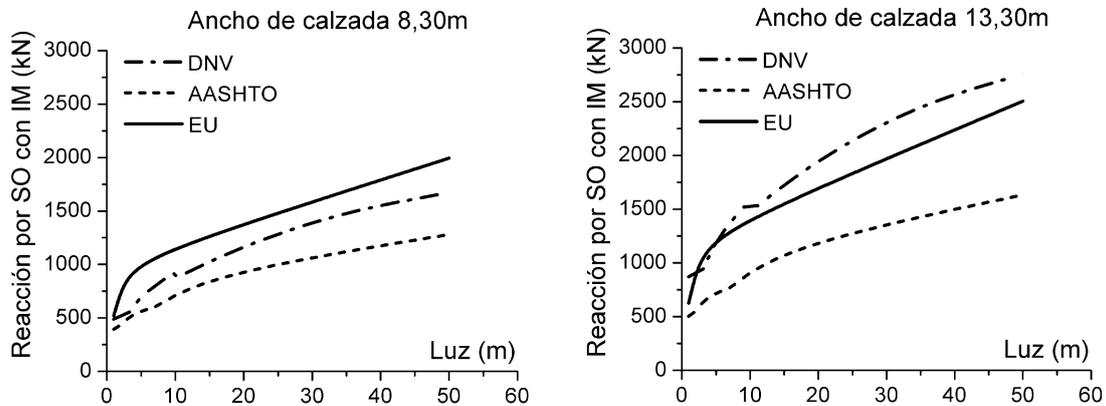
### Introducción

Se ha analizado las reacciones para puentes simplemente apoyados de un tramo, luces de 1m a 50m y anchos de calzada de 8,30m y 13,30m. El análisis se ha realizado siguiendo las normas DNV, AASHTO y EUROCODIGO. Los estudios realizados han tendido a establecer:

- Influencia del ancho de calzada en las Reacciones
- Influencia de la luz de cálculo en las Reacciones
- Calibración de un coeficiente de corrección de las Reacciones AASHTO para equipararlas con las de la DNV

## Resultados

En las figuras siguientes muestran los resultados finales obtenidos al calcular las reacciones máximas por sobrecarga con impacto para diferentes anchos de calzada y luces de tramo. En todos los casos se ha considerado una estructura isostática de un único vano.



## Conclusiones

En las figuras anteriores se observa que las relaciones “DNV/AASHTO” y “DNV/EU” presentan una primera parte, entre 1m y 10m de luz, donde varían bruscamente para luego estabilizarse. Estos saltos en los diagramas se deben a la geometría de las cargas utilizadas que varían para cada reglamento y en la discontinuidad que presenta la DNV, a los 10m de luz, en el coeficiente de impacto.

En los puentes de 8,30m de ancho de calzada la relación “DNV/AASHTO” y “DNV/EU” es menor respecto a los puentes de 13,30m de ancho de calzada.

## **CONCLUSIONES EN EL ESTADO ACTUAL DE AVANCE, TRABAJOS EN CURSO Y TEMAS PENDIENTES**

- En lo que hace a la posibilidad de realizar una modificación sencilla al reglamento de AASHTO para satisfacer el requerimiento de contar con seguridades similares a las que se obtienen en la actualidad en nuestro medio, puede afirmarse que, para luces usuales y tipologías estructurales usuales eso es posible en lo que hace a flexión. Para corte también puede obtenerse un resultado similar en el caso de puentes tipo losa pero no para puentes tipo viga debido a la gran dispersión de resultados que presentan los diferentes reglamentos a nivel mundial.
- En el caso del frenado las normas más modernas conducen a soluciones más seguras que las que actualmente se proyectan en nuestro país.
- Es necesario realizar adaptaciones sobre otros temas tales como viento, nieve y sismo.
- Es necesario estudiar con más detalle el impacto que tiene un incremento sobre el tren de cargas si dicho incremento se extiende también a elementos de la infraestructura.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- [01] Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado, Administración General de Vialidad Nacional, 1952
- [02] Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, CIRSOC, 1982
- [03] Estructuras de Hormigón Armado, Fritz Leonhardt, El Ateneo, edición original en alemán 1973
- [04] AASHTO LFRD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010
- [05] UNE-EN 1991-2, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Cargas de tráfico en puentes, AENOR, Octubre 2004
- [06] Guide to Basis of Bridge Design Related to Eurocodes Supplemented by Practical Examples, edited by Luca Sampaolesi and Pietro Croce, Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005
- [07] Bridge Loads, An International Perspective, Colin O'Connor and Peter Shaw, Spon Press, 2002
- [08] Guidance Book – Eurocodes 3 and 4 – Application to Steel-Concrete Composite Road Bridges