

CRITERIOS DE DISEÑO DE VIADUCTOS EN VARIOS TRAMOS DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTIERA FRANCESA.

Tomás POLO ORODEA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bridge Technologies S.L.
Ingeniero
tomas.polo@btechno.es

Caterina RAMOS MORENO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bridge Technologies S.L.
Ingeniero
caterina.ramos@btechno.es

Ángel C. APARICIO BENGOCHEA

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSECCPB (UPC)
Catedrático
angel.carlos.aprecio@upc.edu

Gonzalo RAMOS SCHNEIDER

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSECCPB (UPC)
Catedrático
gonzalo.ramos@upc.edu

RESUMEN

Se presentan los criterios de dimensionamiento del pretensado adoptados en el diseño de varios viaductos de ferrocarril en la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, justificando la utilización de los mismos en base a los resultados de un estudio sobre dos secciones transversales tipo, típicas de estas estructuras. En cada sección se estudia el diferente comportamiento seccional frente a una disminución progresiva del pretensado aplicado, y las repercusiones estructurales y de durabilidad que se derivan.

PALABRAS CLAVE: Hormigón pretensado, línea ferroviaria de alta velocidad, ELS tensiones normales, fisuración, fatiga.

1. INTRODUCCIÓN

En la actual instrucción de hormigón estructural EHE08[1], se permite diseñar, “en ausencia de requisitos adicionales específicos”, un pretensado limitado o incluso moderado, dejando a criterio del proyectista en qué medida los requerimientos específicos son de aplicación, o no, en la estructura objeto de diseño.

En este artículo se resumen los criterios adoptados en el diseño del pretensado de tableros de varios viaductos de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, y se justifica su aplicación en base a los resultados de un estudio desarrollado sobre dos secciones transversales típicas, una sección transversal tipo losa aligerada, para un tablero continuo de 35m de luz tipo, y una sección transversal cajón, para un tablero continuo de 47m de luz tipo. El artículo completo puede consultarse en [2].

Sobre la base de estas secciones, se estudia la evolución hasta rotura y se analiza la influencia del grado de pretensado en los aspectos que más influencia tiene sobre el comportamiento seccional bajo cargas de servicio, así como las correspondientes implicaciones estructurales. Los parámetros escogidos para la cuantificación han sido:

- El estado tensional teórico cuasipermanente, frecuente y característico, según IAPF08[3]

- La cuantía de armadura pasiva necesaria en ELU.
- La altura de fisura cuasipermanente, frecuente y característica, según IAPF08[3]
- El recorrido de tensiones en el acero pasivo y activo posteso (con adherencia indirecta) para la verificación del criterio de fatiga.

El análisis estructural se ha realizado con un programa comercial y se ha tenido en cuenta la construcción evolutiva y la redistribución de esfuerzos por fluencia a nivel estructural. El análisis seccional se ha realizado con programas comerciales y programas propios.

2. ESTUDIOS REALIZADOS

2.1. Hipótesis de trabajo.

Se presentan los resultados obtenidos sobre dos estructuras típicas en puentes de FFCC. Las principales características de los tableros son las mostradas en la Figura 1 y Figura 2

2.1.1. *Tablero continuo de 35.0m de luz en el vano tipo, con sección transversal tipo losa aligerada.*

- Longitud total: 297m, en 9 vanos de 26m + 7 x 35m + 26m.
- Canto: h=1.90m (supone una esbeltez de $h/L = 1/18$, aprox.). Ver Figura 1.

2.1.2. *Tablero continuo de 47.0m de luz en el vano tipo, con sección transversal tipo cajón monocelular.*

- Longitud total: 442m, en 10 vanos de 33m + 8 x 47m + 33m.
- Canto: h=3.10m (supone una esbeltez de $h/L = 1/15$, aprox.). Ver Figura 2.

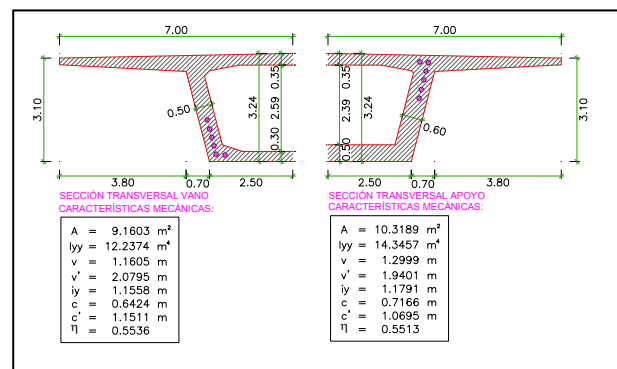
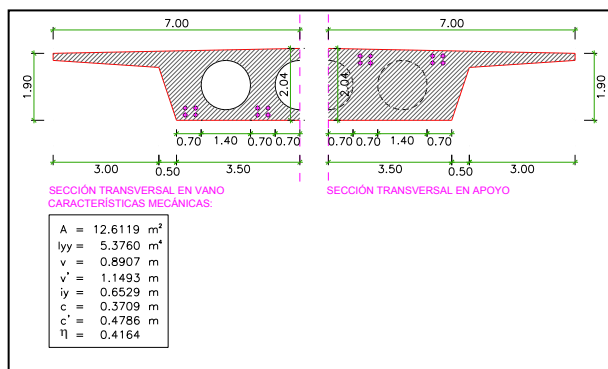


Figura 1: Sección transversal tipo losa aligerada.

Figura 2: Sección transversal tipo cajón.

Los materiales son: Hormigón HP-40, acero pasivo B-500s y acero activo Y1860S7. Los coeficientes parciales de seguridad son los establecidos en EHE08[1] para CONTROL INTENSO. El procedimiento constructivo en ambos casos es “vano a vano” sobre cimbra cuajada, con juntas a cuartos de la luz y empalme de tendones de pretensado mediante acopladores fijos. En todos los casos se han considerado cordones de 15mm según ASTM A416, un coeficiente de rozamiento $\mu=0.21$ y un coeficiente de ondulaciones parásitas $\beta=0.006$. La tensión de tesado es $f_{p0}=1395 \text{ N/mm}^2$ y se ha considerado una penetración de cuñas máxima de 6mm.

2.2. Comportamiento cualitativo de la sección transversal.

Se describe la evolución, desde el estado permanente hasta rotura y se intenta explicar cualitativamente su comportamiento. Las secciones escogidas para este apartado son las secciones de vano con pretensado 16T19 ϕ 15mm, en el caso de la losa aligerada, y 12T31 ϕ 15mm, en el caso del cajón.

Para cada sección transversal tipo se estudia la influencia del grado de pretensado con las composiciones mostradas en la Tabla 1.

Caso	Sección transversal losa	Sección transversal cajón
1	16 T 24 ϕ 15mm	12 T 31 ϕ 15mm
2	16 T 19 ϕ 15mm	12 T 29 ϕ 15mm
3	16 T 18 ϕ 15mm	12 T 27 ϕ 15mm
4	16 T 17 ϕ 15mm	12 T 25 ϕ 15mm
5	16 T 16 ϕ 15mm	12 T 24 ϕ 15mm
6	16 T 15 ϕ 15mm	---
7	16 T 12 ϕ 15mm	---

Tabla 1: Composiciones de pretensado analizadas en cada sección transversal estudiada.

El estudio realiza suponiendo no linealidad de los materiales, con los diagramas tensión-deformación de EHE08[1]. No se aplican coeficientes de seguridad parciales a los materiales ni el coeficiente de cansancio del hormigón, por lo que se alcanza el momento de rotura y no el momento último de la sección.

Para valores crecientes del momento de sollicitación sobre la sección se representan, en las Figuras 3 a 10, los siguientes resultados:

- Profundidad de fibra neutra y altura de fisura (Figuras 3 y 4).
- Curvatura (Figuras 5 y 6).
- Tensiones en el acero pasivo y acero activo. Se indican con Tensiones acero activo 1 y tensiones acero activo 2 los recorridos de tensiones en los aceros activos de mayor y menor excentricidad. Ver Figuras 1 y 2 (Figuras 7 y 8).
- Tensiones en el hormigón (Figuras 9 y 10).

Todos los valores calculados en sección fisurada (indicados con PLAST en las gráficas), se comparan con los valores elásticos que se obtendrían con la sección transversal íntegra homogeneizada (indicados con ELAS en las gráficas), lo que sirve para poner de manifiesto la gran diferencia de comportamiento que resulta entre estas dos hipótesis.

Se detecta en todos los casos un primer cambio de comportamiento que se indica con el rótulo “M fisuración” que correspondería al proceso de carga noval. El comportamiento para secciones previamente cargadas es prácticamente idéntico al mostrado, pero el primer cambio de comportamiento se produciría para el momento de descompresión y no para el de fisuración.

De la evolución de los parámetros representados en las Figuras 3 a 10 merece la pena resaltar:

- Profundidad de fibra neutra y la altura de fisura: Presentan un cambio de comportamiento al alcanzar la descompresión de la sección. La altura de fisura crece muy rápidamente y tiende a estabilizarse al acercarse a rotura. Cuando la sollicitación sobrepase el momento de descompresión, se abrirán fisuras de altura considerable que afectan a todo el pretensado.
- Curvatura: Es lineal hasta que alcanzar la descompresión de la sección, con relación $\chi=M/(E \cdot I)$, a partir de este punto es prácticamente lineal con relación $\chi>M/(E \cdot I)$ y crece de forma prácticamente exponencial una vez se alcanza la plastificación de las armaduras.

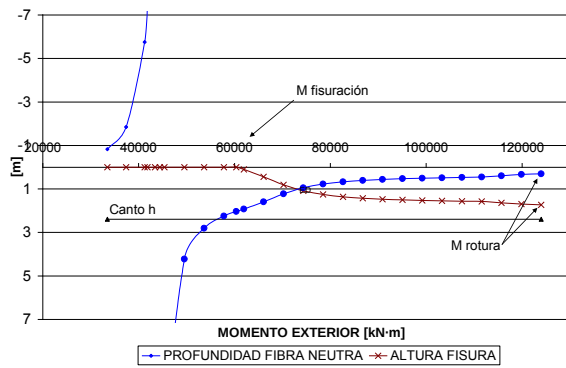


Figura 3: Prof. fibra neutra y altura de fisura. Sec. transv. losa.

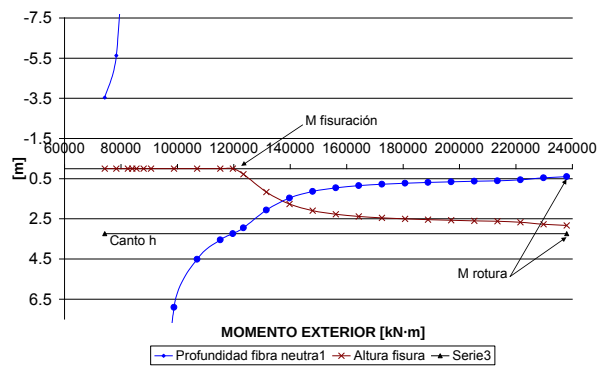


Figura 4: Prof. fibra neutra y altura de fisura. Sec. transv. cajón.

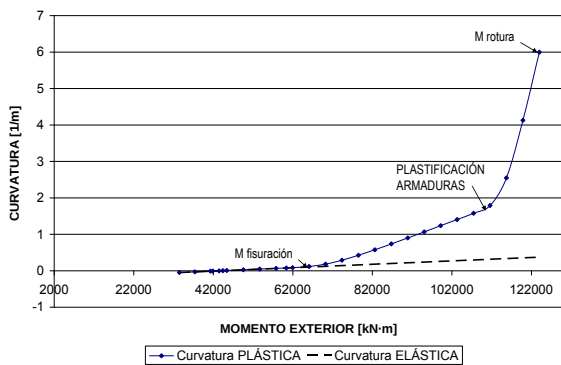


Figura 5: Curvaturas en sec. transv. losa.

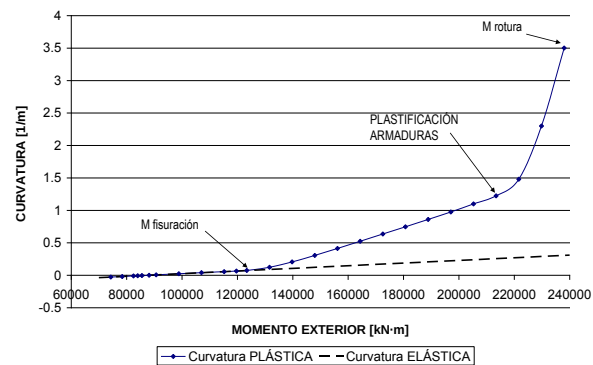


Figura 6: Curvaturas en sec. transv. cajón.

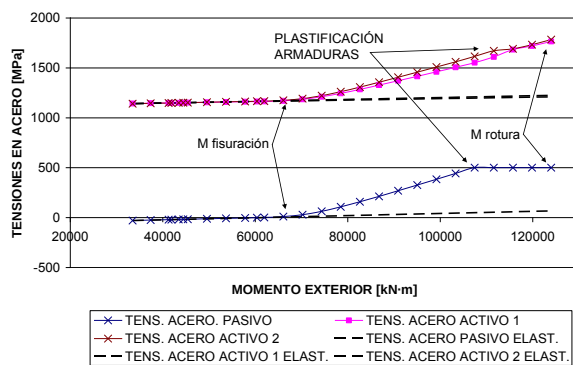


Figura 7: Evolución de tensiones en aceros activo y pasivo. Sección transversal losa.

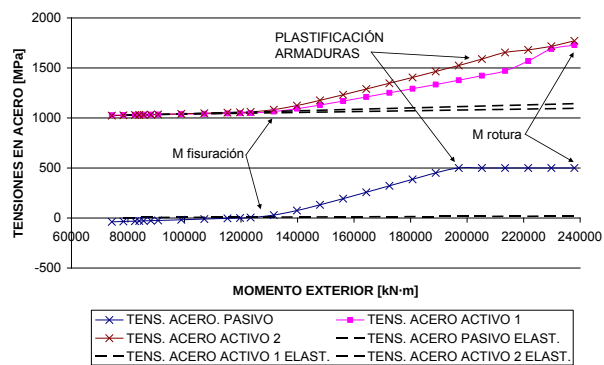


Figura 8: Evolución de tensiones en aceros activo y pasivo. Sección transversal cajón.

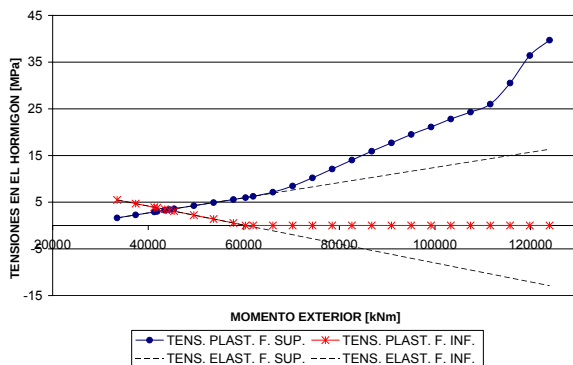


Figura 9: Evolución tens. norm. hormigón. Sec. transv. losa.

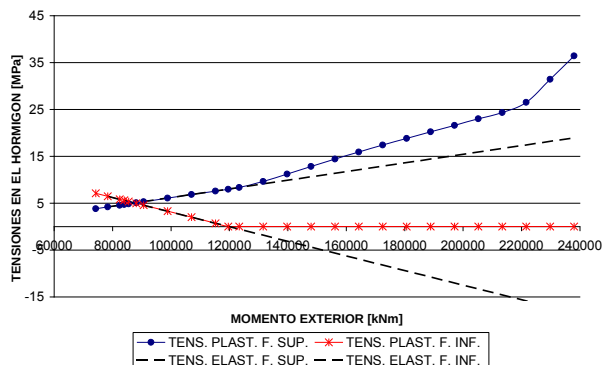


Figura 10: Evolución tens. norm. hormigón. Sec. transv. cajón.

Se observan curvaturas de rotura de entre 10 y 15 veces la curvatura elástica equivalente. Las curvaturas últimas serán menores, pero también altas en relación a las curvaturas elásticas. Es indicativo de la capacidad de rotación de la sección en ELU y de la correspondiente capacidad de redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

- Tensiones en el acero pasivo y en el acero activo: Al alcanzar la fisuración se produce un cambio brusco de inercia y curvatura que provoca incrementos considerables de las tensiones en el acero, muy por encima de las tensiones teóricas obtenidas en “elástico” con coeficientes de equivalencia. El incremento de tensiones en las armaduras tras la fisuración es no lineal.
- Tensiones máximas y mínimas en el hormigón: La evolución es afín a la evolución de las curvaturas para las tensiones de compresión, con cambios acusados de tendencia al alcanzar la fisuración de la sección y la plastificación de las armaduras.

2.3. Comportamiento cuantitativo para valores de pretensado decrecientes.

Sobre las dos estructuras se analizan los casos que resultan de ir reduciendo el pretensado aplicado sobre la sección. Se representan en las Tablas 2 y 3 para la sección losa, y en las Tablas 4 y 5 para la sección cajón, los principales resultados obtenidos del análisis seccional.

La verificación a fatiga se realiza, de forma simplificada, con el valor frecuente de la sobrecarga de uso, cuyo efecto es similar al de los “trenes para la comprobación de fatiga” definidos en IAPF08[2], y cuyo cálculo es considerablemente más sencillo. Se considera una aproximación aceptable para el estudio cualitativo llevado a cabo, e incluso para proyecto.

Las tensiones totales representadas en las Tablas 2 a 5, referenciadas con los símbolos (1); (2); (3) y (4) corresponden a:

- (1) Tensión en fibra inferior/superior para la situación cuasipermanente.
- (2) Tensión en fibra inferior/superior para situación característica.
- (3) Tensión en fibra inferior/superior para situación frecuente.
- (4) Tensión total en fibra inferior/superior al paso de un tren AVE a alta velocidad, con efectos resonantes. Sin gradiente de temperatura (ΔTSI).

Los momentos flectores de diseño y frecuente son momentos totales exteriores (M_{g1} , M_{g2} , M_{HP} , y el resto de acciones permanentes de valor no constante (retracción, fluencia, descenso diferencial de apoyos, etc) y acciones variables convenientemente combinadas.

Caso	P_0 [MN]	P_i [MN]	P_∞ [MN]	M_d [MN·m]	$M_{k,frec}$ [MN·m]	$\sigma_{inf,cuasip}(1)$ [MPa]	$\sigma_{inf,caract}(2)$ [MPa]	$\sigma_{inf,frec}(3)$ [MPa]	$\sigma_{inf}(4)$ [MPa]
1	75.264	63.085	58.305	102.478	61.550	3.38	-1.92	0.78	4.42
2	59.584	50.276	47.235	98.104	58.838	1.43	-3.87	-1.18	2.74
3	56.448	47.629	44.907	97.208	58.091	1.02	-4.27	-1.58	2.16
4	53.312	44.983	42.983	96.306	57.339	0.62	-4.68	-1.98	1.57
5	50.176	42.337	40.204	95.397	56.583	0.21	-5.09	-2.39	0.99
6	47.040	39.691	37.827	97.093	57.563	-0.07	-5.36	-2.67	0.41
7	37.632	31.753	30.596	95.161	55.825	-1.67	-6.93	-4.24	-1.34

Tabla 2: Casos estudiados. Sección transversal losa. Sección de centro de luz del vano 4.

Caso	P ₀ [MN]	P _i [MN]	P _∞ [MN]	M _d [MN·m]	M _{k,frec} [MN·m]	σ _{sup,cuasip} (1) [MPa]	σ _{sup,caract} (2) [MPa]	σ _{sup,frec} (3) [MPa]	σ _{sup} (4) [MPa]
1	75.264	69.697	64.527	-91.614	-49.802	4.90	-0.14	1.88	6.05
2	59.584	55.177	51.926	-95.996	-53.475	2.35	-2.69	-0.68	2.98
3	56.448	52.273	49.355	-96.893	-54.223	1.83	-3.22	-1.20	2.36
4	53.312	49.369	46.768	-97.797	-54.976	1.30	-3.74	-1.73	1.75
5	50.176	46.465	44.164	-98.708	-55.733	0.77	-4.27	-2.26	1.13
6	47.040	43.560	41.541	-99.626	-56.496	0.24	-4.81	-2.79	0.52
7	37.632	34.848	33.569	-102.43	-58.812	-1.39	-6.43	-4.41	-1.32

Tabla 3: Casos estudiados. Sección transversal losa. Sección de apoyo en pila P4.

Caso	P ₀ [MN]	P _i [MN]	P _∞ [MN]	M _d [MN·m]	M _{k,frec} [MN·m]	σ _{inf,cuasip} (1) [MPa]	σ _{inf,caract} (2) [MPa]	σ _{inf,frec} (3) [MPa]	σ _{inf} (4) [MPa]
1	72.912	62.305	52.393	178.402	112.923	2.92	-3.94	-0.56	4.13
2	68.208	58.295	49.384	176.202	110.557	2.18	-4.71	-1.32	3.27
3	63.504	54.274	46.324	173.985	108.596	1.44	-5.48	-2.08	2.40
4	58.800	50.254	43.246	171.754	105.476	0.74	-6.22	-2.79	1.57
5	56.448	48.244	41.674	170.634	104.280	0.36	-6.62	-3.19	1.13

Tabla 4: Casos estudiados. Sección transversal cajón. Sección de centro de luz del vano 6.

Caso	P ₀ [MN]	P _i [MN]	P _∞ [MN]	M _d [MN·m]	M _{k,frec} [MN·m]	σ _{sup,cuasip} (1) [MPa]	σ _{sup,caract} (2) [MPa]	σ _{sup,frec} (3) [MPa]	σ _{sup} (4) [MPa]
1	72.912	68.093	59.254	-173.21	-88.818	3.06	-2.04	0.00	3.10
2	68.208	63.712	55.686	-175.78	-91.186	2.38	-2.73	-0.69	2.33
3	63.504	59.318	52.079	-178.40	-93.584	1.68	-3.43	-1.39	1.55
4	58.800	54.924	48.444	-181.54	-96.327	0.95	-4.17	-2.12	0.73
5	56.448	52.727	46.607	-182.85	-97.520	0.60	-4.52	-2.47	0.34

Tabla 5: Casos estudiados. Sección transversal cajón. Sección de apoyo en pila P6.

Los resultados obtenidos del análisis seccional son los presentados en las Tablas 6 a 9.

Las profundidades de fibra neutra y alturas de fisura representadas en las Tablas 7 a 9, referenciadas con los símbolos (K); (F) y (Q) corresponden a:

(K) Combinación característica, según IAPF08[3].

(F) Combinación frecuente, según IAPF08[3].

(Q) Combinación cuasipermanente, según IAPF08[3].

Puede observarse cómo, para tracciones teóricas en situación frecuente de ≈ -2.0 MPa, las alturas de fisura alcanzan valores que afectan a la práctica totalidad del acero de pretensado. Esto implica ciclos de compresión-descompresión en la lechada de inyección del pretensado que acaban por afectar a la adherencia y a la durabilidad de todos los tendones.

Caso	As,nec. [cm ²]	As,disp. [cm ²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	Δσ p,act [MPa]	Δσ s,pas [MPa]
1	--	51.0	100 %	2.03 / 4.04 / 5.23	0.00 / 0.00 / 0.00	11.0	18.4
2	51.0	51.0	79 %	1.14 / 2.16 / 7.85	0.97 / 0.00 / 0.00	11.0	18.4
3	110.0	110.0	75%	0.97 / 1.98 / 5.15	1.08 / 0.06 / 0.00	11.0	18.4
4	169.0	169.0	71%	0.84 / 1.79 / 3.85	1.20 / 0.25 / 0.00	12.0	19.8
5	227.0	227.0	67%	0.75 / 1.54 / 3.09	1.29 / 0.51 / 0.00	15.0	25.2
6	320.0	320.0	63%	0.68 / 1.13 / 2.31	1.36 / 0.91 / 0.00	29.0	47.2
7	507.0	507.0	50%	0.58 / 0.72 / 1.40	1.46 / 1.32 / 0.64	66.5	106.2

Tabla 6: Análisis seccional. Sección transversal losa. Sección de centro de luz del vano 4.

Caso	As,nec. [cm ²]	As,disp. [cm ²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	--	51.1	100 %	2.23 / 3.35 / 2.58	0.00 / 0.00 / 0.00	12.0	21.7
2	159.0	159.0	79 %	1.61 / 2.05 / 5.70	0.44 / 0.00 / 0.00	12.0	21.7
3	241.0	241.0	75%	1.40 / 1.92 / 3.97	0.64 / 0.12 / 0.00	12.0	21.7
4	322.0	322.0	71%	1.21 / 1.78 / 3.13	0.83 / 0.26 / 0.00	13.0	23.3
5	404.0	404.0	67%	1.06 / 1.60 / 2.63	0.98 / 0.44 / 0.00	16.0	29.0
6	485.0	485.0	63%	0.95 / 1.36 / 2.30	1.09 / 0.68 / 0.00	25.0	43.9
7	731.0	731.0	50%	0.78 / 0.91 / 1.67	1.27 / 1.13 / 0.37	67.0	115.1

Tabla 7: Análisis seccional. Sección transversal losa. Sección de apoyo en pila P4.

Caso	As,nec. [cm ²]	As,disp. [cm ²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	--	40.2	100 %	2.09 / 3.77 / 1171.80	1.15 / 0.00 / 0.00	36.4	43.3
2	40.2	0.94	94 %	1.57 / 3.83 / 22.7	1.67 / 0.00 / 0.00	39.3	50.8
3	95.96	95.96	87 %	1.25 / 2.96 / 10.83	1.99 / 0.28 / 0.00	68.4	78.5
4	181.06	181.06	81 %	1.09 / 2.37 / 7.22	2.15 / 0.87 / 0.00	68.4	96.7
5	223.52	223.52	77 %	1.03 / 2.05 / 6.09	2.21 / 1.19 / 0.00	78.5	112.7

Tabla 8: Análisis seccional. Sección transversal cajón. Sección de centro de luz del vano 6.

Caso	As,nec. [cm ²]	As,disp. [cm ²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	263.9	263.9	100 %	2.78 / 3.41 / 5.52	0.93 / 0.02 / 0.00	25.6	43.3
2	374.4	374.4	94 %	2.31 / 3.22 / 4.71	0.93 / 0.02 / 0.00	25.6	43.3
3	485.6	485.3	87 %	1.96 / 3.03 / 4.14	1.28 / 0.22 / 0.00	25.6	43.3
4	603.3	603.3	81 %	1.72 / 2.6 / 3.70	1.52 / 0.64 / 0.00	52.7	90.1
5	658.5	658.5	77 %	1.63 / 2.34 / 3.53	1.61 / 0.90 / 0.00	67.7	114.0

Tabla 9: Análisis seccional. Sección transversal cajón. Sección de apoyo en pila P6.

Los recorridos de tensiones en los aceros se mantienen en valores admisibles para la verificación del ELU de fatiga, (<100MPa en el acero activo y <150MPa en el acero pasivo). Sin embargo, se deduce que el recorrido de tensiones en los aceros es extremadamente sensible al pretensado realmente aplicado y, por tanto, extremadamente sensible a las pérdidas de pretensado.

Por los motivos anteriores, conviene dejar un margen para la verificación a fatiga ya que, en caso de apurar al máximo los recorridos de tensiones en el acero, cualquier desviación de la fuerza de pretensado puede ocasionar mermas de seguridad, la necesidad de disponer refuerzos, etc.

3. NORMATIVA

Se recopilan los aspectos más destacables de las normas de aplicación en el proyecto de puentes de FFCC, añadiendo comentarios relacionados con alguno de los aspectos tratados.

3.1. ELS fisuración

En cuanto al ELS de fisuración se establece en EHE08 [1] que, “en ausencia de requisitos adicionales específicos”, se debe limitar la abertura de fisura a los valores de 5.1.1.1: “Exigencia de resistencia y estabilidad”, donde para un ambiente IIa ó IIb se exige una abertura máxima de 0.20mm para la combinación frecuente de acciones y que las armaduras activas se encuentren en la zona comprimida de la sección para la combinación cuasipermanente de acciones.

En una losa de edificación, con sobrecargas relativamente bajas y de carácter estático y en un ambiente protegido de agresión ambiental, sí tiene sentido plantearse los beneficios del pretensado parcial, consistentes, básicamente, en un ahorro de armadura activa.

En una estructura como un puente de ferrocarril, que se encuentra a la intemperie y se ve sometido a la actuación constante y repetida de las sobrecargas de tráfico (de magnitud considerable y de carácter dinámico muy cíclico), se considera plenamente justificable la utilización de un pretensado cercano al completo.

Se eliminan así los problemas de durabilidad y se asegura la integridad de las características mecánicas de la sección transversal, garantizando un comportamiento –estático y dinámico– idéntico al considerado en el diseño, aspecto de gran importancia en los puentes de ferrocarril para líneas de alta velocidad. Además, se garantiza un recorrido de tensiones en los aceros activos y pasivo bajo, alejado del valor máximo admitido por EHE08 [1].

3.2. ELU de fatiga

En EHE08[3] se dan las variaciones máximas de tensiones admisibles en las armaduras bajo las sollicitaciones que puedan ser origen de fallo por fatiga (Art. 48.2.2). Se añade, en un comentario al articulado, que el cálculo de tensiones debe hacerse despreciando la resistencia a tracción del hormigón. No se dan criterios para el hormigón en EHE08[1].

Se detallan valores distintos para las armaduras pasivas y para las armaduras activas, en las que se diferencia el caso de adherencia directa y el de adherencia indirecta.

En otros códigos, como el Código Modelo CM-90[4] o del Eurocódigo 2 EC-2[5], se dan criterios de verificación más detallados y más ajustados a la realidad física del estado tensional de las secciones de hormigón pretensado fisuradas.

Para los incrementos de momento que solicita la sección del tablero, se producen alargamientos de las fibras extremas de la cara más traccionada de la sección transversal. La adherencia del acero pasivo es máxima y, en consecuencia, debe acomodar esos alargamientos en longitudes muy reducidas, produciendo recorridos de tensión elevados.

En el acero activo con adherencia indirecta, dada la gran cantidad de cables dentro del tendón y su ubicación aleatoria dentro del mismo, difícilmente la lechada inyectada será capaz de alcanzar una situación para que exista total compatibilidad de deformaciones entre todo el acero y el hormigón. De este modo, la longitud disponible para acomodar los alargamientos que los momentos exteriores producen sobre las fibras extremas de la sección, es mayor y, en consecuencia, el incremento de tensiones menor. Además, la integridad de la inyección con lechada varía con la acumulación de ciclos de carga y va perdiendo efectividad, haciendo más acusado el fenómeno descrito y cargando más el acero pasivo.

En MC-90[4] y en EC-1[5] se propone un coeficiente corrector de las tensiones en acero pasivo que permite tener en cuenta este efecto. El valor del coeficiente corrector en el caso de tendones de pretensado es, aproximadamente: $\eta=1.43$. No se tiene en cuenta, sin embargo, que se produce también una disminución de tensiones en el acero de pretensar.

También se dan criterios para la verificación de la fatiga del hormigón bajo cargas de compresión.

La corrección de tensiones en el acero pasivo propuesta en CM-90[4] o en EC-2[5] responde a una realidad física y debe, por tanto, tenerse en cuenta en el cálculo, corrigiendo el recorrido de tensiones de las armaduras pasivas.

4. IMPLICACIONES DE LA FISURACIÓN DE LA SECCIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO

Se enumeran las repercusiones de una fisuración de la sección bajo cargas de servicio:

- Cambio de la rigidez a flexión de la sección transversal. Implica cambios en las flechas evaluadas y en el comportamiento dinámico del tablero bajo la acción del tráfico real. Las flechas verticales no suelen ser limitantes y los efectos resonantes no acostumbran a dar problemas en tableros hiperestáticos, pero un cambio de las rigideces implica alejarse de la hipótesis para la cual se ha hecho el cálculo dinámico bajo la acción del tráfico ferroviario de alta velocidad. Parece imprescindible garantizar un comportamiento elástico al paso de cualquier formación real a alta velocidad.
- Cambio de rigidez a torsión. El circuito de torsión, cerrado en la sección íntegra, queda abierto en la sección fisurada. Este problema es menos acusado puesto que la hipótesis de máxima torsión difícilmente coincide con la de máxima flexión que es la que provoca la abertura de fisura máxima. Evidentemente sí afecta al comportamiento deformacional en torsión y al alabeo del tablero.
- Tener alturas de fisura elevadas para cargas de servicio afecta a la durabilidad de la estructura en la medida en que afecta a un mayor número de tendones de pretensado y a la lechada de inyección.
- La lechada de inyección sufrirá más cuanto mayor sea la tracción a la que se ve sometida por la actuación de la sobrecarga, viéndose acelerada su degradación y afectando de forma directa a la protección del acero activo, mucho más sensible a la corrosión bajo tensión.
- Una disminución de la protección del acero activo por degradación de la lechada de inyección, agrava los fenómenos de fatiga por fricción, pues las picaduras superficiales serán puntos preferentes de iniciación de fisuras que se añaden a las fisuras generadas por las microimperfecciones superficiales.

5. CRITERIOS DE PROYECTO

5.1. Análisis estructural

- Se calculan las pérdidas de pretensado con un valor del coeficiente de rozamiento de $\mu=0.23$ en lugar del $\mu=0.21$ establecido en EHE08[1], ya que las pérdidas de pretensado reales, obtenidas en obra con relativa asiduidad, tienden a ser superiores a las previstas.

5.2. Análisis seccional

- El análisis seccional para la determinación de los recorridos de tensiones en los materiales, debe hacerse en hipótesis de sección transversal fisurada, despreciando la resistencia a tracción del hormigón, salvo que se diseñe el pretensado característico inferior para que no se supere la resistencia característica a tracción del hormigón.

5.3. Estado Límite de Servicio

- En un puente de ferrocarril, sometido a la acción continua y repetida de sobrecargas móviles cercanas a la máxima, y en un ambiente húmedo, parece más adecuado el uso de un pretensado cercano al completo.
- Una condición de diseño del pretensado razonable pasa por garantizar las rigideces (las características dinámicas), al paso de cualquier formación a alta velocidad en dos

escenarios: Verano, con máximo gradiente de temperatura; Invierno, con máximo rozamiento en teflones e interacción vía estructura.

- Los resultados presentado en este artículo justifican las reglas habituales, basadas en la experiencia, de limitar las tracciones en fibras extremas a, aproximadamente, -1.0MPa para la combinación frecuente de acciones y/o limitar las tracciones máximas a la resistencia media a tracción del hormigón para la combinación característica, considerando en ambos casos el valor nominal del pretensado.
- Con los valores superior e inferior del pretensado se limitan las tracciones máximas teóricas para la combinación frecuente a unos -2.0MPa y a unos -4.5MPa para la combinación característica. De este modo se obtienen cuantías de armado pasivo razonables y se consigue que los recorridos de tensiones en el acero para cargas de fatiga estén suficientemente alejadas de los límites.

5.4. Estado Límite Último de fatiga

- En la verificación a fatiga, si se apuran los valores límite de los recorridos admisibles de tensiones que producen fallo por fatiga, debe tenerse en cuenta la evidencia experimental, recogida en algunas normas, de mayor deslizamiento de la armadura activa con adherencia indirecta, que se traduce en unos mayores valores de sobretensión en el acero pasivo.
- No existe evidencia experimental de la protección que una lechada degradada proporciona sobre el acero activo. La armadura activa es mucho más sensible a la corrosión bajo tensión y por tanto, su durabilidad depende mucho de la calidad e integridad de la inyección.
- Si para las cargas que provocan fatiga se alcanzan valores de recorrido de tensiones en los materiales cercanos a los valores máximos admisibles, la seguridad a fatiga pasa a depender mucho de las pérdidas de pretensado y de la calidad de la inyección.

6. REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO: Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), 2008
- [2] T. POLO, et al: Criterios de diseño de viaductos en varios tramos de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera francesa. Hormigón y acero nº258. Octubre-diciembre 2010.
- [3] MINISTERIO de Fomento: Instrucción de acciones a considerar en puente de ferrocarril (IAPF), 2008.
- [4] CEB-FIB. Código Modelo. CICCO, GEHO-CEB, ATEP. Madrid. 1995
- [5] UNE-ENV 1992 EUROCÓDIGOS: Proyecto de estructuras de hormigón. AENOR 2005