

# ARTÍCULO 3

# Pérdidas de Presfuerzo bajo AASHTO Standard y Eurocódigo 2.

## Pressure Losses under AASHTO Standard and Eurocode 2.

Michael Willy Echalar Flores<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Departamento de Estructuras y Ciencias de los Materiales, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, Tarija, Bolivia.*

<sup>1</sup> **Correspondencia del autor(es):** [michaelechalar@gmail.com](mailto:michaelechalar@gmail.com)

### Resumen:

Este trabajo se centra en el análisis de dos modelos de cálculo de pérdidas de presfuerzo: AASHTO Standard y Eurocódigo 2. El primero porque es de amplio uso en nuestro país desde el ingreso de la técnica del presfuerzo, el segundo por tratarse de uno de los modelos más avanzados a nivel teórico como técnico y servir como base de comparación.

El objetivo es comparar el comportamiento numérico de ambos modelos, ingresando como parámetros valores representativos de materiales utilizados en nuestro medio; se han realizado los cálculos de pérdidas de presfuerzo mediante sistematización en hoja electrónica, usando 3 tipos de secciones y variando las luces.

Las luces analizadas en el caso de las losas son: 5, 6, 7, 8, 9, y 10 metros. Para el caso de la sección soportada por vigas "I-Beam" se analizan luces de: 10, 12.5, 15, 17.5, 20 y 22.5 metros.

Para el tipo soportado por vigas "Bulb-Tee" se analizan luces de: 25, 27.5, 30, 32.5, 35, 40 y 45 metros

El resultado de cada análisis ha sido luego expresado en gráficas comparativas.

Como conclusión se extrae que si bien ambos métodos tienen ventajas y desventajas para su aplicación en el medio; es imposible la recomendación de uno en particular al no existir un estudio que vincule mediciones reales con las calculadas en las que se incluya mediciones del comportamiento real.

**Palabras clave:** Puentes, Presfuerzo, Postensado, Pérdidas de Presfuerzo, Sistematización.

### Abstract

This work focuses on the analysis of two prestress loss calculation models: AASHTO Standard and Eurocode 2. The first because it is widely used in our country since the introduction of the prestress technique, the second because it is one of the more advanced models at a theoretical and technical level and serve as a basis for comparison.

The objective is to compare the numerical behavior of both models, entering representative values of materials used in our environment as parameters; Prestress loss calculations have been made by systematization in an electronic spreadsheet, using 3 types of sections and varying spans.

The lights analyzed in the case of slabs are: 5, 6, 7, 8, 9, and 10 meters. For the case of the section supported by "I-Beam" beams, spans of: 10, 12.5, 15, 17.5, 20 and 22.5 meters are analyzed.

For the type supported by "Bulb-Tee" beams, spans of: 25, 27.5, 30, 32.5, 35, 40 and 45 meters are analyzed

The result of each analysis has then been expressed in comparative graphs.

As a conclusion, it is extracted that although both methods have advantages and disadvantages for their application in the environment; It is impossible to recommend one in particular as there is no study that links real detects with those calculated in which the rheological behavior is detected.

**Keywords:** Bridges, Prestress, Post-tensioning, Prestress Losses, Systematization.

## 1. Introducción.

Siendo Bolivia un país aún en desarrollo, existe mucho trabajo por realizar en el campo de los sistemas de transporte, principalmente en las carreteras; en este sentido es de esperarse que durante mucho tiempo la construcción de éstas y sus estructuras sea una inversión principal del estado.

Desde el punto de vista de la ingeniería, la forma de proteger y asegurar el retorno de los gastos realizados es el conocer la técnica de diseño y como se debe materializar. Dentro del presupuesto de construcción de una carretera, las estructuras generalmente no representan un porcentaje demasiado alto del total; sin embargo, su mal funcionamiento o fallo conduce a gastos elevados como menciona Gjorv, O. E. (2009)..

En el caso particular de los puentes presforzados, es de vital importancia la determinación de las pérdidas de presfuerzo para garantizar el correcto diseño y posterior funcionamiento en servicio de la estructura durante el tiempo de vida útil (Benaim, R. 2008.). En este sentido este trabajo busca una mejor comprensión del fenómeno, particularmente en el caso de puentes simplemente apoyados postensados.

Debido a la disponibilidad actual en el medio local, de varios sistemas de presfuerzo y existiendo algunas variaciones dentro de estos; varios sistemas están basados en el sistema Freyssinet como indica Belmonte, H. (1990). Es práctica frecuente el intercambio de componentes de los mismos, sin embargo, en el momento del cómputo de las pérdidas de presfuerzo no se toman en cuenta las características propias de cada material empleado, ni de los gatos tesadores empleados para la transferencia; usándose valores genéricos tomados de bibliografía o del sistema Freyssinet original. De ésta forma es que los valores calculados no son precisos, ya que dependen de un sinnúmero de variables que el calculista utiliza, basado en su experiencia o conocimiento.

El desarrollo local del postensado que generó el empleo de juntas secas, que es muy exitoso, pero no tiene equivalente en el exterior y no tiene estudios teóricos ni ensayos empíricos que determinen su afectación exacta en el comportamiento del elemento postensado (Subieta, A. 2000.). Dentro del aspecto constructivo, algunas variables a ser mencionadas son los tiempos y momentos para proceder a la inyección o al vaciado de losa, no son controlados con rigurosidad. Estos aspectos no son tomados en cuenta en el momento del cálculo de las pérdidas de presfuerzo ni en las verificaciones realizadas antes de la construcción.

Adicionalmente a esto se debe mencionar también, que no existe una norma específica para el diseño de puentes en Bolivia; la norma empleada por excelencia es la desarrollada por la AASHTO, en su versión llamada Standard (AASHTO. 2002). La cual estuvo en vigencia en los Estados Unidos hasta el año 2004, a partir del cual fue sustituida oficialmente por la más moderna denominada LRFD (AASHTO. 2017). Ésta tiene una concepción más moderna del diseño de estructura y se basa en una filosofía de análisis diferente a la norma anterior.

De acuerdo a literatura norteamericana, ésta última versión no refleja a cabalidad el comportamiento de elementos postensados y a consecuencia de esto, en sus más recientes versiones debió recibir correcciones y mejoras. Es necesario indicar que el sistema de construcción postesada es la más empleada en Bolivia, la adopción de la norma más reciente tiene serios inconvenientes ya que sus coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias están muy vinculados a otros aspectos de la norma los cuales no aplicamos, como ser: control de calidad de ejecución, control de calidad de materiales empleados, control de calidad de fabricación y ensamblaje, y de forma rotunda no realizamos mantenimiento ni inspección de las obras ejecutadas.

De ésta forma, la versión Standard es más adecuada para ser usada, ya que sus factores de seguridad son al momento más representativos de la realidad de la construcción del país. Resumiendo, la Norma AASHTO Standard utiliza el procedimiento ASD (Allowable Stress Design) o WSD (Working Stress Design) para cargas con componentes determinísticas, mientras que la ASHTO LRFD utiliza el procedimiento LRFD (Load and Resistance Factor Design) para obtener factores de mayoración de cargas y minoración de resistencias para cargas asumidas como estocásticas (Hewson, N. 2006). Por lo expuesto anteriormente se hace evidente que es necesario un análisis profundo que revise tanto la norma de cálculo como la obtención de los valores de cálculo referentes a los materiales disponibles en nuestro medio, así como los métodos constructivos y sus tiempos. Como no se han realizado estudios prácticos respecto al grado de aplicabilidad real de la norma AASHTO a las condiciones de nuestro medio, es necesario también contar con valores de referencia, es por esto que se propone incorporar al estudio, los detalles y recomendaciones prácticas de la norma desarrollada por la Unión Europea denominada el Eurocódigo (AENOR. 2000). La consecuencia directa de un cálculo deficiente de las pérdidas de presfuerzo es la mala estimación de la fuerza de tesado inicial. Este hecho afecta al comportamiento de la estructura, ya que valores excesivos de la fuerza inicial generan contraflechas excesivas y esfuerzos mayores a los calculados; fuerzas iniciales en defecto generan la pérdida del esfuerzo de compresión y el desarrollo de flechas superiores a las calculadas y por consiguiente deformación.

De tal forma el Objetivo General del presente trabajo es mostrar el desempeño de los modelos de perdidas de presfuerzo AASHTO Standard y Eurocodigo 2 a partir de la introducción de valores representativos de los materiales empleados en nuestro país.

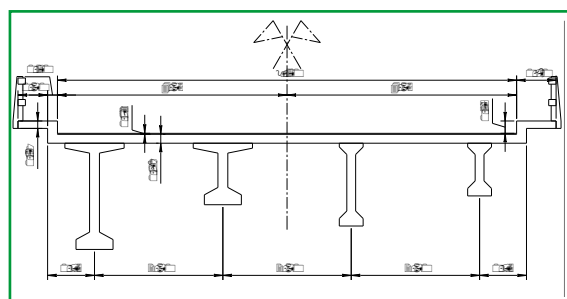


Figura 1 – Sección transversal tipo puente viga losa

Fuente Propia

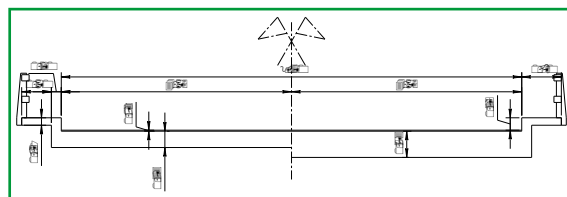


Figura 2 – Sección transversal tipo del puente losa

Fuente Propia

La sección transversal tipo en la mostrada en la figura 1, el ancho de la rodadura es de 9.3m y puede albergar dos carriles de tráfico,

En el caso del sistema viga losa, todos los elementos del tablero permanecen constantes, variando la luz y el tipo de viga empleada. En el caso del sistema de puente tipo losa la geometría se mantiene cambiando únicamente el espesor de la losa, como se muestra en la figura 2.

Las secciones elegidas para el presente trabajo como se mencionó antes, son secciones estándar del Departamento de Transporte de California (Caltrans), se utilizarán las del tipo "I-Beam" y del tipo "Bulb-Tee" tomadas de Nilson, A. (1982) y Nilson, A. (2001). Se han empleado también losas con geometría de tablero constante en las que se varía únicamente el espesor del elemento.

Las luces a analizar en el caso de las losas son: 5, 6, 7, 8, 9, y 10 metros. Para el caso de la sección tipo "I-Beam" se analizan luces de: 10, 12.5, 15, 17.5, 20 y 22.5 metros.

Para el tipo "Bulb-Tee" se analizan luces de: 25, 27.5, 30, 32.5, 35, 40 y 45 metros.

La selección entre la luz de cálculo y la sección empleada está dada a partir de la ecuación de AASHTO Standard que recomienda un peralte en función a la luz como indica también Podolny, W. y Muller, J. (1982).

Los valores característicos de las densidades empleadas son 23.536kN/m<sup>3</sup> para hormigón estructural y 21.575kN/m<sup>3</sup> para la rodadura, se ha empleado una resistencia de 35MPa para las vigas y 21MPa para la losa de acuerdo a recomendaciones de PCI y PTI (1978). Las cargas consideradas son el peso propio de la viga, diafragmas, losa, rodadura, bordillo y acera; se consideró un barandado de 1.35kN/m como las cargas permanentes. En el caso de la carga viva se empleó únicamente la HS-44 de la norma AASHTO Standard, y no el modelo de carga del EUROCODIGO2 debido a que su filosofía de análisis emplea una sobrecarga de mucho más grande que la norma americana, de modo que es más cercana a la concepción usada en AASHTO LRFD y difiere sustancialmente de AASHTO Standard, de modo que no existe una comparación lógica entre los esfuerzos obtenidos.

## 2. Materiales y Métodos.

Se detalla a continuación los elementos desarrollados para la sistematización de pérdidas, mostrando inicialmente los apartados comunes y luego el específico de cada modelo de cálculo. Se muestra el análisis de la sección tipo “Bulb-Tee” BT85 para una luz de 45 metros.

Geometría Transversal				Longitudinal			
x	y	z	W	Nº vigas	Luz	extremo	
m	m	m	kN/m				
barandado			1.350	4.000	45.000 m		
acera	0.600	0.150	2.118			0.150 m	
bordillo	0.200	0.270	1.271				
losa	9.700	0.180	41.094				
rodadura	9.300	0.020	4.013				
diafragma	2.400	1.835	0.250	23.751			

Carga viva	HS20-44	Factores de modificación de carga viva				Impacto		
		Distribución						
		ancho						
		carga viva						
16000.000 lbf		3.350			fe	3.700	1.423	0.181
71.172 kN			1	0.600	0.600	fi	0.597	1.551
			2	1.800	2.400	s	2.491	2.600
			3	1.200	3.600	a	0.859	0.750
			4	1.800	5.400			
			5	1.200	6.600	fi	1.551	2.600

Materiales Hormigón		γ	Wc	fc	Ec	fci	fti	fcs	fts	n
		kg/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
losa	2400.000	23.536	21.000	22458.863	11.550	-1.141	12.600	8.400	-2.282	0.775
vigas	2400.000	23.536	35.000	28994.268	19.250	-1.379	21.000	14.000	-2.946	
rodadura	2200.000	21.575								

Acero Presfuerzo		k	μ	h	Es	RH	A*s	fs	f'y	0.70fs	0.83f'y	0.90f'y	fse	n	CG
				m	MPa	%	m <sup>2</sup>	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		m
		0.003	0.250	0.006	197575.000	80.000	9.87E-05	1861.500	1675.350	1303.050	1390.541	1507.815	1340.280	6.814	0.112

Refuerzo		fy	Es
		MPa	MPa
		420.000	200000.000

Figura 3 – Datos de entrada para vigas

Fuente Propia

En la figura 3 observamos en azul todos los valores que pueden ser introducidos.

Tenemos control de la geometría transversal del tablero, control del número de vigas, la luz de cálculo y la distancia entre punto de apoyo y anclaje, el cálculo del factor de distribución de acuerdo a

AASHTO Standard, las resistencias y densidades de los hormigones empleados, como el cálculo de su módulo de elasticidad y tensiones admisibles. Tenemos las propiedades mecánicas del acero de presfuerzo y refuerzo, tensiones admisibles, sección nominal del torón y estado de humedad relativa.

Cálculo del número de cables									
Cargas	Momento			Esfuerzos					
	D	a	h	q	Inf viga	Sup viga	Inf losa	Sup losa	
	m	m	kN/m	kN m	MPa	MPa	MPa	MPa	
peso propio		0.746	17.569	4447.088	-10.622	10.258			
losa	2.600	0.180	11.015	2788.129	-5.980	6.260			
rodadura	2.600	0.020	1.122	283.976	-0.609	0.638			
diafragmas		15.000	23.751	356.266	-0.764	0.800			
bordillo			0.635	160.854	-0.273	0.138	0.107	0.134	
acera			1.059	268.089	-0.455	0.230	0.178	0.223	
barandado			0.675	170.859	-0.290	0.147	0.114	0.142	
<b>L+I</b>									
camión			71.172	2500.250	-4.244	2.148	1.663	2.078	
impacto			0.181	451.852	-0.767	0.388	0.301	0.376	
<b>TOTAL</b>				11427.363	-24.004	21.006	2.363	2.952	
	A	Wi	Yi	CG	e	nP	A*s	fse	Nº
	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m	m	m	kN	m <sup>2</sup>	MPa	
	1.143	0.589	1.428	0.112	1.316	7724.465	0.000	1340.280	58.387

Figura 4 – Cálculo preliminar de número de torones para viga

Fuente Propia

En la figura 4 vemos el cálculo preliminar del número de torones necesarios para cubrir los requerimientos de la sección para funcionar sin tensiones en el estado de servicio, el cálculo se realiza despejando la fuerza necesaria para que la parte inferior de la sección compuesta este en esfuerzo 0, empleando la tensión máxima permisible del cable luego de todas las pérdidas.

Propiedades geométricas de la sección								
	Yi	Wi	Ki	Ys	Ws	Ks	I	A
	m	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup>	m	m <sup>4</sup>	m <sup>2</sup>
Sección neta	1.094	0.419	0.000	1.056	0.434	0.000	0.458	0.746
Sección hueca	1.120	0.392	0.586	1.030	0.426	0.539	0.439	0.727
Sección homogenizada	1.050	0.466	0.570	1.100	0.445	0.597	0.490	0.781
Sección homogenizada compuesta	1.428	0.589	0.815	0.902	0.932	0.515	0.841	1.143

Figura 5 – Propiedades geométricas de la sección de viga

Fuente Propia

La figura 5 muestra el resumen de las propiedades geométricas de la sección, calculadas a partir de sus dimensiones nominales y de las propiedades mecánicas de los materiales que componen la sección compuesta. Para su cálculo se han tomado en cuenta la diferencia de hormigones, el acero de presfuerzo, agujeros de vainas y relleno con lechada de cemento.

Trayectoria de cables						
Cable	1	2	3	4	5	CG
d'	0.070	0.070	0.070	0.140	0.210	0.112 m
d"	0.475	0.775	1.075	1.375	1.675	1.075 m
y	0.405	0.705	1.005	1.235	1.465	0.963 m
L	22.650	22.650	22.650	22.650	22.650	22.650 m
A	7.89E-04	1.37E-03	1.96E-03	2.41E-03	2.86E-03	1.88E-03
B	-0.036	-0.062	-0.089	-0.109	-0.129	-0.085
C	0.475	0.775	1.075	1.375	1.675	1.075

Figura 6 – Trayectoria parabólica de los cables para viga

Fuente Propia

En la figura 6 vemos cuál es la geometría del trazo parabólico de cada uno de los cables tomado la ordenada en el centro y en el punto de anclaje, la longitud empleada para el cálculo de la trayectoria como de las pérdidas es la luz de cálculo más la distancia entre apoyo y anclaje asumida de la práctica constructiva como 15 centímetros.

Cálculo de pérdidas de presfuerzo						
Cable	1	2	3	4	5	Total
Nº	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	60.000
C	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	
fs	1396.125	1396.125	1396.125	1396.125	1396.125	MPa
<b>Fricción</b>						
tan a	0.036	0.062	0.089	0.109	0.129	
α	0.036	0.062	0.089	0.109	0.129	
y	0.405	0.705	1.005	1.235	1.465	m
L'	22.655	22.665	22.680	22.695	22.713	m
FR	103.339	111.889	120.375	126.831	133.239	MPa
<b>Hundimiento de cono</b>						
x	16.119	15.491	14.935	14.550	14.196	
th	147.086	153.049	158.747	162.949	167.014	
fo'	1249.039	1243.076	1237.378	1233.176	1229.111	
fx'	1322.582	1319.600	1316.751	1314.651	1312.618	
AS	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	MPa
fsi	1292.786	1284.236	1275.750	1269.294	1262.886	MPa
Psi	1.531	1.521	1.511	1.503	1.496	kN
<b>Acortamiento elástico</b>						
fcir	17.696					
ES	60.294	60.294	60.294	60.294	60.294	MPa
<b>Retracción</b>						
SH	27.593	27.593	27.593	27.593	27.593	MPa
<b>Fluencia</b>						
fcds	8.050					
CRc	156.003	156.003	156.003	156.003	156.003	MPa
<b>Relajación del acero</b>						
FR	29.796	35.365	41.002	45.357	49.732	
CRs	17.179	16.789	16.395	16.090	15.784	MPa
<b>Pérdidas totales</b>						
Δfs	200.774	200.385	199.990	199.685	199.379	MPa
fse	1092.011	1083.851	1075.759	1069.608	1063.507	MPa
Pse	0.238	0.237	0.237	0.237	0.236	kN

Figura 7 – Cálculo de pérdidas modelo AASHTO Standard para vigas

Fuente Propia

En la figura 7 vemos el cálculo detallado de pérdidas de cada cable, las ecuaciones empleadas corresponden a cabalidad a las del modelo.

Cargas	Momento		Esfuerzos				y
	q		Inf viga	Sup viga	Inf losa	Sup losa	
	kN/m	kN m	MPa	MPa	MPa	MPa	m
peso propio	17.569	4447.088	-11.348	10.442			
presfuerzo c1	1.531	1.607	6.207	-1.669			
c2	1.521	1.597	6.166	-1.657			
c3	1.511	1.586	6.126	-1.647			
c4	1.503	1.473	5.826	-1.391			
c5	1.496	1.361	5.529	-1.138			
Σ			<b>18.507</b>	<b>2.940</b>			0.063
c1	-0.071	-0.075	-0.290	0.078			
c2	-0.071	-0.075	-0.290	0.078			
c3	-0.071	-0.075	-0.290	0.078			
c4	-0.071	-0.070	-0.277	0.066			
c5	-0.071	-0.065	-0.264	0.054			
Δl			-1.409	0.354			
Σ iniciales			<b>17.098</b>	<b>3.294</b>			0.056
losa	11.015	2788.129	-5.980	6.260			
rodadura	1.122	283.976	-0.609	0.638			
diafragmas	15.000	356.266	-0.764	0.800			
Σ			-7.353	7.697			
Σ intermedias			<b>9.745</b>	<b>10.991</b>			-0.005
bordillo	0.635	160.854	-0.273	0.138	0.107	0.134	
acera	1.059	268.089	-0.455	0.230	0.178	0.223	
barandado	0.675	170.859	-0.290	0.147	0.114	0.142	
Σ			-1.018	0.515	0.399	0.498	
c1	-0.238	-0.323	-0.756	0.069	0.007	0.060	
c2	-0.237	-0.322	-0.755	0.069	0.007	0.060	
c3	-0.237	-0.322	-0.753	0.069	0.007	0.060	
c4	-0.237	-0.305	-0.724	0.055	-0.004	0.046	
c5	-0.236	-0.288	-0.695	0.040	-0.015	0.032	
Δd			-3.682	0.303	0.001	0.259	
Σ en vacío			<b>5.045</b>	<b>11.809</b>	<b>0.400</b>	<b>0.758</b>	-0.027
camión	71.172	2500.250	-4.244	2.148	1.663	2.078	
impacto	0.181	451.852	-0.767	0.388	0.301	0.376	
Σ			-5.011	2.536	1.964	2.453	
Σ en servicio			<b>0.034</b>	<b>14.344</b>	<b>2.364</b>	<b>3.211</b>	-0.058

Figura 8 – Tensiones modelo AASHTO Standard para vigas

Fuente Propia

La figura 8 muestra la evolución de las tensiones en la viga y en la losa, los efectos del presfuerzo han sido calculados para cada cable de manera independiente, en función a sus pérdidas y excentricidades.

Acortamiento elástico					
n	5.000				
j	0.400				
s c	17.696				
el	48.235	48.235	48.235	48.235	48.235
					MPa
<b>Retracción</b>					
e	0.000				
s	39.769	39.769	39.769	39.769	39.769
					MPa
<b>Fluencia</b>					
f	1.494				
s cQP	5.397				
c	43.612	43.612	43.612	43.612	43.612
					MPa
<b>Relajación del acero</b>					
r	2.500				
t	500000				
m	0.694	0.690	0.685	0.682	0.678
s pr	49.216	47.904	46.634	45.689	44.769
r	31.254	30.420	29.614	29.014	28.430
					MPa
<b>Pérdidas totales</b>					
Δfs	114.635	113.802	112.995	112.395	111.811
fse	1178.151	1170.434	1162.754	1156.898	1151.075
Pse	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132
					kN

Figura 9 – Cálculo de pérdidas modelo Eurocódigo 2 para vigas

Fuente Propia

La figura 9 muestra el cálculo detallado de pérdidas de acuerdo al modelo Eurocódigo 2. El cálculo de las pérdidas debido a fricción y hundimiento de cono, al ser iguales no se repite. El resto de los cálculos ha sido realizado a cabalidad empleando las ecuaciones. En el caso de las pérdidas diferidas; como se muestra más adelante ha sido necesario calcular el comportamiento reológico de la sección.

Vemos en la figura 10 el desarrollo de las tensiones en la viga tomando en cuenta las pérdidas del modelo europeo, la acción de la carga viva se ha mantenido empleando la sobrecarga americana, ya que debido a su magnitud no puede compararse directamente como se ha explicado en el capítulo tercero.

Cargas	Momento		Esfuerzos				y
	q		Inf viga	Sup viga	Inf losa	Sup losa	
	KN/m	KN m	MPa	MPa	MPa	MPa	m
peso propio	17.569	4447.088	-11.348	10.442			
presfuerzo							
c1	1.531	1.607	6.207	-1.669			
c2	1.521	1.597	6.166	-1.657			
c3	1.511	1.586	6.126	-1.647			
c4	1.503	1.473	5.826	-1.391			
c5	1.496	1.361	5.529	-1.138			
Σ			<b>18.507</b>	<b>2.940</b>			0.063
c1	-0.057	-0.060	-0.232	0.062			
c2	-0.057	-0.060	-0.232	0.062			
c3	-0.057	-0.060	-0.232	0.062			
c4	-0.057	-0.056	-0.221	0.053			
c5	-0.057	-0.052	-0.211	0.043			
Δi			-1.127	0.283			
Σ iniciales			<b>17.380</b>	<b>3.223</b>			0.057
losa	11.015	2788.129	-5.980	6.280			
rodadura	1.122	283.976	-0.609	0.638			
diafragmas	15.000	356.266	-0.764	0.800			
Σ			-7.353	7.697			
Σ intermedias			<b>10.027</b>	<b>10.920</b>			-0.004
bordillo	0.635	160.854	-0.273	0.138	0.107	0.134	
acera	1.059	268.089	-0.455	0.230	0.178	0.223	
barandado	0.675	170.859	-0.290	0.147	0.114	0.142	
Σ			-1.018	0.515	-0.399	0.498	
c1	-0.136	-0.184	-0.432	0.040	0.004	0.034	
c2	-0.135	-0.183	-0.429	0.039	0.004	0.034	
c3	-0.134	-0.182	-0.425	0.039	0.004	0.034	
c4	-0.133	-0.171	-0.407	0.031	-0.002	0.026	
c5	-0.132	-0.161	-0.390	0.023	-0.009	0.018	
Δd			-2.083	0.171	0.001	0.147	
Σ en vacío			<b>6.926</b>	<b>11.607</b>	<b>0.400</b>	<b>0.645</b>	-0.019
camión	71.172	2500.250	-4.244	2.148	1.663	2.078	
impacto	0.181	451.852	-0.767	0.388	0.301	0.376	
Σ			-5.011	2.536	1.964	2.453	
Σ en servicio			<b>1.915</b>	<b>14.142</b>	<b>2.364</b>	<b>3.099</b>	-0.050

Figura 10 – Tensiones modelo Eurocódigo 2 para vigas

Fuente Propia

Resistencia característica	fck	35.000 MPa		
Sección transversal de hormigón	Ac	0.746 m <sup>2</sup>		
Perímetro expuesto	u	5.050 m		
Edad del hormigón al cargarse	t0	30.000 días		
Temperatura ambiente	T	20.000 °C		
Humedad relativa del ambiente	RH	80.000 %		
Tipo de cemento	Class	N		
Edad del Hormigón al fin de curado	ts	7.000 días		
	fc	43 Mpa		
	ho	295.6292 mm		
<b>Retracción</b>			<b>Fluencia</b>	
α1	0.866	kh	0.75	
α2	0.960	brh	0.756	
α3	0.902	a ds1	4	
α	0	a ds2	0.12	
φrh	1.209	e cd0	2.53E-04	
tT	29.944	eca8	6.25E-05	
tOT	29.944			
b(fcm)	2.562			
b(to)	0.482			
bh	881.669			
f0	1.494	bds(t,ts)	1.000	
t	1E+300	bas(t)	1.000	
b(t,to)	1.000	ecd(t)	1.911E-04	
f(t,to)	1.494	eca(t)	6.250E-05	
		ecs	2.536E-04	

Figura 11 – Modelo reológico Eurocódigo 2

Fuente Propia

La figura 11 muestra el cálculo de la evolución reológica de la pieza tanto en retracción como en fluencia, necesario para el cálculo de las pérdidas

respectivas. Este modelo tiene la ventaja de proporcionar un cálculo más preciso, sin embargo, requiere de varios parámetros que muchas veces son desconocidos. El cálculo mediante el modelo americano arroja magnitudes muy similares que requieren muchos menos datos de entrada.

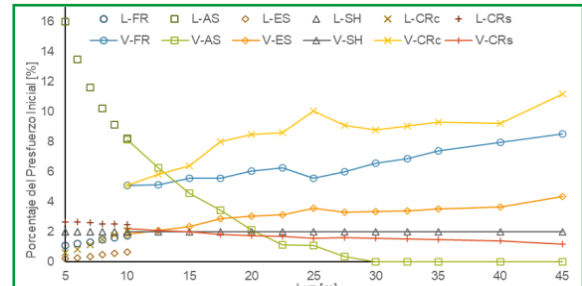


Figura 12 – Análisis de sensibilidad modelo AASHTO

Fuente Propia

### 3. Resultados.

En la figura 12 observamos el desarrollo del modelo AASHTO Standard, su evolución en magnitud es mayor al desarrollo mostrado por el modelo europeo. Se observa que el comportamiento de las funciones es lineal.

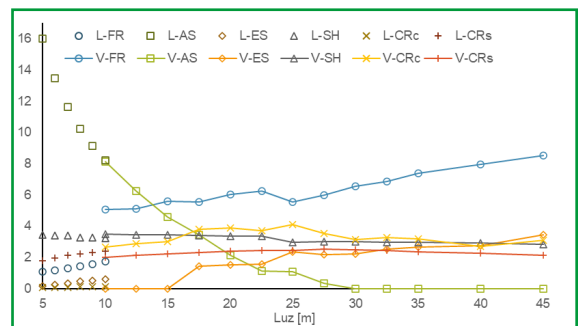


Figura 13 – Análisis de sensibilidad modelo Eurocódigo 2

Fuente Propia

En la figura 13 se observa el desarrollo de las pérdidas de acuerdo al modelo Eurocódigo 2, en contraste con el modelo americano el desarrollo de las mismas es un poco más suave y en magnitud es en general menor. Las funciones son más complejas y tienen una tendencia convergente.



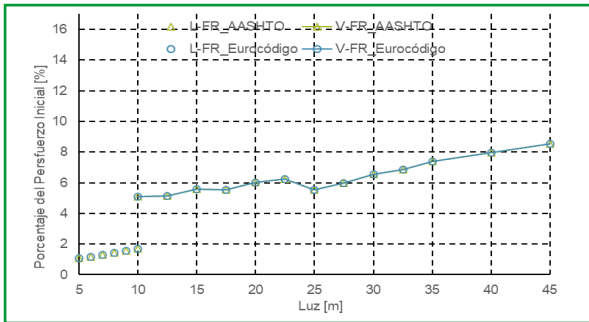


Figura 14 – Pérdidas por Fricción

Fuente Propia

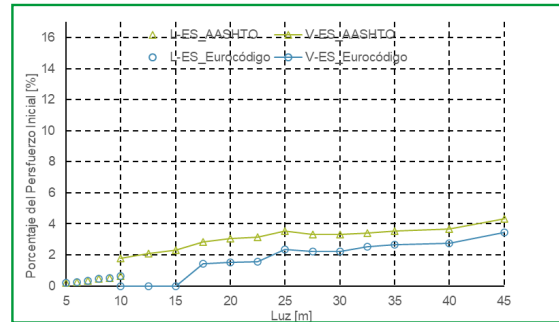


Figura 16 – Pérdidas por Acortamiento elástico

Fuente Propia

Es evidente en la comparación de la figura 14 que el concepto de la pérdida de fricción es exactamente igual en ambos modelos, en el apartado de 10 metros se observa claramente el cambio del sistema estructural de losa a viga, el salto en este punto es debido a que el cambio de una excentricidad pequeña en la losa a uno mayor en la viga genera una mayor variación angular de modo que la pérdida es mayor para la viga.

El concepto de la pérdida por acortamiento elástico es prácticamente el mismo en ambos modelos como se observa en la figura 16, su diferencia está en el término que indica la influencia de los tesaos sucesivos de los cables, en el caso del modelo AASHTO Standard el valor es constante en 0.5, en el caso del EURO CÓDIGO 2 la relación tiene la forma  $(n-1)/(2n)$ , en el caso de las losas, al ser varios cables, el termino tiende a 0.5 siendo prácticamente igual el valor de la pérdida, en el caso de vigas en el modelo europeo si se tiene un único cable la pérdida es 0 ya que no hay tesaos posterior, como ocurre en la realidad. El modelo americano en este caso permite calcular la pérdida. En vigas con 2 cables o más y a medida que aumenta el número de cables se observa que la pérdida tiende a ser igual.

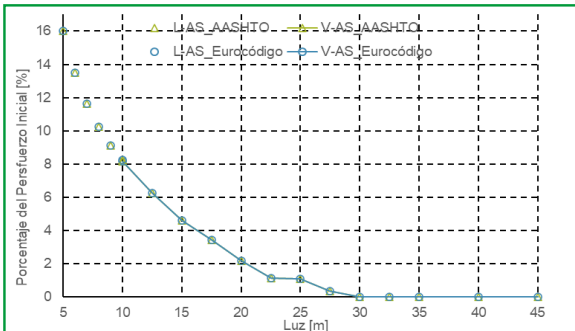


Figura 15 – Pérdidas por Hundimiento de cono

Fuente Propia

Al igual que en el apartado anterior el concepto de pérdida por hundimiento de cono es el mismo en ambas normas, se observa en la figura 15 claramente su gran influencia en la zona de las losas debido a su corta longitud, en las vigas a partir de una luz de 27.5 metros su influencia ya no llega al centro de la luz, de modo que la pérdida no se considera.

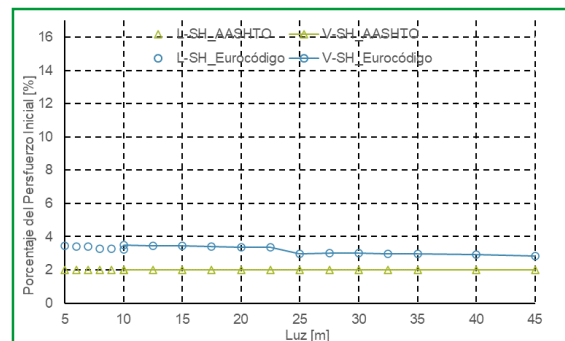


Figura 17 – Pérdidas por Retracción

Fuente Propia

El la figura 17 se observa claramente que para AASHTO Standard el desarrollo de la pérdida por retracción depende únicamente de la humedad relativa, en contraste con el modelo europeo el cual se calcula la pérdida a partir de la deformación por retracción de la pieza. Sin embargo, la magnitud de la pérdida calculada por el método europeo en promedio es constante, por lo que para fines prácticos y en el caso de no contar con información detallada de la reología y al no estar encadenado a otro cálculo el modelo AASHTO Standard tiene un desempeño aceptable.

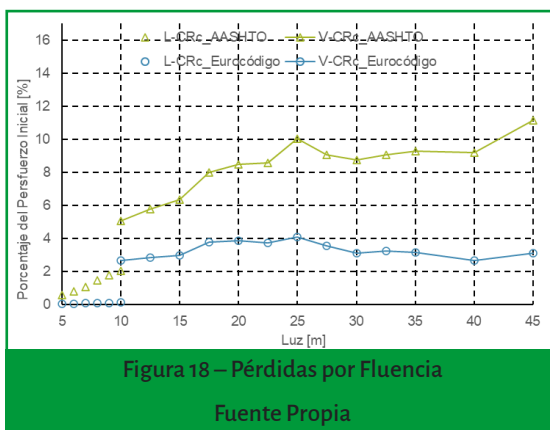


Figura 18 – Pérdidas por Fluencia  
Fuente Propia

La figura 18 muestra claramente que en el caso de la retracción el modelo americano tiene una tendencia a maximizar la pérdida. En contraste el modelo europeo es más conservador y utiliza además para su cálculo el coeficiente de retracción de la pieza.

A diferencia del modelo americano su desarrollo es en promedio constante. En ambos modelos se observa en el cambio de losa a viga la influencia del nivel de los esfuerzos generados en la sección por las cargas permanente. En la zona de losa se observa la diferencia del concepto de la pérdida. El caso europeo es una función que tiende a un valor constante, en el caso americano se evidencia que se trata de una función lineal ascendente mucho más simple. El modelo americano este aspecto es bastante sencillo ya que toma en cuenta solamente el estado tensional. En contraste, el modelo europeo utiliza parámetros reológicos para el cálculo.

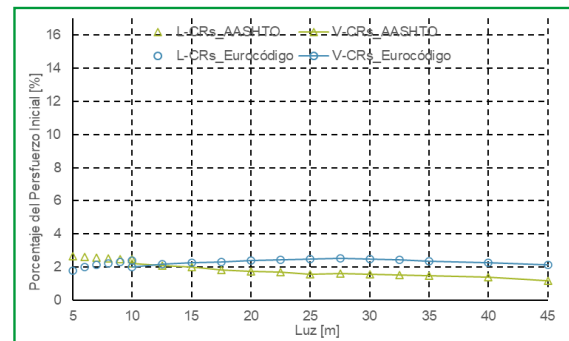


Figura 19 – Pérdidas por Relajación del Acero  
Fuente Propia

En la figura 19 podemos observar que en ambos modelos el cálculo de la pérdida por relajación del acero es en magnitud muy similar. Sin embargo, el modelo americano se basa únicamente en el estado tensional de la pieza y utiliza relaciones lineales con la pérdida por fricción para su cálculo. El modelo europeo es mucho más complejo y utiliza aparte del coeficiente de fluencia, la curva de relajación propia de material. Si bien en ambos casos la magnitud de la pérdida no es tan grande, el modelo americano parecería demasiado simple, el modelo numéricamente es más robusto y en teoría estaría arrojando un valor más próximo al real.

A continuación, la figura 20, muestra el desarrollo del total en función de la luz y el tipo de elemento, vemos claramente la tendencia del modelo americano a entregar valores mayores a los calculados por el modelo europeo, como referencia se ha calculado también el promedio de ambos valores. Podemos observar que, si bien la magnitud de las pérdidas tiene una tendencia opuesta, la forma de la curva en muy similar en ambos casos.

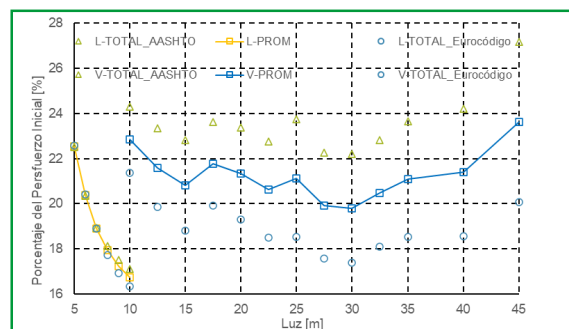


Figura 20 – Pérdidas Totales  
Fuente Propia

Es importante observar el tramo de las losas comprendido entre los 5 y 10 metros en el cual la pérdida decrece con la longitud del elemento, esto es debido principalmente al efecto de la pérdida por hundimiento de anclaje, en los elementos cortos existe gran influencia a medio tramo, a medida que el elemento crece en luz, el área de efecto se disipa de modo que la pérdida se reduce en magnitud y reduce la suma.

#### 4. Discusión.

La principal contribución de este trabajo ha sido develar la magnitud de las diferencias encontradas aplicando AASHTO Standard y Eurocódigo 2, a partir de su desempeño usando como datos de entrada valores característicos de los materiales usados en el medio. Siendo el segundo más avanzado tiene ya características de ser estocástico y no determinístico como el primero.

Se corrobora que la reología del hormigón es muy importante para el pronóstico de cualquier evento dependiente del tiempo.

En casos conservadores con pocos datos, se desempeña mejor el modelo AASHTO Standard. En casos rigurosos y donde hay datos, se puede realizar una predicción más precisa mediante el empleo del Eurocódigo 2.

Sin embargo, es imposible la recomendación de un método en particular al no existir un estudio que vincule mediciones reales con las calculadas, en las que se además se incluya el control y mediciones del comportamiento reológico.

#### 5. Bibliografía.

- ◻ AASHTO. (2002). Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ◻ AASHTO. (2017). LRFD Bridge Design Specifications 8Th Edition. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ◻ AENOR. (2000). Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Asociación Española de Normalización y Certificación.
- ◻ Belmonte, H. (1990). Puentes 4ta Edición. La Paz: Imprenta Ramírez.
- ◻ Benaim, R. (2008). The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and Principles. Oxon: Taylor & Francis.
- ◻ Gjorv, O. E. (2009). Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments. New York: Taylor & Francis.
- ◻ Hewson, N. (2006). Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction. London: Thomas Telford Publishing.
- ◻ Nilson, A. (1982). Diseño De Estructuras De Concreto Presforzado. México: Limusa.
- ◻ Nilson, A. (2001). Diseño De Estructuras De Concreto. Bogotá: McGraw-Hill.
- ◻ PCI y PTI (1978). Precast Segmental Box Girder Bridge Manual. Chicago: Prestressed Concrete Institute & Post-Tensioning Institute.
- ◻ Podolny, W. y Muller, J. (1982). Construction And Design Of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York: John Wiley & Sons.
- ◻ Subieta, A. (2000). Hormigón Pretensado. La Paz, Ed. Sagitario.