

COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LOS LÍMITES DEL COEFICIENTE DE ESBELTEZ EN PRESAS BÓVEDAS

Carmen María Baena Berrendero¹

RESUMEN: Desde 1953 (Kaech A. & Lombardi G.) existe un concepto geométrico importante en presas bóvedas denominado coeficiente de esbeltez. Este coeficiente C está directamente relacionado con el cuadrado de la superficie media desarrollada de la presa e inversamente relacionado con el volumen y la altura de la presa. A pesar de las simplificaciones inherentes a una fórmula sencilla, el análisis de este coeficiente ligado a la fisuración por tensiones tangenciales y/o por tensiones normales de presas existentes, ha permitido a diversos autores fijar límites de éste en función de la altura para asegurar un mínimo volumen de hormigón que, convenientemente distribuido, pueda garantizar el buen comportamiento tensional de la presa.

En este artículo, se ha obtenido este coeficiente para un gran número de presas en todo el mundo y se propone una actualización de estos límites. También se han analizado los problemas de fisuración que ha tenido alguna de estas presas debido precisamente a problemas de esbeltez.

¹ JESÚS GRANELL, INGENIEROS CONSULTORES SL.

1. INTRODUCCIÓN

La presa bóveda o arco de doble curvatura es una tipología que aprovecha al máximo su forma para resistir las acciones a las que se ve sometida, principalmente la carga hidrostática del embalse. Su hiperestaticidad la dota de un elevado grado de seguridad (entre 7 y 12) frente al aumento de las cargas hidrostáticas, como se pudo comprobar, por ejemplo, en el episodio de vertido en la presa de Vajont (Italia) debido a un gran deslizamiento dentro del vaso.

También es sabido que muchas presas de esta tipología han sufrido fenómenos de fisuración de menor o mayor importancia (Ref. 20).

Se centra esta ponencia en el análisis de las fisuraciones documentadas provocadas por una excesiva esbeltez de la estructura, denominando como tal a un factor geométrico C creado en 1953 por Kaech y Lombardi (Ref. 1), que ha permitido hasta nuestros días evaluar, de modo preliminar (dado que no se tienen en cuenta factores tan determinantes como la cimentación), el mínimo volumen que, adecuadamente distribuido, debe tener una presa bóveda para evitar problemas por esbeltez, una vez fijado un límite a este factor. Incluso, en la presa de Kouga se utilizó para evaluar su rehabilitación (Ref. 15).

Estos autores definieron un parámetro adimensional, el **Coefficiente de Esbeltez** C como:

$$C = \frac{F^2}{VH}$$

Donde:

F es el área desarrollada de la presa. Igual a la longitud media por la altura máxima.

V es el volumen.

H es la máxima altura de la presa.

El espesor medio (e) de la presa se puede obtener dividiendo el volumen por el área desarrollada de la presa, resultando:

$$C = \frac{F}{He} = \frac{Lmed}{e}$$

Desde los inicios de su definición se ha intentado definir límites a este valor como referencia para evitar problemas de esbeltez.

2. LIMITES DEL COEFICIENTE DE ESBELTEZ

Primeramente, fue un valor único, concretamente 15, fijado por uno de los autores (Lombardi G., Ref. 3).

Posteriormente, en 1991 y con motivo de la reparación de la presa de Kolnbrein, se limitó en función de la altura, con una hipérbola equilátera, $C_{lim}H=3000$ m, denominada curva de Lombardi y que se ha usado extensamente.

Qinweng, en 2001, modificó la curva límite introduciendo la resistencia a compresión del hormigón, de modo que, para un valor de 10 MPa, se obtenía $C_{lim}H = 3400$ m, algo menos restrictiva que la citada anteriormente (Ref. 13).

En 2011, Bin y Xiaochun, proponen una nueva curva, en este caso en función de la resistencia a tracción y en vez de relacionarla con la altura, la relacionan con un parámetro adimensional λ (altura/ancho de la cerrada), de modo que, para 1,5 MPa para la resistencia a tracción, se obtiene una recta $C_{lim}=51\lambda$. En esta publicación se cita que el límite para Lombardi era una recta $C_{lim}=25-0,05H$, sin constar así en la referencia citada por los autores, aunque para presas entre 200 y 300 m de altura dan resultados similares (Ref. 13).

Si representamos en un gráfico H en abscisas y C en ordenadas un gran número de presas junto con la curva límite más usada ($C_{lim}H = 3000$ m):

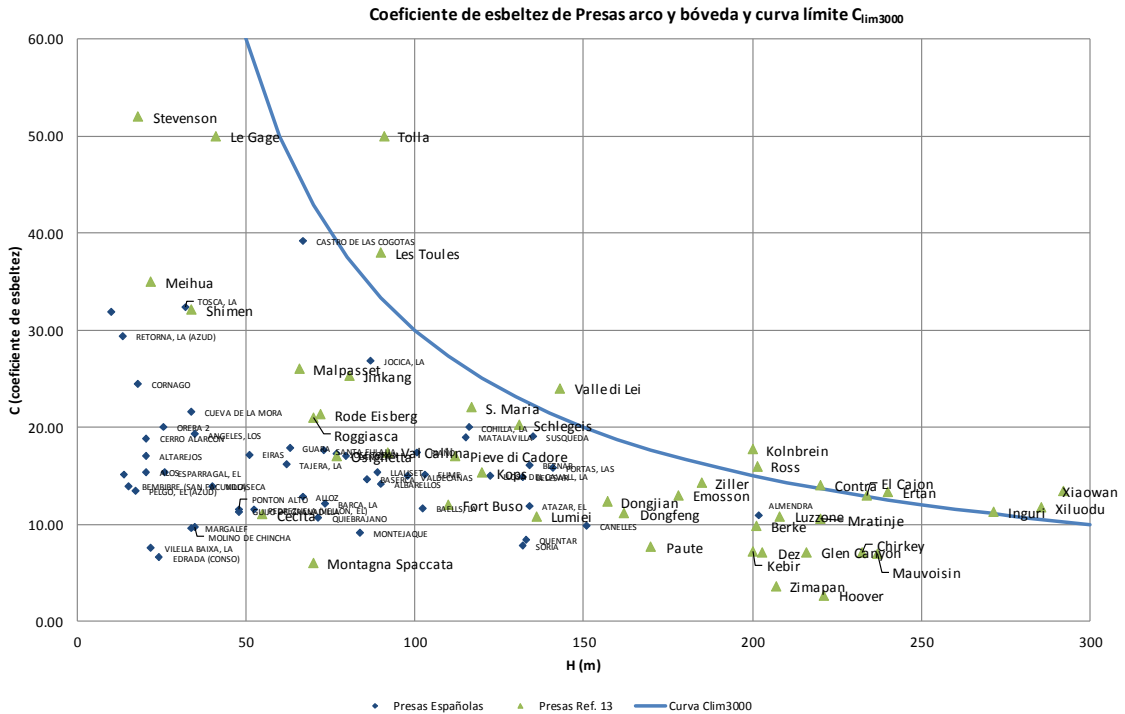


Figura 1: Gráfica H-C para diversas presas con curva límite $C_{lim3000}$

Estar por debajo de la curva límite por esbeltez, denominada $C_{lim3000}$, no evita los problemas de fisuración (provocada por la superación de la resistencia a tracción) por otros motivos; pero del análisis de las presas que se han fisurado cercanas a la curva se ha intentado determinar la causa de fisuración (flexión, cortante, tracción,..) y el papel que ha jugado la esbeltez en el fallo.

Se adjuntan los mecanismos de rotura de modo esquemático en 3 casos: tracción, cizalladura en el plano y cizalladura en plano perpendicular (desgarro), con las fisuras asociadas:

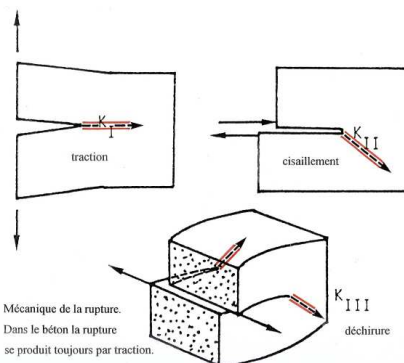


Figure 24 : Mécanique de la rupture. Dans le béton la rupture se produit toujours par traction.

Figura 2: Esquemas de fisuración (Ref. 11)

Y concretamente para 4 presas fisuradas (Le Gage, Atazar, Zeuzier y Kolbrein) se representan las fuerzas normales de compresión en abscisas positivas y las tangenciales en ordenadas (y sus correspondientes tensiones σ y τ) y el esquema de fisuras para cada una de ellas:

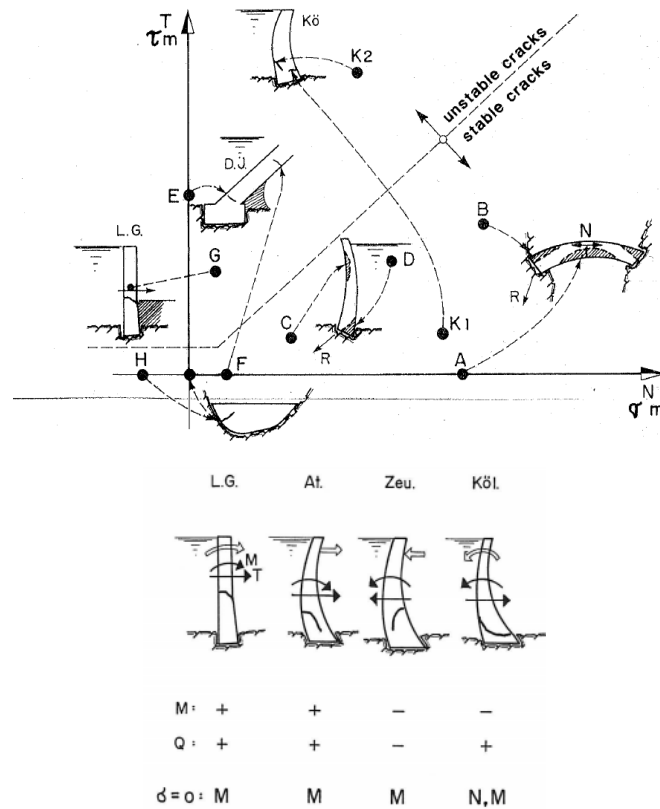


Figura 3: Tipología de grietas en presas arco (Lombardi G. Ref. 5)

La línea que separa las fisuras estables de las inestables es la resistencia del hormigón, considerado como un material Mohr-Coulomb. En Ref. 2 se analiza de modo detallado esta curva intrínseca de resistencia del material, con el ejemplo de un hormigón de resistencia a compresión de 30 MPa y con factores de seguridad a compresión y a tracción distintos (4 y 2, respectivamente: ver curva azul). La curva en rojo representa esta misma curva para un hormigón HM-25 (con coeficientes 3, que son los utilizados en España para situación normal). A partir de una resistencia a compresión de 8,3 MPa y de 0,6 MPa a tracción, se puede representar el recinto de esfuerzos admisibles como muestra en la imagen de la derecha (con la representación de una zona con σ_1 - σ_3):

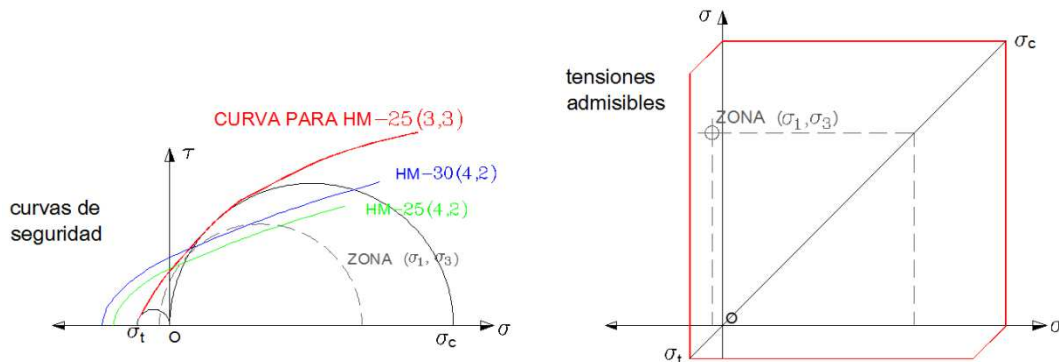


Figura 4: Curvas intrínsecas del hormigón y zona de esfuerzos admisibles

La representación en el gráfico de esfuerzos admisibles de los valores σ_1 - σ_3 de cada elemento finito tras un cálculo numérico permite realizar la comprobación tensional necesaria (aunque dependiente de los factores de seguridad dados por la normativa que se aplique).

Es preciso hacer notar que aumentar la resistencia del hormigón no debe utilizarse para cumplir las tensiones admisibles. De hecho, en la Guía técnica N° 1 del Comité Español de Grandes presas se dice: "Se aconseja evitar la utilización de hormigones con resistencias características muy elevadas, de más de 250 kg/cm² aproximadamente que, si bien permitirían estructuras más esbeltas, agravan el problema térmico".

Para tener en cuenta estos mecanismos de rotura en la curva límite por esbeltez, se han reinterpretado las expresiones del coeficiente de esbeltez límite (Fanelli M., Lombardi G., 1992) para cumplir tanto un criterio de tensiones tangenciales en el contacto como un criterio de tensiones normales máximas de arco, ambas dependientes de la forma de la cerrada definida por los parámetros geométricos de α y β que se detallan en la siguiente figura:

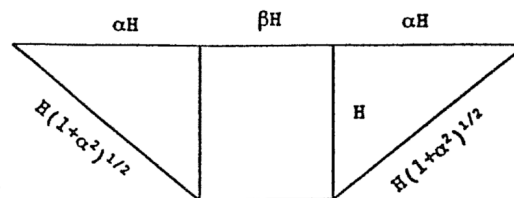


Figura 5: Esquema del longitudinal desarrollado (Ref. 7)

Recuperando ambas ideas, la primera que la curva límite debe depender no sólo de la altura de la presa, sino de la forma de la cerrada y la segunda, que depende del criterio de fallo, se ha analizado en profundidad la obtención de las siguientes curvas límite de Fanelli y Lombardi:

Para tensiones tangenciales:

$$C_{limQ} H \leq 240 \zeta \quad \left\{ \quad \zeta = \frac{(\alpha + \beta)(\beta + 2 \cdot \sqrt{1 + \alpha^2})}{\left(\frac{\beta}{2} + \frac{\alpha}{3}\right)} \right. \text{ factor geométrico de la cerrada.}$$

Representando distintas combinaciones de α y β , y entrando en abscisas con el valor adimensional L_{med}/H se observa que $C_{lim}H$ varía entre 1000 y 7000, por lo que usar un valor medio penaliza a las cerradas anchas y deja del lado de la inseguridad a las estrechas (necesitarían C_{lim} menores).

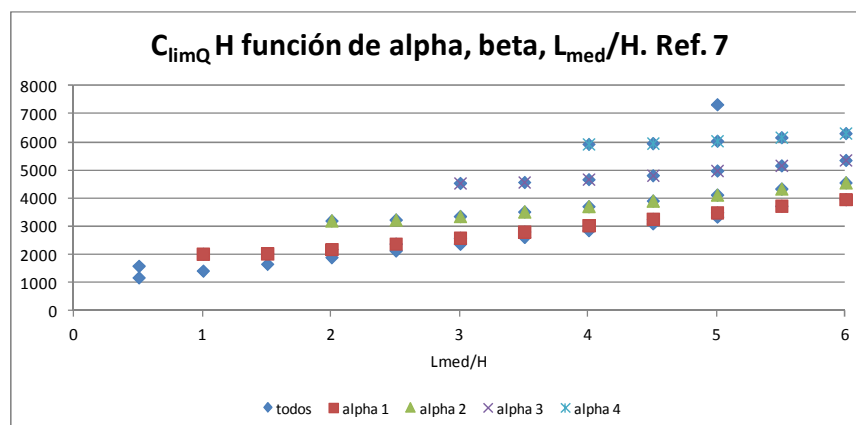


Figura 6: Gráfica L_{med}/H - $C_{limQ}H$ función de α y β . Criterio por τ

Y para tensiones normales:

$$C_{\text{limT}} H^{0,7} \leq 762(\alpha + \beta)^{-0,7}$$

El gráfico correspondiente se adjunta a continuación:

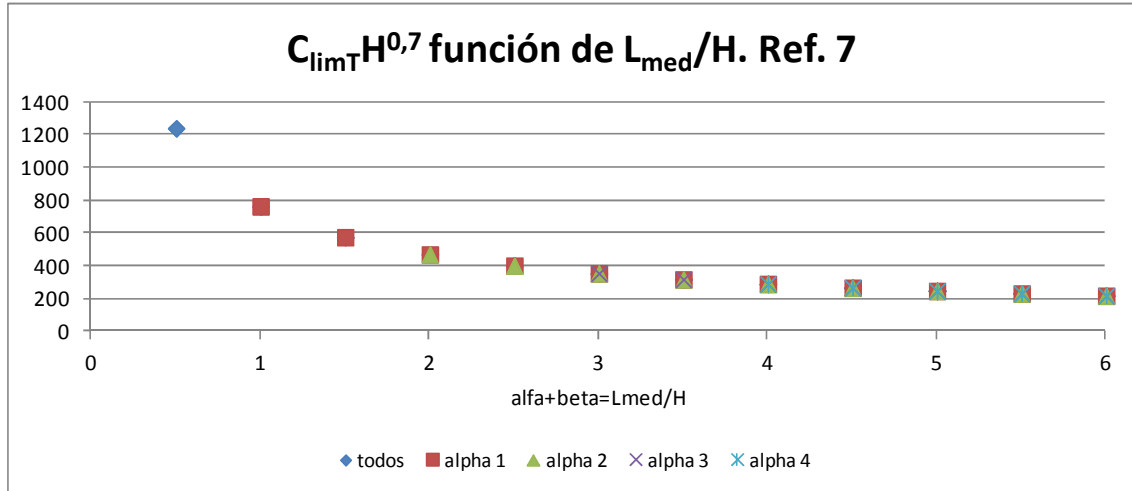


Figura 7: Gráfica L_{med}/H - $C_{\text{limT}}H^{0,7}$ función de α y β . Criterio por σ_n

En este caso, al variar $C_{\text{limT}}H^{0,7}$ entre 200 y 1200, $C_{\text{limT}}H$ variaría entre 1000 y 7000 aproximadamente, con la misma consideración hecha anteriormente, aunque se quedarían del lado de la inseguridad en este caso las cerradas anchas y se penalizarían las estrechas.

3. NUEVOS LÍMITES EN LA CURVA DE ESBELTEZ PROPUESTOS

Tras el análisis de los límites por cortante y por tensiones normales y con las consideraciones realizadas anteriormente, se ha creído conveniente actualizar las condiciones límites de tensiones tangenciales y tensiones normales y hacerlas dependientes de las resistencias correspondientes del hormigón, una vez aplicados los coeficientes de seguridad necesarios:

$$C_{\text{limQ}} = 133\tau_{\text{máx}} \frac{\zeta}{H}$$

$$C_{\text{limT}} = 116\sigma_{\text{cmáx}} H^{-0,7}$$

Siendo $\tau_{\text{máx}}$ la tensión tangencial máxima para evitar la fisuración, que los autores estimaron en 3 MPa y $\sigma_{\text{cmáx}}$ la tensión normal máxima a compresión, que estimaron en 6 MPa (y que son los valores utilizados en los siguientes apartados, si bien, para un hormigón tipo HM-25 $\tau_{\text{máx}}$ sería igual a 2 MPa).

Se han realizado algunos ajustes a las formulaciones: estimar que el espesor medio de la bóveda es aproximadamente 0,6 el espesor medio de la huella en la cimentación (se consideraba igual), eliminar la dependencia de la forma de la cerrada en la segunda expresión una vez fijado el ángulo central, etc.

4. PRESAS CON PROBLEMAS DE ESBELTEZ

Teniendo como referencia la gráfica de la figura 1, se han analizado las fisuraciones de presas cercanas a la curva límite de Lombardi, destacando:

LE GAGE (FRANCIA)

De 46 m de altura, 143 m de longitud, data de 1955 y se utilizó como una presa experimental a escala natural.

Los parámetros geométricos son: $\alpha = 0,96$; $\beta = 1,56$; $\zeta = 9,94$. Por lo que el coeficiente de esbeltez resulta ser de 50. Con el límite $C_{lim3000}$, se tendría un valor mayor (65,2) por lo que cumpliría el criterio. Se adjunta un gráfico con las nuevas curvas propuestas y con un perfil longitudinal esquemático:

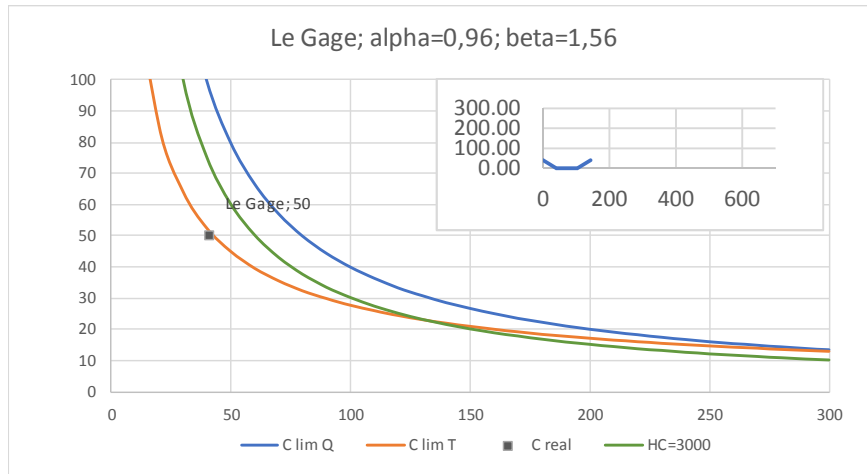


Figura 8: Nuevas curvas límite presa Le Gage

Con las nuevas curvas, está muy cerca del límite por tensiones normales (49). Se fisuró en cara de aguas abajo, según el esquema de Lombardi que se adjunta en la figura de la izquierda; a la derecha, se muestran la presa original y la nueva aguas arriba, proyectada con un coeficiente de esbeltez de 25:

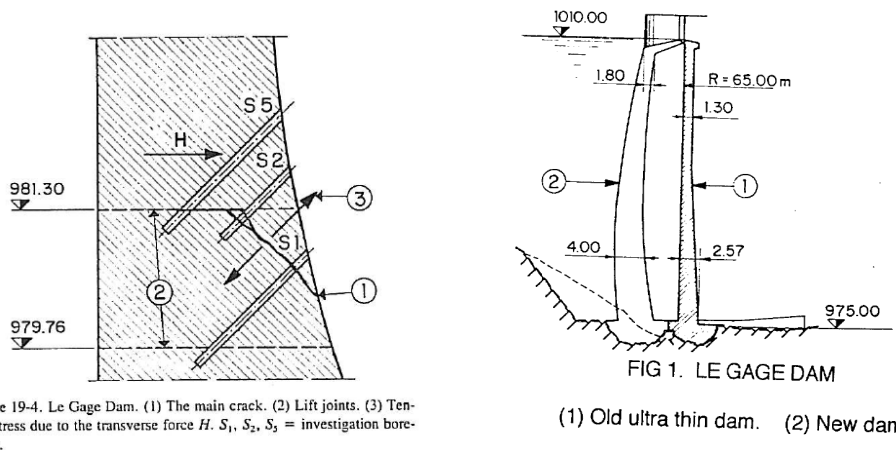


Figura 9: Fisuración (Ref. 4) y ménsulas de presa antigua y nueva (Ref. 12)

LES TOULES (SUIZA)

De 86 m de altura, la primera presa fue construida como presa arco de simple curvatura en 1958. El recrecimiento se llevó a cabo en 1960-1964 y se convirtió en presa bóveda. El diseño era de forma muy esbelta sin engrosamiento del estribo. La longitud de coronación es de 460 m.

Los parámetros geométricos son: $\alpha = 2,18$; $\beta = 0,76$; $\zeta = 14,74$. Por lo que el coeficiente de esbeltez resulta ser de 38. Con el límite $C_{lim3000}$, se tendría un valor menor (35) por lo que no cumpliría el criterio. Se adjunta un gráfico con las nuevas curvas propuestas y con un perfil longitudinal esquemático:

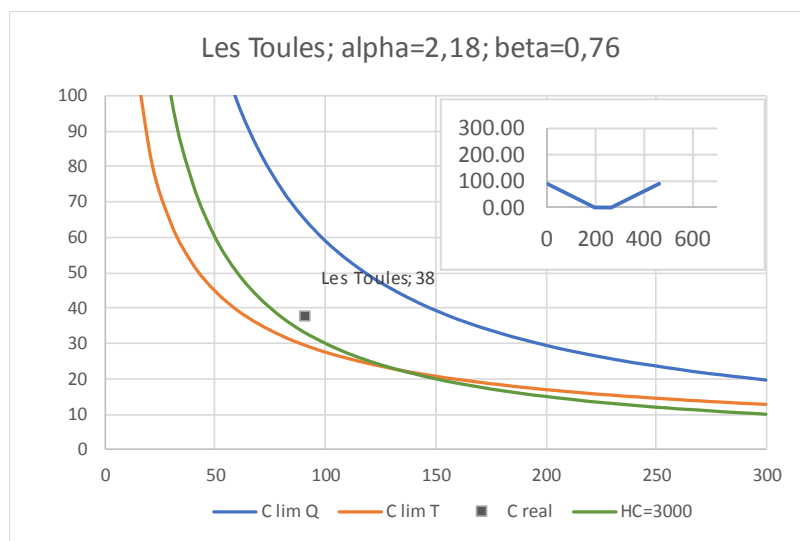


Figura 10: Nuevas curvas límite presa Les Toules

Con las nuevas curvas, sobrepasa el límite por tensiones normales (30).

Se fisuró en la cara de aguas arriba y con motivo de una actualización de la reglamentación sísmica fue recalculada y se proyectó el refuerzo que se muestra en la siguiente figura (adición de contrafuertes en la cara aguas abajo de la presa, detallado en Wohnlich et al), junto con las formas iniciales:

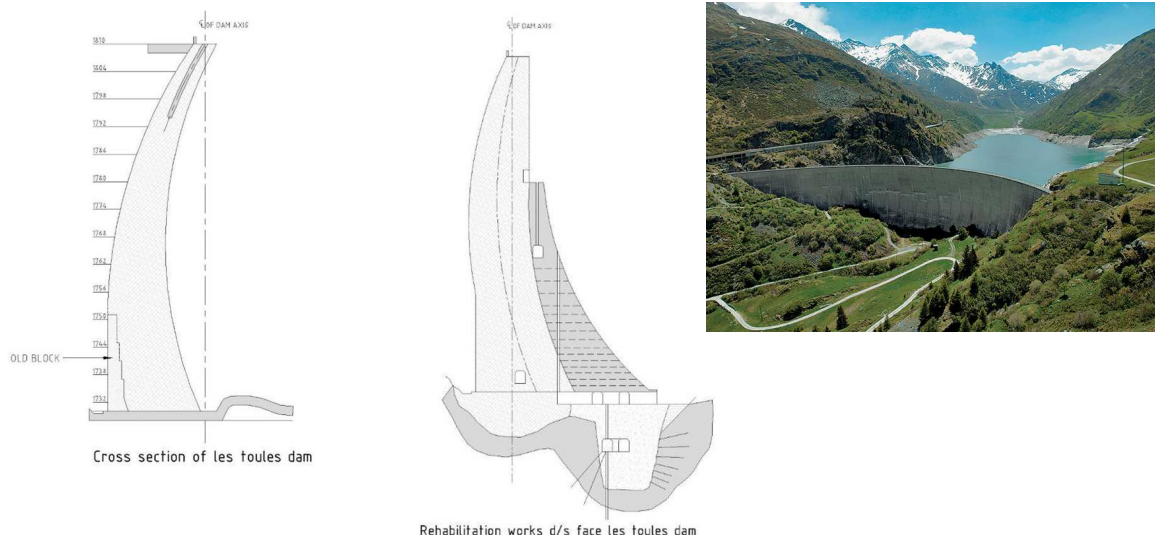


Figura 11: Presa original y refuerzo (Ref. 14). Fotografía tras la rehabilitación

TOLLA (FRANCIA)

De 91 m de altura, 120 m de longitud, data de 1960. Los parámetros geométricos son: $\alpha = 0,65$; $\beta = 0,02$; $\zeta = 7,11$. Por lo que el coeficiente de esbeltez resulta ser de 50. Con el límite $C_{lim3000}$, se tendría un valor menor (30) por lo que no cumpliría el criterio. Se adjunta un gráfico con las nuevas curvas propuestas y con un perfil longitudinal esquemático:

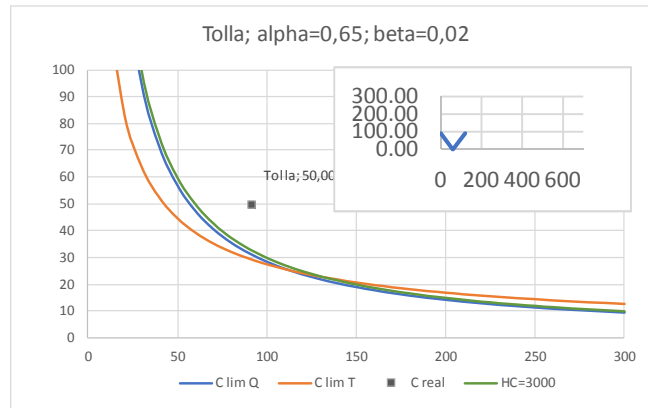
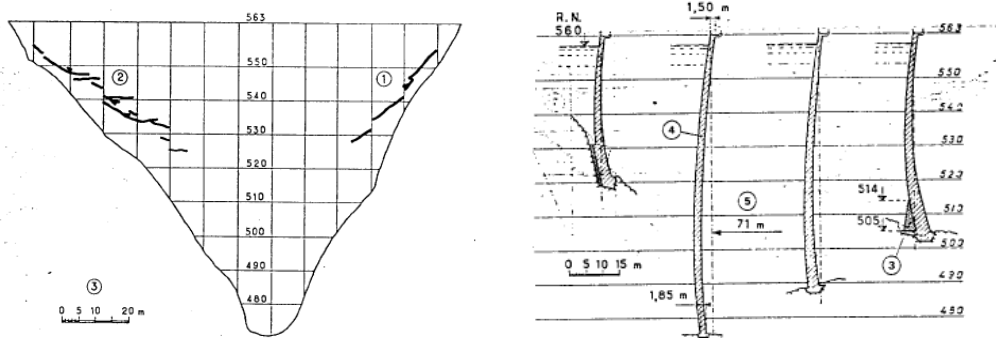


Figura 12: Nuevas curvas límite Presa Tolla

Con las nuevas curvas, se sobrepasan los dos límites (30). Aparecieron fisuras en ambas caras, cerca de los estribos, según el siguiente esquema:



2.1 Downstream Face Showing Cracks

Figura 13: Fisuración y ménsulas de presa Tolla. Sarkaria G.S. (Ref. 12).

Se reforzó por aguas abajo, como se muestra a continuación:



2.3 New Support Arch & Buttress.

Figura 14: Refuerzo presa Tolla (Ref. 12). Y fotografía una vez rehabilitada

Las otras presas que se han analizado en detalle, por estar cerca de la curva límite original se muestran en la siguiente tabla con sus parámetros:

	H	L	L/H	α	β	ζ	C	Clim 3000	Clim Q	Clim T	
Le Gage	41.00	143.00	3.49	0.96	1.56	9.94	50.00	73.17	97.01	51.42	
Les Toules	90.00	460.00	5.11	2.18	0.76	14.74	38.00	33.33	65.54	29.66	LIMITA Tn
TOLLA	91.00	120.00	1.32	0.65	0.02	7.11	50.00	32.97	31.30	29.43	LIMITA Q Y Tn
Kolnbrein	200.00	626.00	3.13	1.38	0.38	10.24	17.70	15.00	20.50	16.96	LIMITA Tn
Ziller	185.00	506.00	2.74	1.09	0.55	9.03	14.30	16.22	19.54	17.91	
Malpasset	66.00	223.00	3.38	1.30	0.79	10.25	26.00	45.45	62.15	36.85	
Xiaowan	292.00	923.00	3.16	1.37	0.43	10.22	13.40	10.27	14.02	13.01	LIMITA Tn
Valle di Lei	143.00	690.00	4.83	2.27	0.28	14.92	24.00	20.98	41.77	21.45	LIMITA Tn
El Cajon	234.00	640.00	2.74	1.32	0.09	9.91	13.00	12.82	16.96	15.19	
Ertan	240.00	769.00	3.20	1.27	0.67	9.97	13.30	12.50	16.63	14.93	
Ingurri	271.50	760.00	2.80	0.96	0.88	8.84	11.30	11.05	13.03	13.69	
Xiluodu	285.50	700.00	2.45	0.82	0.82	8.16	11.70	10.51	11.44	13.22	LIMITA Q
Contra	220.00	380.00	1.73	0.76	0.20	7.37	14.00	13.64	13.42	15.86	LIMITA Q
Ross	201.40	397.00	1.97	0.86	0.26	7.77	16.00	14.90	15.45	16.88	LIMITA Q
CASTRO DE LAS COGOTAS	67.00	454.00	6.78	2.87	1.04	18.83	39.21	44.78	112.49	36.46	LIMITA Tn
GUARA	63.00	85.00	1.35	0.36	0.63	6.27	17.90	47.62	39.82	38.07	
SUSQUEDA	135.00	501.00	3.71	1.45	0.81	11.02	19.03	22.22	32.67	22.33	

Figura 15: Tabla resumen presas bóveda cercanas a la curva $C_{lim}H = 3000$ m

Algunas de ellas se han fisurado, aunque los motivos no se han asociado a la esbeltez (Kolnbrein, Ziller, Santa María, Schlegeis, Malpasset (rotura), Susqueda, Castro de las Cogotas, Guara, Xiowan, etc...)

Finalmente, a modo resumen, se adjunta una tabla con los parámetros más importantes de presas arco de referencia en España y en el resto del mundo:

PRESA	PAÍS	H=ALTURA DESDE CIMIENTO	L=LONGITUD CORONACIÓN	$L_{sdm}=L/H$	α	β	ζ	V=VOLUMEN APROXIMADO	C=COEF. ESBELTEZ	e medio	eadim=e/H	$C_{lim 3000}$	$C_{lim Q}$	$C_{lim T}$
Jinping 1	CHINA	305	569	1.87	0.42	1.02	7.07	7,400,000	8.00	55.08	0.18	9.84	9.28	12.62
Xiowan	CHINA	292	923	3.16	1.37	0.43	10.22	5,983,300	13.40	39.10	0.13	10.27	14.02	13.01
Xiluodu	CHINA	285.5	700	2.45	0.82	0.82	8.16	5,314,150	11.70	39.89	0.14	10.51	11.44	13.22
Inguri	GEORGIA	271.5	760	2.80	0.96	0.88	8.84	6,006,640	11.30	44.25	0.16	11.05	13.03	13.69
Vajont	ITALIA	262	191	0.73	0.35	0.02	6.26	360,000	7.00	14.01	0.05	11.45	9.57	14.04
Laxiwa	CHINA	254	501	1.97	0.81	0.34	7.64	2,530,000	8.68	33.88	0.13	11.81	12.04	14.35
Deriner	TURQUÍA	249	720	2.89	1.29	0.32	9.76	3,400,000	11.72	34.14	0.14	12.05	15.69	14.55
Ertan	CHINA	240	769	3.20	1.27	0.67	9.97	3,901,800	13.30	34.96	0.15	12.50	16.63	14.93
Mauvoisin	SUIZA	237	520	2.19	0.83	0.53	7.86	3,532,280	7.00	46.14	0.19	12.66	13.28	15.06
El Cajon	HONDURAS	234	640	2.74	1.32	0.09	9.91	1,960,200	13.00	25.38	0.11	12.82	16.96	15.19
Chirkey	RUSIA	232.5	335	1.44	0.63	0.17	6.89	1,151,245	7.10	26.41	0.11	12.90	11.86	15.26
Goupitan	CHINA	225	557	2.48	0.98	0.52	8.49	3,460,000	7.96	45.70	0.20	13.33	15.09	15.62
Karun 4	IRÁN	230	440	1.91	0.77	0.38	7.46	1,650,000	9.72	27.17	0.12	13.04	12.98	15.38
Contra	SUIZA	220	380	1.73	0.76	0.20	7.37	709,600	14.00	15.18	0.07	13.64	13.42	15.86
Mratnje	MONTENEGRO	220	269	1.22	0.53	0.17	6.49	489,030	10.60	14.48	0.07	13.64	11.81	15.86
Glen Canyon	EEUU	216	476	2.20	0.81	0.58	7.83	2,756,310	7.10	42.39	0.20	13.89	14.51	16.07
Luzzone	SUIZA	208	530	2.55	1.22	0.10	9.42	1,461,785	10.80	25.51	0.12	14.42	18.14	16.50
Zimapan	MEXICO	207	122	0.59	0.20	0.19	5.37	220,000	6.17	13.12	0.06	14.49	10.38	16.55
Karun 3	IRÁN	205	462	2.25	0.90	0.45	8.08	1,300,000	12.12	22.88	0.11	14.63	15.78	16.67
Dez	IRÁN	203	212	1.04	0.48	0.09	6.41	380,805	7.05	16.31	0.08	14.78	12.65	16.78
Almendra	ESPAÑA	202	567	2.81	1.11	0.59	9.13	2,188,000	10.89	31.53	0.16	14.85	18.10	16.84
Ross	EEUU	201.4	397	1.97	0.86	0.26	7.77	634,400	16.00	14.03	0.07	14.90	15.45	16.88
Berke	TURQUÍA	201	270	1.34	0.55	0.25	6.56	525,060	9.80	16.33	0.08	14.93	13.06	16.90
Kolnbrein	AUSTRIA	200	626	3.13	1.38	0.38	10.24	1,388,140	17.70	19.80	0.10	15.00	20.50	16.96
Khersan 3	IRÁN	195	470	2.41	1.15	0.10	9.10	1,100,000	10.64	23.02	0.12	15.38	18.68	17.26
Ziller	AUSTRIA	185	506	2.74	1.09	0.55	9.03	1,191,660	14.30	21.22	0.11	16.22	19.54	17.91
Emosson	SUIZA	178	424	2.38	1.10	0.18	8.84	711,780	13.00	17.54	0.10	16.85	19.89	18.40
Paute	ECLUADOR	170	420	2.47	1.02	0.44	8.58	1,346,950	7.70	32.08	0.19	17.65	20.20	19.00
Dongfeng	CHINA	168	254	1.51	0.35	0.82	6.52	622,000	10.38	18.89	0.11	17.86	15.52	19.16
Dongjian	CHINA	157	432	2.75	1.15	0.46	9.19	943,000	10.57	23.83	0.15	19.11	23.43	20.09
Canelles	ESPAÑA	151	210	1.39	0.41	0.56	6.35	332,994	9.87	14.95	0.10	19.87	16.83	20.65
Valle di Lei	SUIZA	143	690	4.83	2.27	0.28	14.92	793,800	24.00	15.21	0.11	20.98	41.77	21.45
Las Portas	ESPAÑA	141	477	3.38	1.48	0.43	10.78	641,000	15.86	16.93	0.12	21.28	30.61	21.66
Lumiei	ITALIA	136	138	1.01	0.43	0.15	6.20	78,590	10.80	7.31	0.05	22.06	18.24	22.21
Susqueda	ESPAÑA	135	501	3.71	1.45	0.81	11.02	662,000	19.03	16.05	0.12	22.22	32.67	22.33
El Atazar	ESPAÑA	134	484	3.61	1.28	1.04	10.53	1,100,000	11.86	26.31	0.20	22.39	31.46	22.45
Béznar	ESPAÑA	134	408	3.04	1.24	0.56	9.74	485,000	16.11	14.99	0.11	22.39	29.08	22.45
Quentar	ESPAÑA	133	200	1.50	0.60	0.30	6.77	227,000	8.44	14.22	0.11	22.56	20.39	22.56
Belesar	ESPAÑA	132	500	3.79	1.61	0.57	11.57	735,000	14.84	19.37	0.15	22.73	35.07	22.68
Soria	ESPAÑA	132	148	1.12	0.28	0.57	5.93	211,680	7.75	14.38	0.11	22.73	17.99	22.68
Schlegeis	AUSTRIA	131	725	5.53	2.50	0.53	16.32	1,024,700	20.20	19.68	0.15	22.90	49.87	22.80
Uosa del Cavall	ESPAÑA	122.3	326	2.67	0.97	0.72	8.68	350,000	14.97	13.83	0.11	24.53	28.42	23.93
Kops	AUSTRIA	120	400	3.33	1.44	0.46	10.60	405,930	15.30	14.87	0.12	25.00	35.36	24.25
Santa María	SUIZA	117	560	4.79	2.20	0.38	14.57	486,650	22.00	13.75	0.12	25.64	49.87	24.68
La Cohilla	ESPAÑA	116	288	2.48	0.96	0.56	8.45	181,000	19.96	8.84	0.08	25.86	29.15	24.83
Matalavilla	ESPAÑA	115	240	2.09	0.63	0.83	7.46	170,000	18.98	8.83	0.08	26.09	25.94	24.98
Eume	ESPAÑA	103	284	2.76	0.99	0.78	8.83	225,000	15.16	12.00	0.12	29.13	34.32	26.98
La Baells	ESPAÑA	102.4	302	2.95	0.86	1.22	8.97	400,000	11.67	18.31	0.18	29.30	35.04	27.10
Riño	ESPAÑA	100.6	337	3.35	1.30	0.75	10.23	245,000	17.42	11.82	0.12	29.82	40.68	27.43

Figura 16: Tabla resumen de datos geométricos y coeficiente de esbeltez en presas bóveda en España y en el resto del mundo

5. CONCLUSIONES

El coeficiente de esbeltez C es un concepto geométrico importante en presas bóvedas. Está directamente relacionado con el cuadrado de la superficie media desarrollada de la presa e inversamente relacionado con el volumen y la altura de la presa. A pesar de las simplificaciones inherentes a una fórmula sencilla (dado que no tiene en cuenta factores tan determinantes como las características geomecánicas de la cimentación, por ejemplo), la revisión de los límites de este coeficiente ligado a la fisuración por tensiones tangenciales y/o normales permite tener un orden de magnitud de forma rápida para, unido a un adecuado diseño de la presa, garantizar el buen comportamiento tensional de ésta.

Con la revisión de estos límites, se observa que el límite de tensiones normales (independiente de la forma de la cerrada) condiciona para alturas menores y que para alturas a partir de unos 180 m, coinciden las nuevas curvas límites y la de Lombardi. Por otro lado, se considera necesario fijar un valor máximo para este coeficiente (del orden de 50).

6. AGRADECIMIENTOS

Quisiera destacar las tesinas realizadas por Isaac Bisús y Estrella Alonso por su gran aportación a este tema. También quisiera agradecer a mis compañeros de JESÚS GRANELL IC sus comentarios para el artículo.

Finalmente, dado que este artículo es una propuesta de actualización, cualquier comentario, principalmente al respecto de la fisuración en otras presas bóvedas, sería de gran valor para su verificación (cmb@jgicsa.com).

7. REFERENCIAS

- [1] Kaech A., Lombardi J., Einige Betrachtungen über Bogenstaumauer, 1953.
- [2] Lombardi, G. Consideraciones respecto a los esfuerzos admisibles y a la resistencia del concreto en la construcción de presa en arco. Ingeniería Civil, n° 127, Marzo-Abril, 1965.
- [3] Lombardi, G. Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren, Wasser, Energie, Luft n° 5/6, 1988.
- [4] Lombardi G. Overstressing of arch dam through shear forces, 1988.
- [5] Lombardi G., Cracks in arch dams and repair works.1990.
- [6] Lombardi, G., Kölnbrein Dam: An Unusual Solution for an unusual problem. Water Power & Dam Construction, June 1991.
- [7] Fanelli, M.; Lombardi G. Practice and theory of arch dams on the Lombardi "Slenderness coefficient" for assessing the cracking potential of arch dams. Proceedings of the International Symposium on Arch Dams, Nanjung (China), 1992.
- [8] Fanelli M., Paolina R. Application of the Lombardi and Lombardi-Fanelli criteria to some arch-gravity dams. Icold Durban, 1994.
- [9] Lombardi G., Cases histories of concrete dam (structural cracks). 2004.
- [10] CEGP. Rotura de presas. Análisis estadístico. 1996.
- [11] ICOLD. Concrete dams – control and treatment of cracks. Bulletin 107. 1997.
- [12] Sarkaria G. S. Lessons from serious incidents at seven arch dams. 1997.
- [13] Tian Bin, Lu Xiaochun. Modification to the Lombardi slenderness coefficient of cracking potential assessing for a large arch dam. Applied Mechanics and Materials Vols. 90-93. 2011.
- [14] Wohnlich A., Müller O. Strengthening of Les Toules arch dam. Dam and Reservoirs under changing challenges. London. 2011.
- [15] Oosthuizen, G. Lombardi slenderness coefficient as one of the criteria for the preliminary of proposed rehabilitation works at Kouga dam. 2012.
- [16] Hariri-Ardebili, M. A.; Mirzabozorg H. Feasibility study of Dez arch dam heightening based on nonlinear numerical analysis of existing dam. 2013.
- [17] Bisús, I. Análisis del coeficiente de esbeltez en presas bóveda con la fórmula de Lombardi. Tesina del Máster Internacional en Seguridad de Presas del CNEGP. 2014.
- [18] Jonker M., Espandar R. Evaluation of Existing Arch Dam Design Criteria in Lieu of ANCOLD Guidelines. 2014.
- [19] Wang R. Key Technologies in the Design and Construction of 300 m Ultra-High Arch Dams. 2016.
- [20] Alonso Tejedor, E. Análisis de la fisuración de presas bóveda. Tesina del Máster Internacional en Seguridad de Presas del CNEGP. 2017.