

## Disipadores de energía-parte III: estanque amortiguador con pendiente y disipador de impacto

Rafael Pardo Gómez                      email: [rpardo@cih.cujae.edu.cu](mailto:rpardo@cih.cujae.edu.cu)  
Centro de Investigaciones Hidráulicas, CIH  
Universidad Tecnológica de La Habana, CUJAE

### RESUMEN

El presente artículo es el tercero de una serie de siete, todos relativos a los disipadores de energía que se pueden emplear en obras hidráulicas. Todos estos artículos en su conjunto conforman una monografía que sobre este tema desarrolló el autor, concluyéndola a mediados del año 2017 y posteriormente incorporándola a una nueva edición – en preparación – del libro de texto “Aliviaderos y Obras de toma”. Este tercer artículo es una presentación detallada acerca del empleo del estanque amortiguador en soleras con pendiente y sobre el disipador tipo bloque de impacto.

**Palabras clave:** estanque amortiguador, longitud del estanque, profundidad conjugada, salto hidráulico, solera con pendiente.

## Energy dissipation- part III: stilling basin with sloping apron and impact energy dissipator

### ABSTRACT

The present article is the third of a series of seven, all relative to energy dissipators that can be used in hydraulic works. The whole group of these articles conform a monograph about the subject that was prepared by the author, concluding it by the middle of the 2017 year and later on incorporating it into a new edition - in preparation - of the textbook "Spillways and Intake Structures.". This third article is a detailed presentation about the stilling basin with sloping apron and impact-type energy dissipator.

**Keywords:** stilling basin, length of basin, conjugate depth, hydraulic jump, sloping apron, impact – type energy dissipator.

## INTRODUCCIÓN

Es frecuente que los proyectistas eviten el empleo del salto hidráulico en soleras con pendiente por temor al corrimiento del salto hacia aguas abajo quedando fuera del estanque, pero esos temores son infundados pues como se demostrará más adelante el salto en soleras con pendiente puede ser tan eficiente como en soleras horizontales y las herramientas de cálculo garantizan precisión y confiabilidad (Pardo 2017).

Por otro lado, para caudales relativamente pequeños, los disipadores del tipo bloque de impacto resultan una alternativa válida y confiable, siempre que se empleen los procedimientos que más abajo se exponen.

## EL ESTANQUE AMORTIGUADOR EN SOLERAS CON PENDIENTE

La literatura especializada registra publicaciones de investigaciones experimentales sobre el salto en soleras con pendiente desde el año 1934 llevadas a cabo por Yarnell en el Ministerio de Agricultura de los EEUU, posteriormente Kindsvater, Hickock, Bakhmeteff, Matzke, Peterka y otros, han contribuido de manera significativa a importantes avances en este tema.

El salto hidráulico en soleras con pendiente toma diversas formas dependiendo de la pendiente y configuración de la solera, del valor del número de Froude y del gasto específico (caudal por unidad de ancho), pero la disipación es tan efectiva como en el caso del salto hidráulico en solera horizontal. (Peterka 1984).

Desde el punto de vista académico, el salto puede tener lugar de diferentes formas sobre soleras con pendiente, tal y como describió Kindsvater según la figura 1 (Kiceliiov 1961), (Agroskin 1964). El caso A es el salto hidráulico sobre solera horizontal, en el caso B el inicio del salto ocurre en la solera con pendiente y termina en la solera horizontal, en el caso C el salto comienza en el tramo con pendiente y concluye justamente al final de dicho tramo en la unión de las soleras con pendiente y horizontal, mientras que el caso D todo el salto tiene lugar sobre la solera con pendiente. El caso B es virtualmente el caso A trabajando con un tirante aguas abajo ( $TA$ ) muy grande. En la medida que el  $TA$  crece, el caso B tiende al caso C.

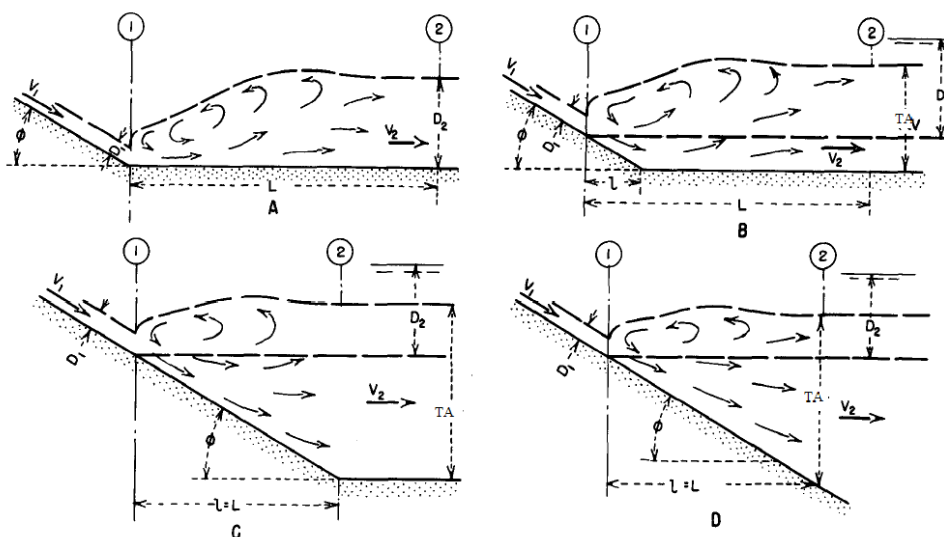
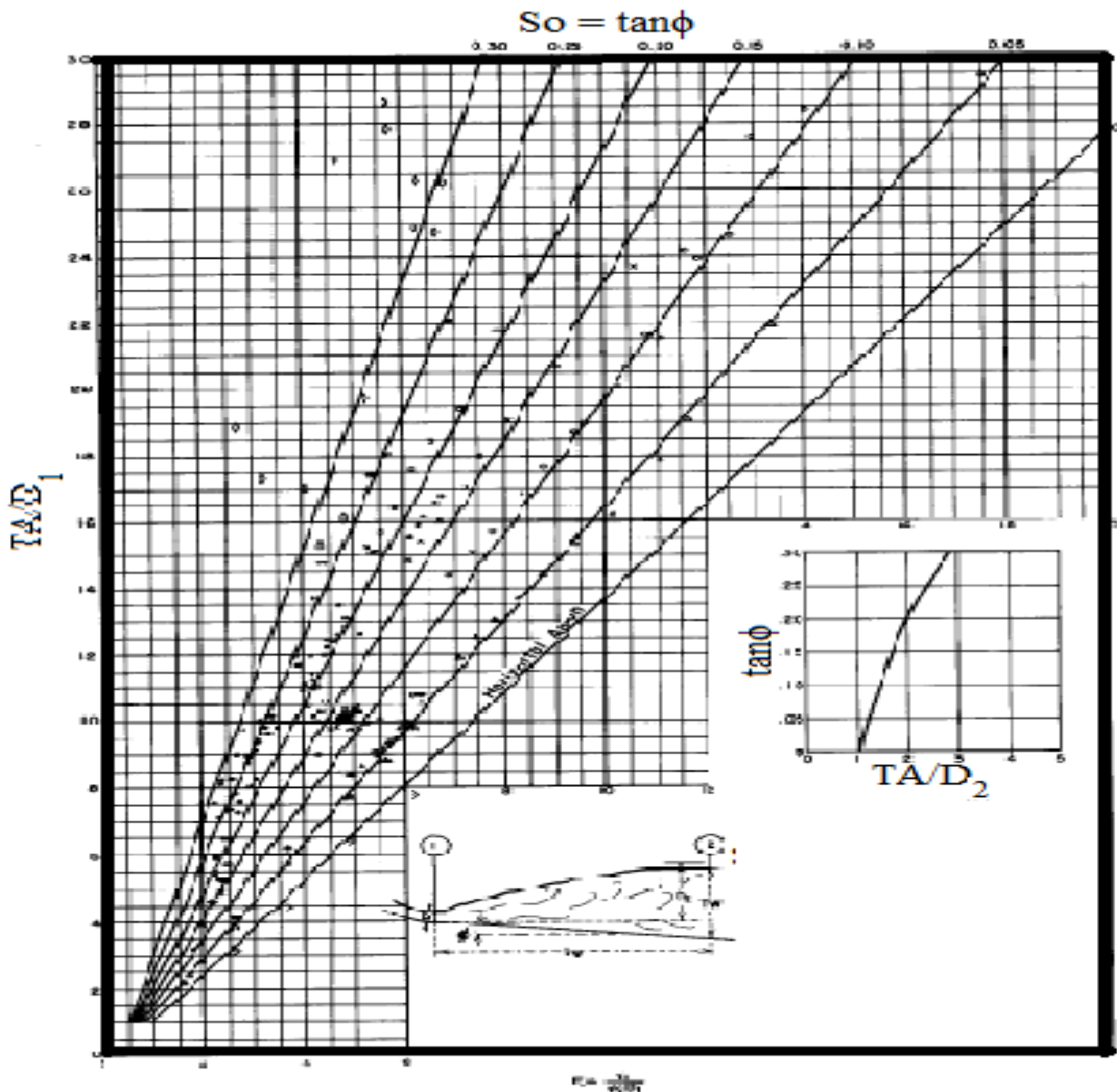


Figura 1. Tipos de salto hidráulico en soleras con pendiente [Fuente: Peterka (1984)]

*Principales resultados experimentales.*

- Profundidad del agua TA después del salto

En la figura 2 se presentan los resultados obtenidos, se aprecia que hay dos gráficos: el mayor expresa la relación entre  $TA/D_1$  y  $S_o$ , mientras el menor – obtenido a partir del mayor – expresa la relación  $TA/D_2$  y  $S_o$ . La escala inferior horizontal es el número de Froude.



**Figura 2. Relaciones  $TA/D_1$  y  $TA/D_2$  en el salto hidráulico en soleras con pendiente (estaque tipo V, caso D) [Fuente: Peterka (1984)]**

- Longitud del salto

Los resultados experimentales relativos a la longitud del salto en soleras con pendiente han sido presentados en dos formas. Primera,  $L/TA$  vs  $F_{r1}$  para un rango de pendientes de la solera entre 0 y 0,25, en la figura 3 y la segunda,  $L/D_2$  vs  $F_{r1}$  para el mismo rango de pendientes, en la figura 4.

Aunque en la figura 3 no se aprecia bien, en la figura 4 se puede apreciar que la longitud del salto en canales con pendiente presenta mayor longitud que igual salto cuando se produce en canales horizontales.

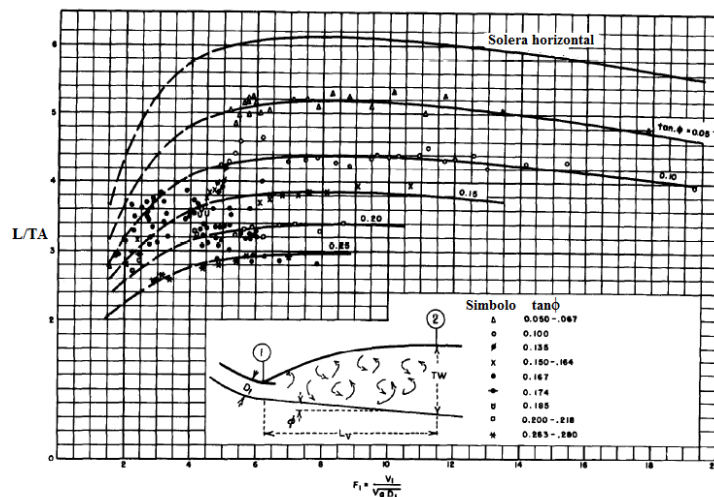
La longitud del salto para el caso B puede obtenerse de la figura 4 sin incurrir en errores significativos.

Se puede utilizar la ecuación (1) y los parámetros de la tabla 1 como una alternativa a la figura 2.

$$TA/D_1 = a + b * F_r + c * F_r^2 + d * F_r^3 + e * F_r^4 + f * F_r^5 \quad (1)$$

**Tabla 1. Parámetros para la ecuación (1)**

Curva	Parámetros					
	a	b	c	d	e	f
<b>0.30</b>	-1,239677716	4,658317233	-0,573686066	0,210440918	-0,03362981	0,001931096
<b>0.25</b>	-1,360915868	4,072280595	-0,056046862	0,106673397	-0,012345087	0,000515274
<b>0.20</b>	-0,908397816	2,953349837	-0,056046862	0,01171804	-0,001253686	4,93746E-05
<b>0.15</b>	-0,553228708	2,580831986	-0,019480059	-0,006136189	0,001095596	-4,58127E-05
<b>0.10</b>	-0,553228708	2,015291209	0,036412968	-0,01041691	0,00101631	-3,21284E-05
<b>0.05</b>	-0,400960706	1,633266733	0,0318035	-0,005547876	0,000362777	-8,0955E-06
<b>0</b>	-0,56724265	1,563992975	-0,037427772	0,003722898	-0,000168583	2,88279E-06



**Figura 3. Longitud del salto en relación con TA (estanque tipo V, caso D)**

[Fuente: Peterka (1984)]

Se puede utilizar la ecuación (2) y los parámetros de las tablas 2 y 3 como una alternativa a la figura 3.

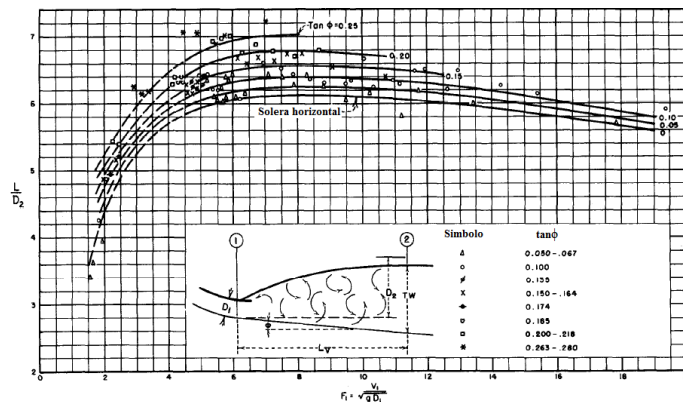
$$L/T_A = a + b/F_r + c/F_r^2 + d/F_r^3 + e/F_r^4 + f/F_r^5 + g/F_r^6 + h/F_r^7 + i/F_r^8 + j/F_r^9 \quad (2)$$

**Tabla 2. Parámetros de la ecuación (2)**

Parámetros	Solera Horizontal	Curva 0.05	Curva 0.10
a	1,130680267	1,057909498	2,768838638
b	188,0130862	140,7767641	28,04055609
c	-3152,791455	-2082,464965	65,98358865
d	30539,61545	17760,19751	-4681,307705
e	-184002,1061	-95897,12024	44840,65967
f	701535,0268	334385,6479	-214003,9403
g	-1684413,083	-748126,8535	583508,0399
h	2458428,705	1033732,726	-919390,2137
i	-1985620,928	-800685,5915	778414,9282
j	678903,495	265209,8053	-273969,6786

**Tabla 3. Parámetros de la ecuación (2)**

Parámetros	Curva 0.15	Curva 0.20	Curva 0.25
a	0,255365204	-19,3427613	-62,14118164
b	121,5481543	1116,848024	2694,438313
c	-1654,022142	-23333,78248	-47775,23618
d	11268,34415	271099,7719	475410,9223
e	-36936,32424	-1923747,727	-2918764,678
f	20858,91396	8629886,456	11441175,34
g	237636,5149	-24473005,11	-28591975,38
h	-766614,0939	42350018,23	43876663,19
i	960112,0591	-40648839,45	-37485874,34
j	-445892,2988	16525051,22	13577246,19



**Figura 4. Longitud del salto en relación con  $D_2$  (estanque tipo V, casos B y D)**  
[Fuente: Peterka (1984)]

Se puede utilizar la ecuación (3) y los parámetros de las tablas 4 y 5 como una alternativa a la figura 4.

$$L/D_2 = a + b/F_r + c/F_r^2 + d/F_r^3 + e/F_r^4 + f/F_r^5 + g/F_r^6 + h/F_r^7 + i/F_r^8 \quad (3)$$

**Tabla 4. Parámetros de la ecuación (3)**

Parámetros	Curva 0	Curva 0.05	Curva 0.10
<b>a</b>	1,883225097	0,941498899	2,325997053
<b>b</b>	142,7346275	193,4517271	118,2463625
<b>c</b>	-2042,989072	-3017,830687	-1247,952897
<b>d</b>	16252,73894	26229,0453	4626,266509
<b>e</b>	-78066,88739	-137470,3894	13985,87344
<b>f</b>	228230,4635	439079,3268	-189566,6985
<b>g</b>	-395340,0292	-832608,9951	683481,7493
<b>h</b>	371433,4668	858648,7911	-1094312,614
<b>i</b>	-145242,4011	-369983,5145	664784,104

**Tabla 5. Parámetros de la ecuación (3)**

Parámetros	Curva 0.15	Curva 0.20	Curva 0.25
<b>a</b>	-4,193463285	128,7922956	18,99657119
<b>b</b>	415,5804116	-4333,509497	-543,6302619
<b>c</b>	-6850,142115	65569,53361	9704,220479
<b>d</b>	62769,50185	-550852,5164	-92048,99326
<b>e</b>	-347070,0306	2811938,412	514536,0355
<b>f</b>	1177150,272	-8939350,212	-1756723,798
<b>g</b>	-2390217,694	17287669,73	3600079,065
<b>h</b>	2662005,134	-18591858,28	-4062268,531
<b>i</b>	-1248302,513	8510704,715	1935946,647

- Expresiones para el salto en soleras con pendiente

Existen varias formulaciones matemáticas para definir la ocurrencia del salto hidráulico en canales con pendiente, siendo la desarrollada por Kindsvater la de mayor uso en la práctica:

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2 \cos \theta} \left[ \sqrt{\frac{8F_{r1}^2 \cos^3 \theta}{1 - 2K \tan \theta} + 1} - 1 \right] \quad (4)$$

en la que:

$D_1$ : profundidad de circulación antes del salto, m.

$D_2$ : profundidad conjugada (después del salto), m.

$F_{r1}$ : número de Froude antes del salto.

$\theta$ : ángulo de inclinación del fondo con la horizontal, en grados.

$K$ : coeficiente de forma. Según Pardo, Wong y Cabrera – a partir de los gráficos publicados por Hickox - se determina por:

$$K = 4,075 - 27,56249S_o + 113,0682S_o^2 - 182,9947S_o^3 \quad (5)$$

en la que:

$S_o$ : Pendiente del fondo de la solera =  $\tan \theta$ .

La ecuación de Kindsvater es válida para un rango de pendientes entre 0 y 30%.

Pardo demostró que la ecuación (4) puede ser sustituida por la ecuación (6) garantizando alta precisión para pendientes longitudinales de la conducción hasta 10% (Pardo y Alegret 2012).

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2 \cos \theta} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2(1 + 8,015S_o) + 1} - 1 \right] \quad (6)$$

Recomendaciones de Peterka:

1. Determinar la configuración de solera que dará la mayor economía para la condición de máxima descarga. Ese es el factor gobernante y la *única justificación para usar una solera con pendiente*.
2. La posición de la solera debe ser tal que el inicio del salto ocurrirá en el extremo de aguas arriba de la pendiente.
3. La longitud del salto para el máximo caudal o valores inferiores de este, puede obtenerse a partir de la figura 4. La porción del salto a ser confinada en el estanque amortiguador es decisión del proyectista. Es frecuente en la práctica que entre el 40 y el 60% del salto esté dentro del estanque para el máximo caudal. La solera puede ser más larga o más corta dependiendo de la calidad de la roca en la descarga. Si la solera está ubicada en un material pobre y el canal de salida es de peor condición, es aconsejable hacer la longitud total de la solera igual a la longitud total del salto.
4. Con el estanque diseñado adecuadamente para la condición de máximo caudal, deberá entonces verificarse que la profundidad del agua aguas abajo  $TA$  y la longitud de estanque disponible para disipación de energía sean suficientes para  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de capacidad. Si el tirante  $TA$  es igual o mayor que la altura del salto para gastos intermedios, el diseño es aceptable; si por el contrario  $TA$  es inferior, será necesario probar con diferentes pendientes o modificar la ubicación de la porción con pendiente del fondo del estanque. No es necesario que la sección inicial del salto se ubique al inicio de la solera con pendiente para caudales intermedios.
5. Soleras horizontales y con pendiente se comportarán igualmente bien para altos valores de Froude si la adecuada profundidad  $TA$  es garantizada.
6. La pendiente de la rápida ubicada aguas arriba del estanque amortiguador tiene poco efecto sobre el salto hidráulico cuando la distribución de velocidades y profundidad del flujo son razonablemente uniformes a la entrada del salto.
7. Un pequeño umbral triangular, ubicado al final de la solera, es el único accesorio necesario conjuntamente con la solera con pendiente; el mismo sirve para elevar el flujo cuando este abandona la solera inclinada y entonces actúa controlando el escurrimiento. Sus dimensiones no son críticas; la altura más efectiva es entre  $0,05D_2$  y  $0,10D_2$  y con pendientes de 3:1 a 2:1.
8. El aliviadero debe ser diseñado para operar con un flujo lo más simétrico posible en el estanque amortiguador, lo cual es válido para todos los tipos de estanques



amortiguadores. La asimetría produce grandes remolinos horizontales que pueden provocar la introducción de material de las laderas en el estanque, el cual produciría abrasión del fondo y de los accesorios en el estanque.

9. Cuando el caudal específico en el estanque del aliviadero exceda los  $50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  en el estanque, cualquier tipo de asimetría esté implicada o tengan lugar altos valores del número de Froude, casos en los que el costo del estanque amortiguador son elevados, es imprescindible la realización de estudios en modelos.

### **DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO BLOQUE DE IMPACTO (ESTANQUE TIPO VI)**

Como su nombre lo indica, la principal característica de este disipador es el impacto que tiene lugar entre el chorro de salida de una tubería y un muro de hormigón ubicado dentro de una estructura relativamente pequeña, la cual no tiene requerimientos en cuanto al tirante  $TA$  aguas abajo para lograr un comportamiento exitoso. Su principal objetivo es eliminar gran parte de la energía de los flujos con altas velocidades, ya sea por fricción del agua con el aire, difusión dentro del cuenco de amortiguación y/o impacto con las estructuras disipadoras. De esta forma se limitan la erosión y la socavación al pie de la presa y su posible vuelco, y además se garantiza la restitución del flujo al régimen lo más estable posible (Pardo y Alegret 2012).

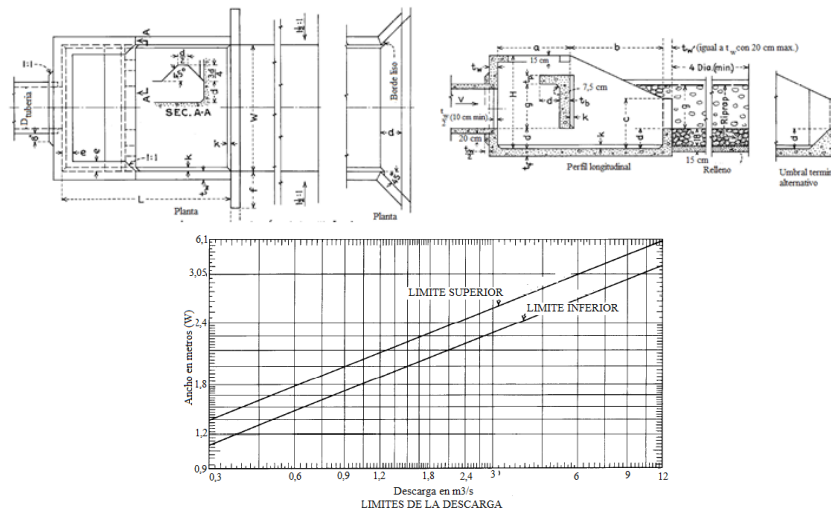
La disipación de energía es iniciada por el flujo incidiendo directamente contra el bloque de impacto y posteriormente lanzado hacia aguas arriba por la porción horizontal del bloque y por el piso, en remolinos verticales. La estructura, por tanto, no requiere de niveles de agua  $TA$  aguas abajo para la disipación de energía. Sin embargo, un  $TA$  tan alto como  $d + g/2$ , figura 5, garantizará un buen funcionamiento reduciendo las velocidades de salida, dando una superficie del agua más tranquila y disminuyendo la tendencia a producir erosiones en el canal de salida. Por otro lado,  $TA$  excesivos provocarían que parte del flujo de agua pasara por encima del bloque de impacto, lo cual debe evitarse siempre que sea posible.

El procedimiento de diseño que se presenta aquí es para garantizar el dimensionamiento del estanque, incluidas las dimensiones críticas para un intervalo de caudales de hasta  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  y velocidades de hasta  $9 \text{ m/s}$ . Mayores caudales pueden ser considerados colocando múltiples unidades lado a lado (en paralelo). La eficiencia de este disipador es mayor que la de un salto hidráulico de igual número de Froude.

El desarrollo de este tipo de disipador tuvo su origen en la necesidad de poco más de 50 disipadores en un único proyecto de riego, los cuales no tenían requerimientos de tirantes aguas abajo o de otros tipos. Dado que el estudio de tal cantidad de disipadores mediante modelos físicos resultaba muy caro, los ensayos fueron hechos en un pequeño conjunto de modelos a los que se les realizaban las modificaciones imprescindibles para generalizar el diseño al rango de operación esperado.

Con el auxilio de la figura 5 y la tabla 6 es posible realizar el diseño del disipador tipo bloque de impacto.





**Figura 5. Disipador de energía de bloque de impacto, estanque tipo VI**  
 [Fuente: Peterka (1984)]

**Tabla 6. Dimensiones del disipador tipo bloque de impacto** [Fuente: Peterka 1984]

Dimensiones <sup>(1)</sup> de tuberías recomendadas	D	mm	1	450	600	750	900	1050	1200	1350	1500	1800
	Área	m <sup>2</sup>	2	0,158	0,283	0,442	0,636	0,865	1,130	1,431	1,766	2,543
<b>Q<sub>máx</sub></b>		m <sup>3</sup> /s	3	0,6 <sup>(2)</sup>	1,08	1,67	2,41	3,25	4,27	5,40	6,68	9,59
<b>metros</b>	<b>W</b>	<b>4</b>	1,7	2,06	2,44	2,82	3,20	3,58	3,96	4,34	5,03	
	<b>H</b>	<b>5</b>	1,29	1,54	1,83	2,12	2,40	2,68	2,97	3,26	3,77	
	<b>L</b>	<b>6</b>	2,27	2,75	3,24	3,75	4,26	4,76	5,27	5,77	6,69	
	<b>a</b>	<b>7</b>	1,0	1,19	1,44	1,66	1,88	2,10	2,33	2,55	2,96	
	<b>b</b>	<b>8</b>	1,24	1,50	1,78	2,06	2,34	2,61	2,89	3,17	3,67	
	<b>c</b>	<b>9</b>	0,71	0,86	1,02	1,18	1,34	1,50	1,66	1,82	2,10	
	<b>d</b>	<b>10</b>	0,28	0,34	0,41	0,47	0,53	0,60	0,66	0,72	0,84	
	<b>e</b>	<b>11</b>	0,15	0,18	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,38	0,44	
	<b>f</b>	<b>12</b>	0,46	0,56	0,66	0,76	0,86	0,96	1,06	1,16	1,36	
	<b>g</b>	<b>13</b>	0,64	0,77	0,91	1,06	1,20	1,34	1,48	1,62	1,88	
<b>centímetros</b>	<b>t<sub>w</sub></b>	<b>14</b>	15	15	15	18	21	24	27	28	31	
	<b>t<sub>r</sub></b>	<b>15</b>	17	17	17	19	22	24	27	29	32	
	<b>t<sub>b</sub></b>	<b>16</b>	15	15	18	20	23	25	25	28	30	
	<b>t<sub>p</sub></b>	<b>17</b>	15	15	18	20	20	20	20	20	20	
	<b>K</b>	<b>18</b>	8	8	8	8	10	10	10	15	15	
<b>R<sup>(3)</sup></b>	<b>19</b>	10	18	22	23	24	27	30	33	36		

<sup>(1)</sup> la tubería sugerida trabajará a sección llena cuando la velocidad sea de 3,6 m/s o medio llena cuando V = 7,2 m/s. el tamaño puede ser modificado para otras velocidades mediante Q = AV, pero la relación entre Q y las dimensiones del estanque deben mantenerse.

<sup>(2)</sup> Para caudales menores de 0,6 m<sup>3</sup>/s, el ancho W se obtiene de la figura 5. Las otras dimensiones se obtienen según: H = 3W/4; L = 4W/3; d = W/6; etc.

<sup>(3)</sup> La determinación del tamaño de las piedras de la risberma se explica más adelante.

- Funcionamiento del estanque.

La disipación de energía es iniciada por el flujo incidiendo directamente contra el bloque de impacto y posteriormente lanzado hacia aguas arriba por la porción horizontal del bloque y por el piso, en remolinos verticales.

La estructura, por tanto, no requiere de niveles de agua  $TA$  aguas abajo para la disipación de energía. Sin embargo, un  $TA$  tan alto como  $d + g/2$ , figura 5, garantizará un buen funcionamiento reduciendo las velocidades de salida, dando una superficie del agua más tranquila y disminuyendo la tendencia a producir erosiones en el canal de salida.

Por otro lado,  $TA$  excesivos provocarían que parte del flujo de agua pasara por encima del bloque de impacto, lo cual debe evitarse siempre que sea posible.

Recomendaciones de Peterka:

1. El uso del estanque tipo VI está limitado a aquellas instalaciones en las que la velocidad de entrada al mismo no exceda los 9 m/s.
2. A partir del gasto máximo esperado se determinan las dimensiones del estanque usando la tabla 4. El uso de varios estanques colocados en paralelo pueden resultar en una solución económica para varios casos.
3. Se determina el área de tubería necesaria a partir de la velocidad y el caudal. Los valores de la tabla 4, columnas 1 y 2, son sugeridos basados en una velocidad de 3,6 m/s para que la tubería trabaje a sección llena para el caudal de la columna 3. Independientemente del diámetro de tubería seleccionado, se debe mantener la relación entre el caudal y el tamaño del estanque dado en la tabla.
4. Aunque no se requiere tirante de agua  $TA$  para un buen funcionamiento, un  $TA$  moderado garantiza un buen funcionamiento. Para el mejor funcionamiento el máximo  $TA$  no debe exceder  $d + g/2$ , según la figura 5.
5. Los espesores de varias partes del estanque se dan en las columnas 14 a 18 de la tabla 4.
6. Los tamaños de las piedras de la risberma, dados en la columna 19 de la tabla 4, indican el menor diámetro de la roca capaz de resistir el movimiento cuando tenga lugar la velocidad crítica sobre el umbral terminal. Se recomienda el empleo de la ecuación (7) para determinar el diámetro menor de las rocas.

$$V_f = 0,5\sqrt{d} \quad (7)$$

donde:

$V_f$ : Velocidad en el fondo, m/s

$d$ : diámetro de las rocas, cm.

Se supone que la roca tiene una densidad específica de aproximadamente 2,65. La precisión de esta ecuación se desconoce para  $V_f > 5$  m/s.

7. La entrada de la tubería puede ser inclinada hacia abajo hasta  $15^\circ$  sin provocar afectaciones en el funcionamiento del disipador. Para mayores pendientes se debe colocar un tramo recto de tubería de longitud igual a dos o más veces el diámetro, inmediatamente aguas arriba del disipador, manteniendo la cota de la invertida de la tubería tal y como se indica en la figura 5.

8. Si se pronostica un salto hidráulico al final de la tubería que sea capaz de tapan la salida de la tubería, se deberá colocar un conducto de ventilación en la tubería ubicado a una distancia de 1 a 6 veces el diámetro de la tubería, aguas arriba de la descarga.
9. Para una posible mejor operación del estanque, un umbral terminal alternativo y un muro a 45° son mostrados en la figura 5. Con ello se logra reducir la erosión aguas abajo, en el canal de salida.

## CONCLUSIONES

- El salto hidráulico en soleras con pendiente da resultados de eficiencia de alta calidad al igual que los casos de solera horizontal.
- El dissipador tipo bloque de impacto ha mostrado excelente eficiencia siempre que se respete su uso limitado a pequeños caudales.
- Las principales herramientas para el diseño hidráulico de estanques en solera con pendiente y dissipadores tipo bloque de impacto que se han recopilado a partir de la literatura especializada, han sido procesadas para presentar ecuaciones polinómicas que facilitan el empleo de las mismas mediante sistemas informáticos.

## RECONOCIMIENTO

El autor desea dejar constancia de su agradecimiento al actual ingeniero Dayron Martí Díaz, quien como estudiante de ingeniería hidráulica culminó sus estudios mediante la tesis de grado “Disipadores de energía” tutelado por el autor del presente trabajo, la cual fue de inestimable ayuda para el logro de la mencionada monografía.

## REFERENCIAS

**Agroskin I. I.** (1964). “Hidráulica” (en ruso), Editorial Energía, Moscú.

**Kiceliyov P. C.** (1961) “Manual de Cálculos Hidráulicos” (en ruso), Editorial Energía, Moscú.

**Pardo R.** (2017). “Monografía sobre disipadores de energía”. ISBN: 978-959-261-565-6. Departamento de Ediciones CUJAE, La Habana, Cuba.

**Pardo R. y Alegret E.** (2012). “Diseño hidráulico de aliviaderos y obras de toma para presas”. Editorial Félix Varela, ISBN 978-959-07-1692-8, La Habana.

**Peterka A. J.** (1984). “Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators”. Engineering monograph No. 25. USBR. Denver, Colorado, USA