

**ANEXO N° 04: DISEÑO DE DOS PROPUESTAS
ESTRUCTURALES.**

01. VERIFICACION DE LAS DIMENCIONES DEL CANAL EXISTENTE

Se aprecia las siguientes figuras donde Verificamos Insitu de las secciones del canal existente en la Microcuenca Llavini.



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

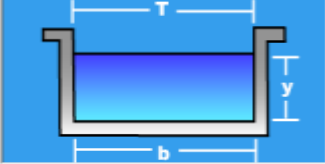
En las siguientes figuras se aprecia que las secciones del canal existente que pueden soportar un caudal de $Q= 12.58\text{m}^3/\text{s}$ a $14.09\text{m}^3/\text{s}$, se verificó con el software Hcanales, que el canal existe actualmente evacua un caudal de $14.0\text{m}^3/\text{s}$., y el caudal de diseño es de $30.31\text{m}^3/\text{s}$, donde nos faltaría evacuar un caudal de $16.31\text{m}^3/\text{s}$, y esta ocasiona una inundación afectando a la población en las partes bajas de la Microcuenca Llavini.

▼ Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **Microcuenca Llavini** Proyecto: **Verif. Canal Existente**
Tramo: **JIRON JORGE BASADRE** Revestimiento: **Concreto**

Datos:

Tirante (y): m
Ancho de solera (b): m
Talud (Z):
Coeficiente de rugosidad (n):
Pendiente (S): m/m



Resultados:

Caudal (Q): m³/s Velocidad (v): m/s
Área hidráulica (A): m² Perímetro (p): m
Radio hidráulico (R): m Espejo de agua (T): m
Número de Froude (F): Energía específica (E): m-Kg/Kg
Tipo de flujo:

Calcular Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora


Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

▼ Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **Microcuenca Llavini** Proyecto: **Verif. Canal Existente**
Tramo: **JIRON JORGE BASADRE** Revestimiento: **Concreto**

Datos:

Tirante (y): m
Ancho de solera (b): m
Talud (Z):
Coeficiente de rugosidad (n):
Pendiente (S): m/m



Resultados:

Caudal (Q): m³/s Velocidad (v): m/s
Área hidráulica (A): m² Perímetro (p): m
Radio hidráulico (R): m Espejo de agua (T): m
Número de Froude (F): Energía específica (E): m-Kg/Kg
Tipo de flujo:

Calcular Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

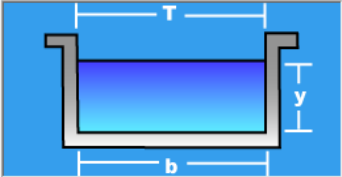
Se aprecia que las Secciones del canal existente puede soportar un caudal de $Q=12.58\text{m}^3/\text{s}$ a $14.09\text{m}^3/\text{s}$, vemos que no cumple con las medidas que existe actualmente en el canal que presenta una altura y una base de $H=0.85\text{m}$ a 0.90m y $b=1.80\text{m}$ a 1.85 respectivamente. Teniendo un caudal de $16.08\text{m}^3/\text{s}$ sin evacuar lo que genera las inundaciones en las partes bajas de la Microcuenca Llavini.

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **Microcuenca Llavini** Proyecto: **Verif. Canal Existente**
Tramo: **JIRON JORGE BASADRE** Revestimiento: **CONCRETO**

Datos:

Caudal (Q): m³/s
Ancho de solera (b): m
Talud (Z):
Rugosidad (n):
Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y): m Perímetro (p): m
Área hidráulica (A): m² Radio hidráulico (R): m
Espejo de agua (T): m Velocidad (v): m/s
Número de Froude (F): Energía específica (E): m-Kg/Kg
Tipo de flujo:

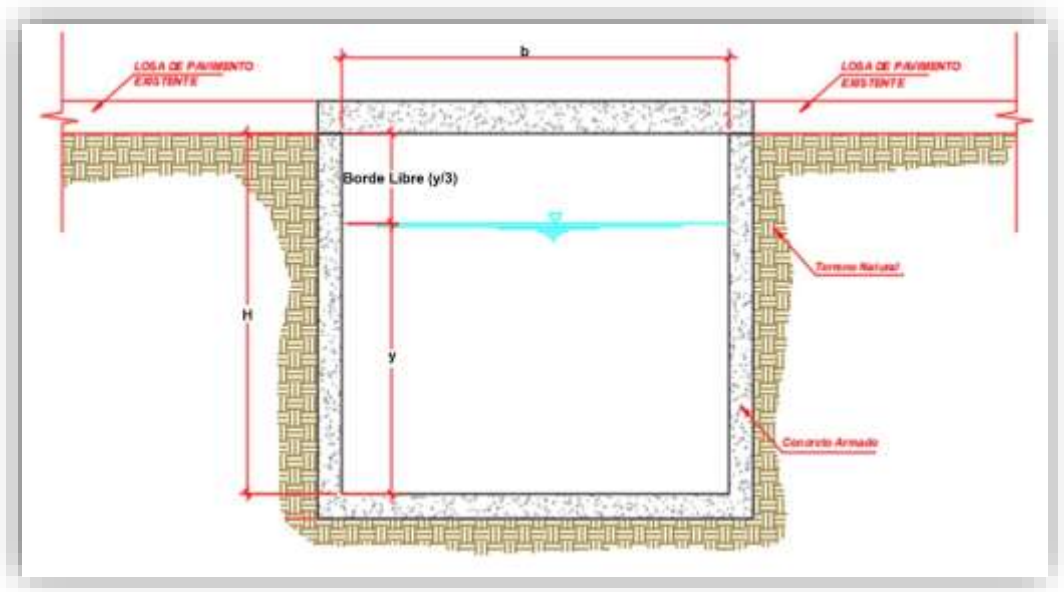
Calcular Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

02. PROPUESTA ESTRUCTURAL I - DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

Las secciones del canal existente evacuan un caudal de $14.0\text{m}^3/\text{s}$, donde falta evacuar un caudal de $16.31\text{ m}^3/\text{s}$, es donde se proponemos un nuevo canal con nuevas dimensiones para cumplir el drenaje pluvial de la Microcuenca Llavini.

La sección rectangular se le puede considerar como una variante de la sección Trapezoidal.



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Donde:

Y: Tirante de agua, Altura de agua que adquiere en el canal

B: Base del canal o ancho de solera

H: Profundidad Total del canal

y/3: Borde Libre

02.01. Diseño del canal rectangular con tirante normal

A veces se presentan dificultades para determinar algunas variables, los procesos de cálculo nos conducen a ecuaciones implícitas, es decir aquellas variables que son de interés indispensable. El motivo del método es establecer un proceso que facilite las integraciones necesariamente para hallar el tirante normal como es que se denomina a aquel correspondiente a las formulas dadas, formula de manning para canales rectangulares y formula del tirante normal:

$$Q = \frac{A^{\frac{5}{3}} * \sqrt{s}}{n * P^{\frac{2}{3}}} \quad y = \frac{\left(\frac{Q * n}{s^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{2}{3}} * (b + 2y)^{\frac{2}{3}}}{b}$$

$$A = b * y; \quad P = b + 2y; \quad R = \frac{A}{P}$$

Donde:

y: Tirante normal

Q: Caudal (m³/s)

b: Base del canal (m)

n: Coeficiente de rugosidad (Adimensional)

s: Pendiente

P: Perímetro mojado

A: Área

R: Radio Hidráulico

Teniendo el caudal Q=30.08 m³/s, Coeficiente de rugosidad n=0.014, (Ver las dimensiones del canal en el Anexo N° 05) para un canal rectangular de concreto armado en la siguiente tabla:

Tramo		D A T O S					Tirante	Área	Perímetro	Radio	Velocidad	Energía	Número	Tipo	Borde Libre	Borde Libre Azumido	Altura	Altura de	Tipos de Canal
		Caudal(Q)	Rugosidad	Base (b)	Talud	Pendiente													
Del km.	Al km.	m ³ /s	n	(m)	z	m/m	Y (m)	(m ²)	P(m)	R(m)	(m/s)	m-kg/kg	(F)	Flujo	de	H(m)	H(m)		
0+000	0+100	30.31	0.014	2.40	0	0.0175	1.692	4.060	5.784	0.702	7.464	4.531	1.83	Supercrítico	0.56	0.55	2.232	2.20	TIPO -I
0+100	0+180	30.31	0.014	2.40	0	0.0247	1.480	3.552	5.360	0.663	8.533	5.191	2.24	Supercrítico	0.49	0.50	1.980	2.00	TIPO -II
0+180	0+260	30.31	0.014	2.40	0	0.0293	1.386	3.327	5.172	0.643	9.110	5.616	2.47	Supercrítico	0.46	0.50	1.886	2.00	TIPO -II
0+260	0+340	30.31	0.014	2.40	0	0.0268	1.434	3.442	5.268	0.653	8.804	5.385	2.35	Supercrítico	0.48	0.50	1.934	2.00	TIPO -II
0+340	0+380	30.31	0.014	2.40	0	0.0233	1.514	3.632	5.427	0.669	8.343	5.061	2.17	Supercrítico	0.50	0.50	2.014	2.00	TIPO -II
0+380	0+420	30.31	0.014	2.40	0	0.0287	1.397	3.353	5.194	0.646	9.038	5.561	2.44	Supercrítico	0.47	0.50	1.897	2.00	TIPO -II
0+420	0+480	30.31	0.014	2.40	0	0.0196	1.619	3.884	5.637	0.689	7.802	4.721	1.96	Supercrítico	0.54	0.55	2.169	2.20	TIPO -I
0+480	0+560	30.31	0.014	2.40	0	0.0193	1.628	3.908	5.657	0.691	7.755	4.693	1.94	Supercrítico	0.54	0.55	2.178	2.20	TIPO -I
0+560	0+680	30.31	0.014	2.40	0	0.0189	1.642	3.940	5.683	0.693	7.692	4.657	1.92	Supercrítico	0.55	0.55	2.192	2.20	TIPO -I
0+680	0+900	30.31	0.014	2.40	0	0.0195	1.622	3.892	5.643	0.690	7.786	4.712	1.95	Supercrítico	0.54	0.55	2.172	2.20	TIPO -I
0+900	0+980	30.31	0.014	2.00	0	0.0438	1.441	2.881	4.881	0.590	10.519	7.080	2.80	Supercrítico	0.48	0.50	1.941	1.90	TIPO -III
0+980	1+040	30.31	0.014	2.00	0	0.0490	1.379	2.757	4.757	0.580	10.991	7.536	2.99	Supercrítico	0.46	0.50	1.879	1.90	TIPO -III
1+040	1+100	30.31	0.014	2.00	0	0.0465	1.407	2.814	4.814	0.585	10.768	7.317	2.90	Supercrítico	0.47	0.50	1.907	1.90	TIPO -III
1+100	1+254	30.31	0.014	2.00	0	0.0491	1.377	2.755	4.755	0.579	11.000	7.545	2.99	Supercrítico	0.46	0.50	1.877	1.90	TIPO -III

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

03. PROPUESTA ESTRUCTURAL II - DISEÑO DEL DIQUE DE RETENCION DE MANPOSTERIA DE PIEDRA Y CONCRETO PARA CÁRCAVAS

Si la cárcava es de mayor tamaño se deben construir diques de retención que se pueden hacer de diferentes materiales, que deben escogerse en función de su disponibilidad y coste. La inmensa mayoría de los diques de retención se suelen construir de mampostería de piedras con concreto. Además, al ser flexibles tienen cierto margen para acomodarse mejor al terreno a medida que se consolida. Por ello, los materiales que posiblemente se empleen serán rocas y piedras, respetando los criterios básicos de diseño.



Fuente: Gómez et al, 2011.

03.01. Ancho Del Dique De Retención

$$A_p = A_{fc} + \frac{(H_{max} * (A_{sc} - A_{fc}))}{P_c}$$

Donde:

A_p : Anchura del dique de retención para cerrar la cárcava

A_{fc} : Ancho de la Cárcava en el fondo

A_{sc} : Ancho del punto más alto de la cárcava

H_{max} : Altura efectiva del dique

P_c : Profundidad total de la cárcava

03.02. Volumen Máximo De Sedimento

$$V_s = 0.5 * H_e * A_p * D_p * \cos(\alpha)$$

Donde:

V_s : Volumen máximo de sedimentos

D_p : Separación de diques entre diques

H_e : Altura del Dique

03.03. Caudal De Diseño

Se recomienda calcular el caudal a partir de la tormenta con periodo de retorno de 25 años usando la fórmula del método racional siguiente:(

Gómez et al, 2011, p.10)

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de Escorrentía

I: Intensidad de Lluvia (mm/hr)

A: Área aporta

Tiempo de Concentración (minutos)

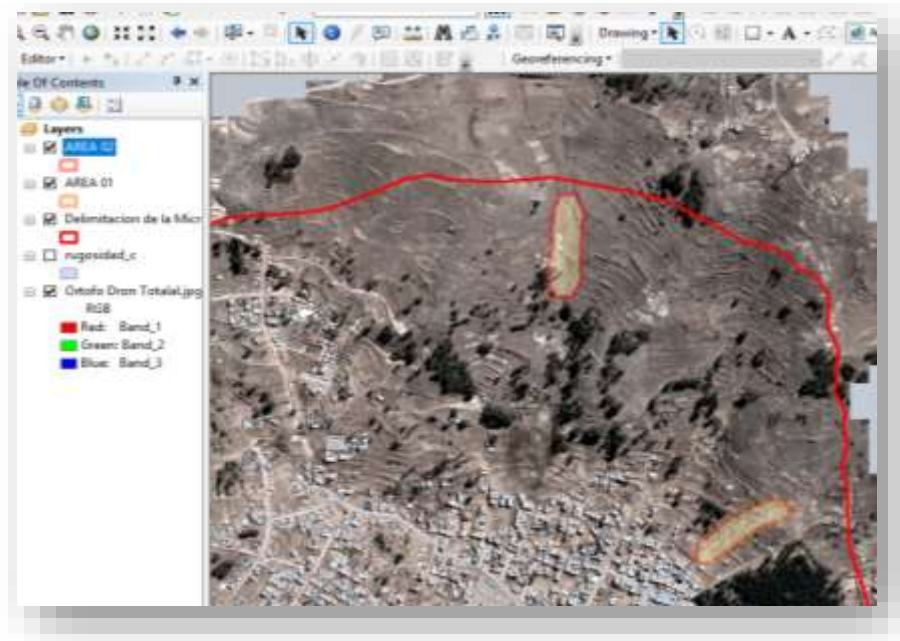
$$T_c = 0.0195 * L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde:

T_c: Tiempo de Concentración

S: Pendiente

L: Longitud de recorrido de escorrentía



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Área aportadora será calculada según el recorrido máximo por la escorrentía donde se tiene las siguientes áreas con ArcGis tenemos dos áreas A1= 0.969ha y A2=1.169ha, Ahora las longitudes del recorrido de la escorrentía se obtienen del perfil longitudinal L1= 233.532m y L2=250.234m, donde las pendientes para tramo se obtienen del perfil longitudinal S1=23.566% y S2= 24.169%

Ahora según el manual de criterios técnicos para el control de cárcavas, diseño de muros de retención y revegetación de paisajes agrarios para diques de retención nos recomienda usar un periodo de retorno de 25 años

Teniendo todos esos datos se tiene que el tiempo de concentración para cada tramo será:

$$Tc1 = 0.0195 * L^{0.77} S^{-0.385} = 2.27 \text{ minutos}$$

$$Tc2 = 0.0195 * L^{0.77} S^{-0.385} = 2.37 \text{ minutos}$$

Ahora las intensidades normalizadas ya calculados previamente en la tesis, para un periodo de retorno de 25 años I1 y I2 será igual a 187.92 mm/hr para un tiempo de 2 minutos.

La siguiente Tabla será para calcular el coeficiente de Escorrentía según el tipo de suelo, en nuestro caso el tipo de suelo es limo arcillas rojas que pertenece al tipo de suelo "D" según la clasificación SCS.

Uso de suelo	A			B			C			D		
	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%	0-2%	2-6%	>6%
Cultivo	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.20	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
Pastos	0.12	0.20	0.30	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.30	0.40	0.50

	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.30	0.42	0.52	0.37	0.50	0.62
Bosque	0.05	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.10	0.13	0.16	0.12	0.16	0.20
	0.08	0.11	0.14	0.10	0.14	0.18	0.12	0.16	0.20	0.15	0.20	0.25
Zona Industrial	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.70
	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
Aparcamientos	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87
	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97

Fuente: Gómez et al, 2011

Ahora de la tabla se obtiene un coeficiente de escorrentía igual a 0.50

Así determinamos los caudales con la siguiente formula mencionada anteriormente.

$$Q_1 = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.5 * 1887.92 * 0.969}{360} = 0.253m^3/s$$

$$Q_2 = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.5 * 1887.92 * 1.169}{360} = 0.305m^3/s$$

03.04.Calculo de Aliviadero

Se debe diseñar de manera que sea capaz de evacuar el caudal de diseño rebosando por el centro del dique de retención sin que ésta alcance los lados del dique y comience a erosionar las paredes de la cárcava. Normalmente son de secciones rectangulares o trapezoidales, siendo mejores las segundas porque son más eficaces desalojando ramas y restos que pueden quedar atrapados.

La Tabla ayuda a dimensionar ese aliviadero una vez conocido el caudal de diseño.

Anchura de aliviadero (m)	0.2	0.6	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	5.2
Altura de agua en el Aliviadero (m)								
0.15	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.3	0.35
0.30	0.04	0.10	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75	0.9
0.45	0.07	0.20	0.50	0.70	0.90	1.20	1.4	1.5
0.60	0.11	0.35	0.70	1.10	1.50	1.80	2.2	2.5
0.75	0.15	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3	3.3
0.90	0.20	0.60	1.30	2.00	2.70	3.30	3.9	4.7

Fuente: Gómez et al, 2011

Según la tabla anterior se tiene un ancho del aliviadero Tipo I va ser de 1.20 m y una altura de agua de 0.30 m, y un ancho del aliviadero Tipo II va ser 1.50 m y una altura de agua de 0.30

Ahora calculamos el ancho del dique de retención de mampostería de piedra y volumen de sedimentos.

Pendiente Cárcava %	2	6	10	16	20	24	30	40
Altura del dique (m)								
0.1	17	6	3	2	2	1	1	1
0.3	50	17	10	6	5	3	2	2
0.5	83	28	17	11	8	4	3	3
0.7	117	39	23	15	12	6	5	4
0.9	150	50	30	19	15	8	6	5
1.1	183	61	37	23	19	9	8	6
1.3	217	72	44	27	22	11	9	7
1.5	250	83	50	32	25	13	10	8
1.7	283	95	57	36	29	15	12	9
1.9	317	106	64	40	32	17	13	10

Fuente: Gómez et al, 2011

De la Tabla se elige la distancia entre diques de retención según la pendiente de las cárcavas que son 24 % y la altura del dique será de 0.70, se asume la distancia de 6 m entre diques

$$Ap1 = Afc + \frac{(Hmax * (Asc - Afc))}{Pc} = 3.9 + \frac{(0.7 * (8.7 - 3.9))}{3.0} = 5.34m$$

$$Vs1=0.5 * He * Ap * Dp * \text{Cos}(\alpha)=0.5 * He * 0.50 * 5.34 * 15 * \text{Cos}(68) =4.70\text{m}^3$$

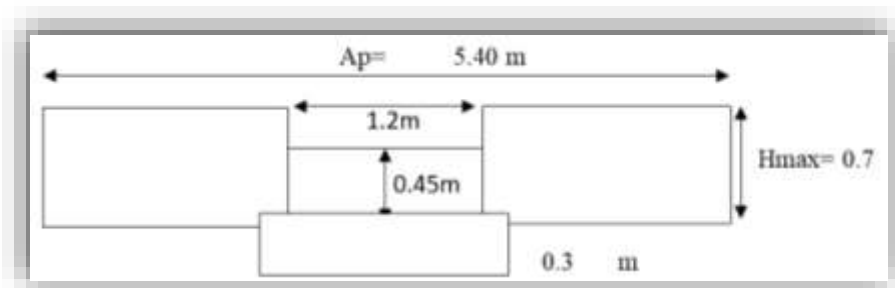
$$Ap2 = Afc + \frac{(Hmax * (Asc - Afc))}{Pc} = 3.4 + \frac{(0.7 * (8 - 3.4))}{2.9} = 4.83\text{m}$$

$$Vs2=0.5 * He * Ap * Dp * \text{Cos}(\alpha)=0.5 * He * 0.50 * 4.83 * 15 * \text{Cos}(64) =3.78\text{m}^3$$

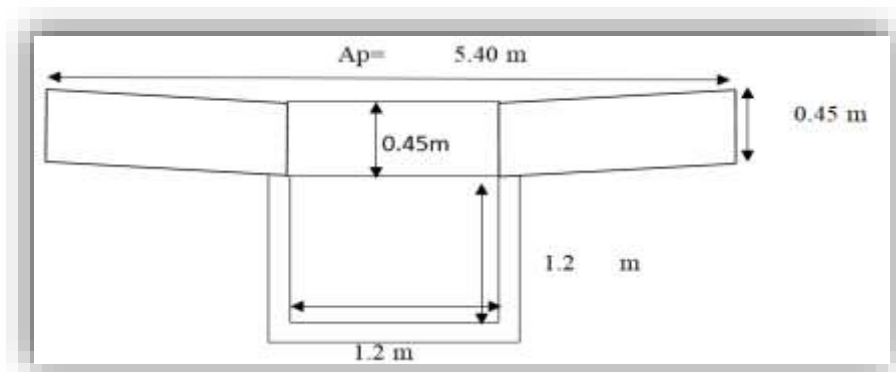
En las siguientes figuras se aprecia las secciones del dique Tipo – I para el control de Cárcavas (Ver Anexo N°5)



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

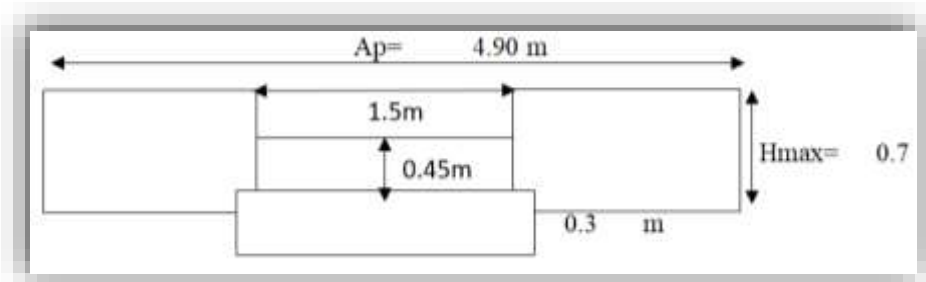


Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

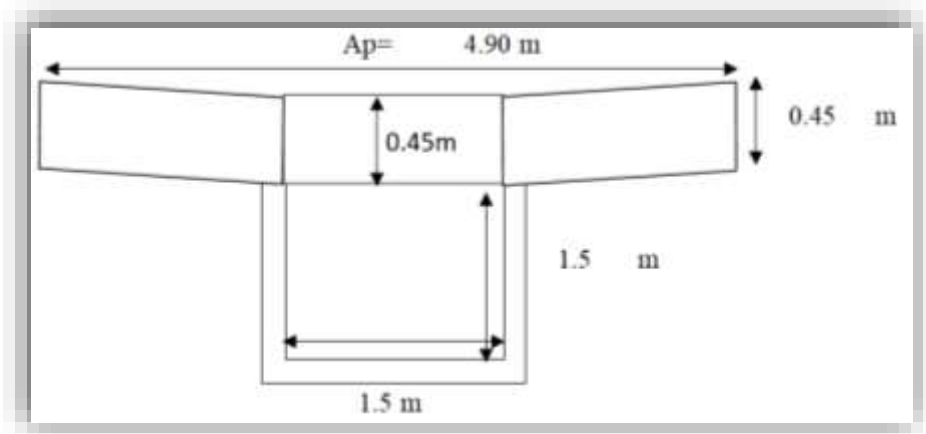
En las siguientes figuras se aprecia las secciones del dique Tipo – II, para control de Cárcavas (Ver Anexo N°5)



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.



Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.