

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN
DE ENERGÍA DEL CANAL SUR, DISTRITO DE JANGAS,
PROVINCIA HUARAZ, REGIÓN ANCASH**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ANGELA CECILIA TOVAR BARRERA

Lima- Perú

2014

“Dedico este trabajo con mucho cariño y respeto a mis padres y hermanos, por sus palabras, consejos y el apoyo que me dieron para alcanzar esta meta.

A José, por ser incondicional.”

ÍNDICE

ÍNDICE	3
RESUMEN	5
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS	10
LISTA DE SIGLAS	13
INTRODUCCIÓN	14
1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES	16
1.1. FLUJO EN CANALES ABIERTOS.....	16
1.1.1. Clasificación de flujos	16
1.1.2. Elementos geométricos de una sección de canal	20
1.1.3. Principios de energía en canales abiertos	20
1.1.4. Desarrollo del flujo uniforme y sus ecuaciones	22
2. CAPÍTULO II: ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	24
2.1. ORIGEN DE LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA.....	24
2.2. PROCESO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	26
2.3. RESALTO HIDRÁULICO.....	27
2.3.1. Resalto en canales rectangulares horizontales	29
2.3.2. Características del Resalto Hidráulico	29
2.3.3. Tipos de Resalto Hidráulico.....	33
2.4. ESTRUCTURAS NORMALIZADAS PARA LA DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA	34
2.4.1. Estructuras SAF (Saint Antony Falls)	35
2.4.2. Estructuras del Bureau of Reclamation	38
2.4.3. Estructura ISWS (Illinois State Water Survey)	55
2.4.4. Estructuras VNIIG (Instituto Hidrotécnico Vedeneev de Leningrado).....	56
2.4.5. Estructuras de caídas y cascadas escalonadas	59
2.5. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DE UN DISIPADOR.....	62

3. CAPÍTULO III: DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS PROYECTADAS	64
3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	64
3.1.1. Ubicación	64
3.1.2. Descripción	65
3.2. INFORMACIÓN BÁSICA	66
3.2.1. Cartografía	66
3.2.2. Pluviometría	66
3.2.3. Reconocimiento y recopilación de información de campo	67
3.2.4. Geología y geotecnia	67
3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO	69
3.3.1. Eventos Hidrológicos Extremos	69
3.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS PROYECTADAS	73
3.4.1. Criterios de diseño	73
3.4.2. Diseño hidráulico del aliviadero de emergencia	74
3.4.3. Diseño hidráulico de la rampa dentada (dados disipadores)	79
3.4.4. Diseño hidráulico del canal Sur en forma escalonada	81
3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ESTRUCTURAS	83
3.5.1. Análisis de las fuerzas actuantes	83
3.5.2. Datos básicos	85
3.5.3. Metrado de cargas y fuerzas actuantes	86
3.5.4. Combinaciones de carga	89
3.5.5. Modelamiento estructural	89
3.5.6. Determinación del acero estructural	90
3.5.7. Análisis de resultados	93
3.6. RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRÁULICO - ESTRUCTURAL	94
4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
4.1. CONCLUSIONES	96
4.2. RECOMENDACIONES	97
BIBLIOGRAFÍA	98
ANEXOS	99

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia desarrolla una metodología para el diseño hidráulico de las estructuras de disipación proyectadas; la aplicación de esta metodología se ha realizado en el estudio de “Ingeniería de detalle del aliviadero de emergencia y canal Sur”, que pertenece a la mina Pierina (Minera Barrick Misquichilca S.A.) ubicada en el departamento de Ancash.

Este proyecto consiste en la conducción de los excedentes de la poza de solución rica del pad de lixiviación hacia la poza de colección de solución, para lo cual se ha proyectado el canal Sur. Otra de las estructuras proyectadas es el aliviadero de emergencia, necesaria para derivar los excedentes de la poza de solución rica hacia el Canal Sur. El diseño del aliviadero propuesto es tipo Laberinto de forma trapezoidal, por su geometría se adecúa mejor al espacio disponible que un aliviadero convencional; adicionalmente se ha proyectado una estructura de empalme entre el aliviadero y el canal Sur, que permitirá controlar la velocidad del flujo en este tramo de 50% de pendiente y poder disipar la energía cinética; la estructura de disipación que mejor se adecúa en esta zona es una rampa dentada (dados disipadores).

Por otro lado el trazo de canal Sur se ha desarrollado sobre un acceso existente que presenta tramos con fuertes pendientes, donde es necesario plantear el canal de forma escalonada por donde se vaya disipando gradualmente la energía cinética del flujo durante su recorrido.

En el informe se ha incluido conceptos de hidráulica en donde se desarrolla el análisis de las condiciones de flujo, los cuales han sido base teórica para el desarrollo adecuado y óptimo de las estructuras. También se ha descrito el análisis del fenómeno de disipación de energía y una descripción general de los diferentes tipos de disipadores de energía existente.

El estudio hidrológico de la zona es fundamental para el diseño hidráulico de las estructuras de disipación. Todo ello ha permitido proponer esta metodología, la cual consiste en la obtención del caudal de diseño, para luego desarrollar el diseño hidráulico de las estructuras es decir, determinar las dimensiones geométricas definitivas de los disipadores que cumplan con las condiciones de

flujo. Posteriormente se procede con el diseño estructural que complementará al diseño hidráulico, con el cual se obtendrá los espesores de las losas, muros y la cuantía de acero mínima necesaria para que las estructuras sean capaces de soportar las cargas debido al relleno y que garantice su buen funcionamiento estructural.

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Capacidad máxima de una estructura tipo VII	53
Tabla 3.1	Resumen de ensayos de clasificación de suelos.	68
Tabla 3.2	Precipitación máxima en 24 horas.	70
Tabla 3.3	Relación de intensidad – duración – frecuencia.	70
Tabla 3.4	Parámetros hidrológicos considerados en el estudio.	73
Tabla 3.5	Caudales de diseño según el periodo de retorno.	73
Tabla 3.6	Criterios de diseño para las estructuras.	74
Tabla 3.7	Coeficientes para el cálculo del C_d	76

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Clasificación de flujos.	16
Figura 1.2	Flujo uniforme permanente.	17
Figura 1.3	Flujo uniforme no permanente.	17
Figura 1.4	Flujo variado.	17
Figura 1.5	Esquema de flujos.	18
Figura 1.6	Energía de flujo gradualmente variado en canales abiertos. . .	21
Figura 2.1	Desprendimiento de un flujo en un cilindro.	25
Figura 2.2	Resistencia de forma.	25
Figura 2.3	Transición de flujo	28
Figura 2.4	Curvas características de resalto hidráulico clásico.	31
Figura 2.5	Longitud del resalto.	32
Figura 2.6	Perfiles superficiales de resalto hidráulico en canales horizontales.	32
Figura 2.7	No se forma resalto.	33
Figura 2.8	Resalto ondulante	33
Figura 2.9	Resalto débil.	33
Figura 2.10	Resalto oscilante.	34
Figura 2.11	Resalto estable.	34
Figura 2.12	Resalto fuerte.	34
Figura 2.13	Esquema de una estructura SAF.	37
Figura 2.14	Esquema de una estructura tipo I.	38
Figura 2.15	Pérdida de energía en función del número de Froude.	39
Figura 2.16	Relación de y_1 e y_2 en función del número de Froude	39
Figura 2.17	Longitud de resalto en función del número de Froude.	41
Figura 2.18	Esquema de una estructura tipo II.	41
Figura 2.19	Superficie del agua y perfiles del flujo aproximado	42
Figura 2.20	Esquema de una estructura tipo III.	43
Figura 2.21	Longitud de resalto en función del número de Froude.	43
Figura 2.22	Mínima profundidad de salida.	44
Figura 2.23	Altura de bloques de impacto y del umbral.	44
Figura 2.24	Mínima profundidad de salida.	45
Figura 2.25	Longitud de resalto en función del número de Froude	46
Figura 2.26	Esquema de una estructura tipo IV.	46

Figura 2.27	Ancho (w) aproximado.	47
Figura 2.28	Planta y perfil longitudinal de un dissipador de impacto	48
Figura 2.29	Esquema del cuenco de chorros huecos.	49
Figura 2.30	Esquema de una rampa dentada.	50
Figura 2.31	Tipos de entradas típicas.	51
Figura 2.32	Diseño de una caída con dados disipadores.	52
Figura 2.33	Esquema de una estructura ISWS.	55
Figura 2.34	Estructura tipo VNIIG - Simples.	56
Figura 2.35	Estructura tipo VNIIG - Gunko.	57
Figura 2.36	Estructura tipo VNIIG - Lyapin.	58
Figura 2.37	Estructura tipo VNIIG - Kumin.	59
Figura 2.38	Esquema de una estructura de caída.	59
Figura 2.39	Flujo de régimen saltante.	61
Figura 3.1	Plano de localización del proyecto.	64
Figura 3.2	Vista panorámica de la zona.	67
Figura 3.3	Tipo de suelo en la zona.	68
Figura 3.4	Vista 3D de la cuenca de aporte en Google Earth.	71
Figura 3.5	Esquema del aliviadero Laberinto.	75
Figura 3.6	Curva de diseño del aliviadero.	77
Figura 3.7	Curva óptima para C_d	77
Figura 3.8	Distribución de cargas.	85
Figura 3.9	Carga debido a la presión lateral del terreno	87
Figura 3.10	Carga debido a la presión lateral del agua.	88
Figura 3.11	Carga debido a la presión vertical del agua.	88
Figura 3.12	Modelo estructural.	89
Figura 3.13	Momentos máximos.	90
Figura 3.14	Esfuerzo cortante.	90
Figura 3.15	Distribución del acero de la entrada del aliviadero.	93
Figura 3.16	Distribución del acero en el canal Sur.	93
Figura 3.17	Junta Waterstop.	95
Figura 3.18	Revestimiento con Stud liner	95

LISTA DE SÍMBOLOS

A	: Área de la sección transversal o área mojada
A_b	: Área del bloque
A_c	: Área de la cuenca
A_s	: Acero principal requerido
A_{sr}	: Acero de distribución
B_1	: Base del canal
B_2	: Ancho alero
C	: Coeficiente de escorrentía
C_d	: Coeficiente de descarga
c	: Coeficiente de Chézy
CN	: Curva número
d	: Tirante medio hidráulico
d_c	: Tirante crítico
d_e	: Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada
DC	: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
e_l	: Espesor de losa
e_m	: Espesor de muro
E	: Energía específica
EH	: Empuje horizontal del suelo
ES	: Sobrecarga del suelo
EV	: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
F_r	: Número de Froude
f'_c	: Esfuerzo de compresión
f_{cr}	: Esfuerzo de tracción por flexión del concreto
F_{eq}	: Fuerza dinámica equivalente

F_y	:	Esfuerzo de fluencia del acero
g	:	Aceleración de la gravedad
H	:	Energía requerida
H_1	:	Altura canal
H_w	:	Altura de agua
I	:	Intensidad de la precipitación
I_g	:	Momento de inercia de la sección agrietada
K_a	:	Coeficiente de empuje lateral
K_o	:	Coeficiente de presión lateral de reposo del suelo
Kg	:	Kilogramo
$Kg\text{-cm}$:	Kilogramo –centímetro
Km^2	:	Kilómetro cuadrado
L	:	Longitud característica
L_d	:	Longitud de caída
L_r	:	Longitud de resalto
L_t	:	Longitud total del escalón
LL	:	Sobrecarga viva
LP	:	Longitud de protección
mm	:	Milímetro
M_{cr}	:	Momento de agrietamiento
M_u	:	Momento debido a las cargas mayoradas
n	:	Coeficiente de rugosidad de Manning
P	:	Precipitación
P_m	:	Perímetro mojado
Q	:	Caudal
q_1	:	Descarga por metro de ancho
R	:	Radio hidráulico
Re	:	Número de Reynolds
S	:	Pendiente

T	:	Fuerza de arrastre o resistencia de superficie
T_c	:	Tiempo de concentración
V	:	Velocidad media
V_c	:	Resistencia al corte
V_u	:	Corte debido a las cargas mayoradas
ν	:	Viscosidad cinemática
y	:	Profundidad del flujo
WA	:	Carga hidráulica y presión del flujo del agua
Δz	:	Altura de grada
γ_s	:	Densidad del relleno
γ_{H_2O}	:	Peso específico del agua
α	:	Ángulo de inclinación del aliviadero
β	:	Ángulo de inclinación del relleno
θ	:	Ángulo de inclinación de la pared
δ	:	Ángulo de fricción interna suelo-concreto
ϕ	:	Ángulo de fricción interna del relleno

LISTA DE SIGLAS

ACI	: Instituto Americano del Concreto.
EIA	: Estudio de Impacto Ambiental.
IGN	: Instituto Geográfico Nacional.
MBM	: Minera Barrick Misquichilca.
MEM	: Ministerio de Energía y Minas.
NTE	: Norma Técnica de Edificaciones.
NRCS	: Servicio de Conservación de Recursos Naturales.
PSAD56	: Datum Provisional Sudamericano de 1956.
UNI	: Universidad Nacional de Ingeniería.
UTM	: Universal Transversal de Mercator.
SCS	: Servicio de Conservación de Suelos.
SENAMHI	: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

INTRODUCCIÓN

Los disipadores de energía son parte importante de la obra de excedencia que tiene por objetivo disipar el exceso de energía cinética del flujo de agua; esta energía o altura de velocidad es adquirida por el agua donde la velocidad es alta.

La disipación de energía se produce por la combinación de los diferentes fenómenos tales como; aireación del flujo, cambio brusco de dirección de flujo, formación de resalto hidráulico, por caídas consecutivas en canales escalonados, impacto o incremento de rugosidad.

La aplicación de las estructuras de disipación en el Perú, es cada vez mayor, puesto que en la actualidad se tiene un mayor conocimiento de las consideraciones de tipo teórico o experimental que deben tenerse en cuenta para el diseño de los diferentes tipos de disipadores de energía.

El presente Informe de Suficiencia busca cumplir con todos los requerimientos de diseño eficiente de una estructura de disipación de energía. Para ello se ha desarrollado cuatro capítulos que están basados en una explicación teórica y los cuales se describen a continuación:

En el capítulo I se describe conceptos teóricos necesarios para el análisis de las condiciones de flujo en canales abiertos, quedando definido de esta forma un marco teórico que sirve de base para la comprensión de los temas desarrollados en los siguientes capítulos.

En el capítulo II se da un resumen sobre el origen de las pérdidas de energía, así como una descripción general y el diseño hidráulico de las diferentes estructuras de disipación, donde se detalla los elementos que la componen, características y sus aplicaciones.

En el capítulo III se desarrolla la aplicación del diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, como el aliviadero tipo Laberinto, las estructuras de disipación con dados disipadores y caídas verticales o escalonadas; donde se incluye la aplicación de las ecuaciones de diseño según las condiciones de flujo de cada estructura.

En el capítulo IV se muestran las conclusiones del cálculo realizado, así como las recomendaciones para lograr un diseño óptimo.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. FLUJO EN CANALES ABIERTOS

El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre y está sometido a la presión atmosférica.

Con el propósito de simplificación se puede suponer que el flujo es paralelo y que tiene una distribución de velocidades uniforme y que la pendiente del canal es pequeña. En este caso, la superficie de agua es la línea de gradiente hidráulico y la profundidad del agua corresponde a la altura piezométrica; si el flujo fuera curvilíneo o la pendiente del canal fuera alta, la altura piezométrica sería diferente a la profundidad del flujo, la línea de gradiente hidráulico no coincidiría exactamente con la superficie del canal.

Las condiciones de flujo en canales se complican por el hecho que la superficie libre puede cambiar con el tiempo y en el espacio; y también por el hecho de que la profundidad del flujo, el caudal y las pendientes de fondo de canal y de la superficie libre son independientes.

1.1.1. Clasificación de flujos

a) Según el tipo de flujo se los puede clasificar en:

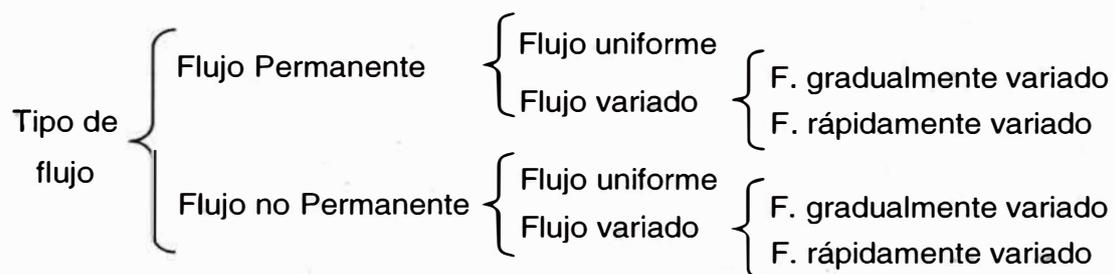


Figura 1.1 Clasificación de flujos
(Fuente: Elaboración Propia)

Para distinguir si un flujo es permanente o no permanente se tiene como criterio el tiempo.

- ✓ **Flujo permanente:** si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

- ✓ **Flujo no permanente:** cuando la profundidad cambia con el tiempo. Por ejemplo en el caso de crecientes y oleadas, el nivel del flujo cambia de manera instantánea a medida que pasan las ondas y el tiempo se vuelve de importancia para el diseño de estructuras de control.

Para distinguir si un flujo es uniforme o variado se tiene como criterio el espacio.

- ✓ **Flujo uniforme:** si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal.
 - **Flujo uniforme permanente:** la profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo en consideración.

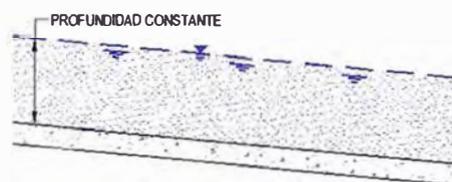


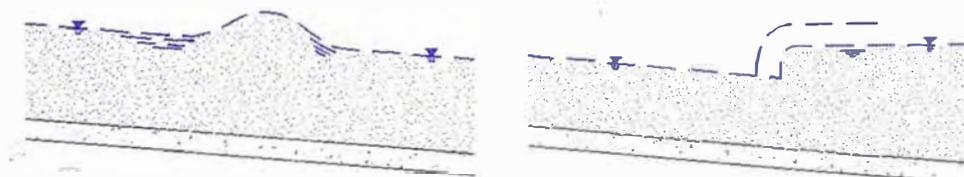
Figura 1.2 Flujo uniforme permanente
(Fuente: Elaboración Propia)

- **Flujo uniforme no permanente:** la superficie del agua fluctúa de un tiempo a otro, pero permaneciendo paralelo al fondo del canal. Es prácticamente imposible.



Figura 1.3 Flujo uniforme no permanente
(Fuente: Elaboración Propia)

- ✓ **Flujo variado:** la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. Se presenta en cunetas, a lo largo de carreteras, en vertederos de canal lateral, en canaletas de aguas de lavado de filtros, canales principales de riego, en drenaje de sistemas de irrigación, etc.



F. gradualmente variado

F. rápidamente variado

Figura 1.4 Flujo variado
(Fuente: Elaboración Propia)

- **Flujo rápidamente variado:** si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas.

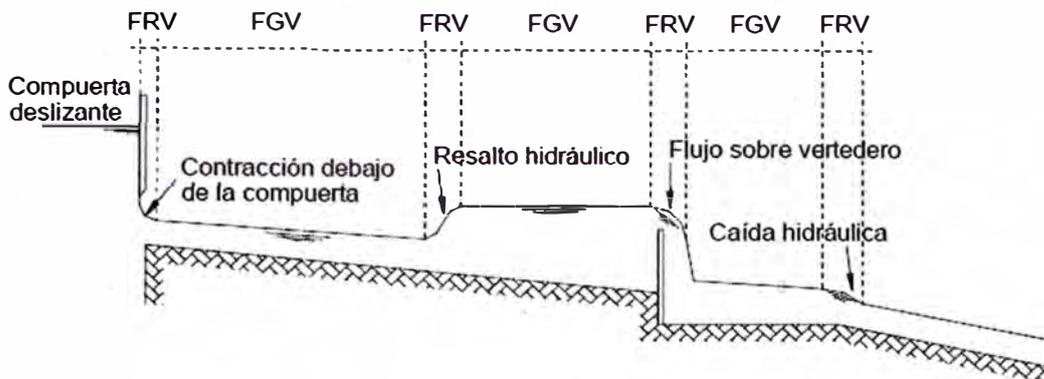


Figura 1.5 Esquema de flujos
(Fuente: Elaboración Propia)

b) Según los efectos de la viscosidad se pueden clasificar en:

- Flujo laminar
 - Flujo turbulento
 - Flujo de transición
- ✓ **Flujo Laminar:** Ocurre cuando las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales. Las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente y capas de fluido con espesor infinitesimales parecen deslizarse sobre capas adyacentes.
- ✓ **Flujo Turbulento:** se presenta si las fuerzas viscosas débiles respecto de las fuerzas inerciales. Las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente en su conjunto.

Este efecto se representa por el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{VL}{\nu} \quad (1.1)$$

Dónde:

- V** : Velocidad media del flujo (m/s);
- R_e** : Número de Reynolds;
- L** : Longitud característica;
- ν** : Viscosidad cinemática.

Si R_e es mayor que 500 el flujo se considera turbulento. La longitud de las secciones (L) es el radio hidráulico, para secciones suficientemente anchas el radio hidráulico es aproximadamente igual al tirante.

c) Según los efectos de la gravedad se clasifican en:

- Flujo crítico
- Flujo subcrítico
- Flujo supercrítico

Se representa por el número de Froude (relación entre fuerzas inerciales y gravitacionales):

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot d}} \quad (1.2)$$

Dónde:

d : Tirante medio hidráulico;

F_r : Número de Froude;

g : Aceleración de Gravedad;

V : Velocidad de las ondas de perturbación

(Causada por perturbaciones u obstáculos en el canal, que causan desplazamientos del agua por encima y por debajo del nivel medio de la superficie y por consiguiente crean ondas que ejercen peso o fuerza gravitacional).

- ✓ $F_r=1$ (**Flujo crítico**): Velocidad del agua igual a la velocidad de la onda de perturbación.
- ✓ $F_r<1$ (**Flujo subcrítico**): Velocidad del agua menor a la velocidad de la onda de perturbación. El flujo tiene una velocidad baja, se describe como tranquilo y de corriente lenta.
- ✓ $F_r>1$ (**Flujo supercrítico**): Velocidad del agua mayor a la velocidad de la onda de perturbación. El flujo tiene alta velocidad y se describe como rápido, ultrarrápido y torrencial.

Las ondas gravitacionales pueden prolongarse hacia aguas arriba en un canal con flujo subcrítico, pero no puede hacerlo en un canal con flujo supercrítico, debido a que la celeridad es mayor que la velocidad del flujo en el primer caso y menor en el segundo.

1.1.2. Elementos geométricos de una sección de canal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo del flujo. A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica; otros elementos geométricos utilizados en el Informe se definirán cada vez que aparezcan por primera vez.

Tirante medio hidráulico d , es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. Cuando la sección de canal es rectangular, este término se intercambia con la profundidad de flujo de la sección, y .

El nivel, es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia hasta la superficie libre. Si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad del flujo.

El área mojada A , es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

El perímetro mojado P_m , es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

El radio hidráulico R , es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

La profundidad hidráulica " y ", es la relación entre el área mojada y el ancho de la superficie libre.

1.1.3. Principios de energía en canales abiertos

En hidráulica elemental se sabe que la energía total del agua en metros - kilogramo por kilogramo de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en metros de agua que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad.

Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura total H de una sección O que contiene el punto A en una línea de corriente de flujo de un canal de pendiente alta (Figura 1.6) puede escribirse como:

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \frac{v_A^2}{2g} \quad (1.3)$$

Donde z_A la elevación del punto A por encima del plano de referencia, d_A es la profundidad del punto A por debajo de la superficie del agua medida a lo largo de la sección del canal, θ es el ángulo de la pendiente del fondo del canal y $\frac{v_A^2}{2g}$ es la altura de la velocidad del flujo en la línea de corriente que pasa a través de A .

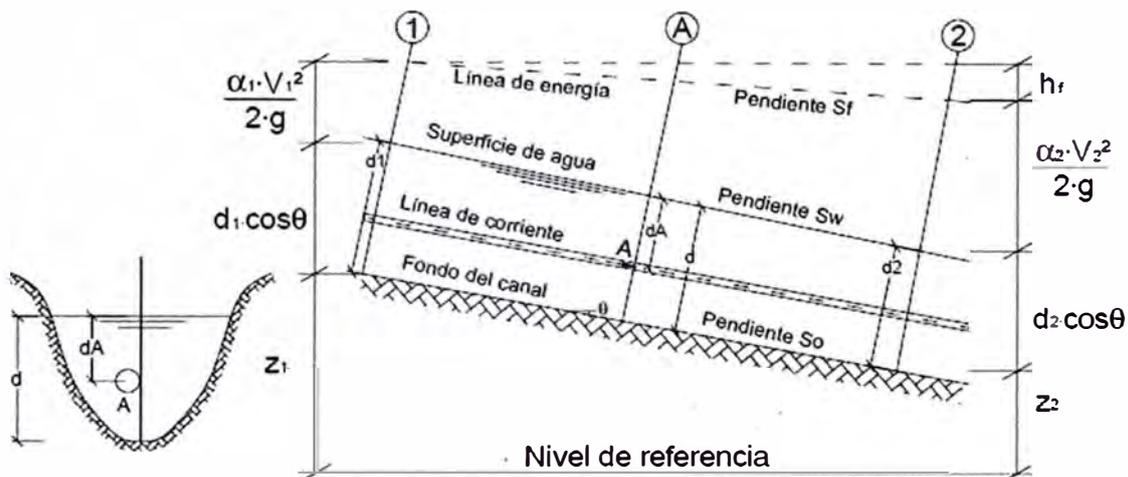


Figura 1.6 Energía de flujo gradualmente variado en canales abiertos
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994)

En general cada línea de corriente que pasa a través de una sección de canal tendrá una altura de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de velocidad en fluidos reales. Solo en flujo paralelo ideal con distribución uniforme de velocidades, la altura de velocidad puede ser idéntica para todos los puntos de la sección transversal. En el caso del flujo gradualmente variado para propósitos prácticos, puede suponerse que las alturas de velocidad para todos los puntos de la sección del canal son iguales y, con el fin de tener en cuenta la distribución no uniforme de velocidades, puede utilizarse el coeficiente de energía para corregir ese efecto. Luego, la energía total de la sección del canal es:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (1.4)$$

Para canales con pendientes bajas $\theta \approx 0$. Donde α se conoce como coeficiente de energía. Datos experimentales indican que el valor de α varía desde 1.03 hasta 1.36. Luego la energía total en la sección del canal es:

$$H = z + d + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (1.5)$$

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la energía total en la sección 1 debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2, más la pérdida de energía h_f entre las dos secciones:

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (1.6)$$

1.1.4. Desarrollo del flujo uniforme y sus ecuaciones

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales: la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes; la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales.

Expresión de la velocidad en flujo uniforme

Para los cálculos hidráulicos la velocidad media de un flujo uniforme turbulento en canales abiertos por lo general se expresa aproximadamente por la llamada ecuación de flujo uniforme. La mayor parte de las ecuaciones prácticas de flujo uniforme pueden expresarse de la siguiente manera:

$$V = CR^x S^y \quad (1.7)$$

Donde:

V : Velocidad media del flujo (m/s);

R : Radio hidráulico (m);

S : Pendiente de línea de energía;

x e y : Exponentes; y

C : Factor de resistencia al flujo.

Las ecuaciones mejor conocidas y más ampliamente utilizadas son las ecuaciones de Chézy y de Manning.

- *Ecuación de Chézy (c)*

Ecuación de flujo uniforme expresada como:

$$V = c\sqrt{RS} \quad (1.8)$$

Donde:

V : Velocidad media del flujo (m/s);

R : Radio hidráulico (m);

S : Pendiente de línea de energía;

c : Coeficiente de Chézy.

- *Ecuación de Manning (n)*

Presentó una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.9)$$

Donde:

n : Coeficiente de Manning.

CAPÍTULO II: ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.1. ORIGEN DE LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA

La existencia de un gradiente de velocidad implica la existencia de esfuerzos de corte (r) o rozamiento, ya que:

$$r = \mu \, d\mu/dn \quad (2.1)$$

En el análisis de acción de un flujo sobre un cilindro se obtuvo que la fuerza de resistencia del cuerpo para un fluido ideal es igual a cero. Para los fluidos reales la fuerza de resistencia es producto de la existencia de los esfuerzos de corte, siendo estas fuerzas el resultado de la integración de los esfuerzos de corte r por toda la superficie.

$$T = \int_A \mu \left(\frac{d\mu}{dn} \right) dA \quad (2.2)$$

Donde:

T : Fuerza de arrastre o resistencia de superficie.

La fuerza obtenida de esta manera se llama resistencia de superficie, debido a que los esfuerzos de corte producidos son proporcionales a la superficie donde están actuando.

La acción de los esfuerzos de corte o rasantes implica cierta transformación de energía que es proporcional a la superficie de acción; esta transformación se conoce como pérdida de energía por lo que se dice que las fuerzas de resistencia producen pérdidas de superficie.

La resistencia al movimiento de un cuerpo o un fluido en contacto con un cuerpo se descompone en normales y de corte o tangenciales; los primeros corresponde a la presión que el fluido ejerce sobre el cuerpo y los segundos a los esfuerzos rasantes como se muestra en la Figura 2.1.

En ciertos puntos de la superficie del cuerpo (puntos A y A'), debido a la desaceleración del flujo, por cause de los esfuerzos cortantes, así como por la existencia de un gradiente positivo de presiones que se opone al movimiento, la capa de fluido adyacente al cuerpo se desprende de éste, formando en la parte posterior una estela de vórtice.

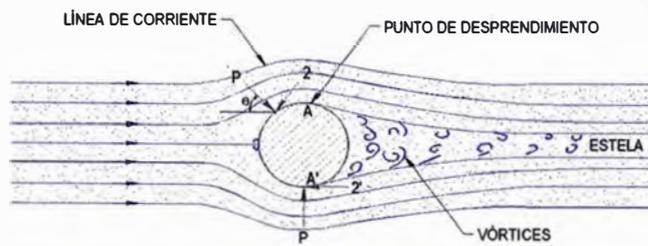


Figura 2.1 Desprendimiento de un flujo en un cilindro
(Fuente: Sandoval W., Principios de la Hidráulica, 1993)

A la fuerza resultante de este fenómeno se la llama fuerza de forma o resistencia de forma. A la transformación de energía, producto de este fenómeno, se la denomina pérdida de forma o local.

La magnitud de cada una de estas fuerzas (superficie y local) depende de la forma del cuerpo, por ejemplo:

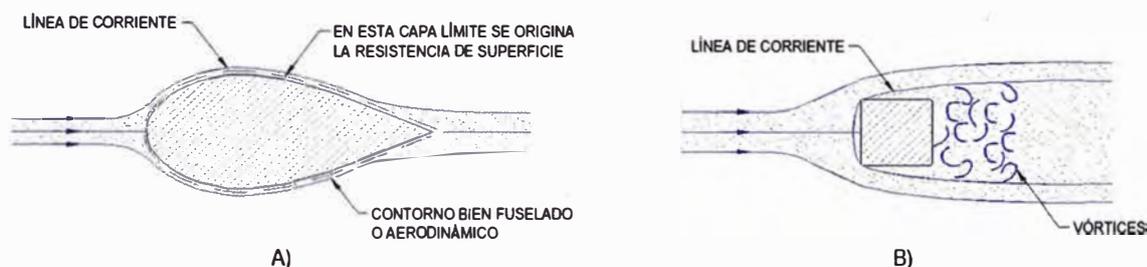


Figura 2.2 Resistencia de forma
(Fuente: Sandoval W., Principios de la Hidráulica, 1993)

Para cuerpos de perfil aerodinámico (Figura A), la resistencia de superficie es significativa que la resistencia de forma; mientras que para los cuerpos de contorno romo (Figura B), la resistencia de forma es enorme.

La magnitud de las fuerzas de resistencia depende de factores como: la velocidad del flujo, de los parámetros geométricos, la rugosidad, entre otro.

Las causas que producen la transformación de energía, dan origen a la clasificación de las llamadas pérdidas de energía que son de dos tipos: pérdidas por longitud o primarias y locales o secundarias.

- **Pérdidas primarias**

Son las pérdidas producto de las fuerzas de resistencia por contacto del fluido con los bordes de los cauces o contornos de los cuerpos y el rozamiento entre las mismas capas de los fluidos.

- **Pérdidas secundarias**

Corresponde a las resistencias de forma y por consiguiente depende de la forma de las paredes del cauce, el contorno de los cuerpos y las condiciones del flujo, razón por la cual se les denomina pérdidas locales.

2.2. PROCESO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El objetivo del disipador de energía debe alcanzar la eliminación del excedente de la energía cinética en un flujo, de modo que evite el riesgo de socavación de la estructura misma y de las obras que se ubican hacia aguas abajo.

Esta energía es disipará mediante procesos de difusión de la velocidad entre las partículas de agua que entran con una energía cinética alta dentro de una masa de agua estática o de menor velocidad. Bajo este concepto la energía mecánica se convierte en fricción.

El proceso de disipación se logra habitualmente de dos maneras:

- Ingreso de una partícula de agua con alta velocidad dentro de una masa de agua, conocido como difusión. La disipación de energía se da mediante el consumo de energía debido a intensos procesos de fricción interna consumida a través de la formación de vórtices producidos en las zonas de alto gradiente de velocidad. Por lo tanto para lograr altos niveles de disipación es importante generar zonas de alta turbulencia.
- Chorro libre; la disipación de energía también aparece como resultado de la resistencia del aire ejercida durante la caída. Esta disipación es significativa si la altura de caída es pequeña y la diferencia de velocidades entre el chorro y el aire es considerable.

En ambos casos se logra una mayor disipación de energía si la perturbación provocada en la masa de fluido (agua o aire) es alta, dentro de la cual se introduce el chorro de agua con alta energía cinética.

Dado que generalmente las estructuras de disipación de energía son costosas, se introduce frecuentemente accesorios adicionales como pantallas o superficies de impacto, ubicado dentro de la masa de agua, con el fin de elevar el grado de turbulencia y por tanto incrementar la eficiencia del disipador.

Una eficiente disipación de energía puede lograrse mediante varios métodos que se categorizan de la siguiente manera:

- Generación de fuerte gradientes de velocidad que incrementan el grado de turbulencia como por ejemplo:
 - ✓ Expansiones bruscas,
 - ✓ Cambios bruscos de dirección del flujo,
 - ✓ Obturadores,
 - ✓ Umbrales,
 - ✓ Flujos opuestos,
 - ✓ Contornos rugosos y
 - ✓ Cámaras de vórtices.
- Generación de interfaces turbulentas agua - aire en:
 - ✓ Descargas de chorros libres y
 - ✓ Desintegración de chorros libres.

Se debe considerar también la inevitable generación de perturbaciones en el flujo que pueda generar consecuencias para la estabilidad de las obras, como:

- Pulsaciones,
- Vibraciones,
- Erosión,
- Abrasión y cavitación.

2.3. RESALTO HIDRÁULICO

La transición de flujo supercrítico a subcrítico (Figura 2.3) se conoce como “Resalto Hidráulico”. Un resalto hidráulico se caracteriza por el desarrollo de turbulencia de gran escala, por ondas superficiales y por rocío, disipación de energía y entrapamiento de aire. La región de turbulencia de gran escala se conoce como “remolino”. Un resalto hidráulico es una región de flujo de variación rápida.

Para este régimen de flujo las fuerzas inerciales son sobrepasadas en importancia por las gravitacionales; en el flujo se tienen velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina de agua, por el contrario, son mayores que las que se presentan en el flujo supercrítico. Para este tipo de flujo en aumento en la energía se traduce en el aumento en la profundidad de la lámina de agua.

2.3.1. Resalto en canales rectangulares horizontales

Para flujo supercrítico en un canal rectangular horizontal, la energía del flujo se disipa a través de la resistencia friccional a lo largo del canal, dando como resultado un descenso en la velocidad y un incremento en la profundidad en la dirección del flujo. Un resalto hidráulico se formará en el canal si el número de Froude del flujo F_{r1} , la profundidad del flujo y_1 y la profundidad y_2 aguas abajo satisfacen la ecuación.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (2.3)$$

Donde:

- F_{r1} : Número de Froude.
- y_1 : Profundidad del agua antes del resalto.
- y_2 : Profundidad del agua después del resalto.

2.3.2. Características del Resalto Hidráulico

Las características del resalto hidráulico han sido aprovechados para reducir las velocidades de flujo en canales a valores que se permitan el escurrimiento sin ocasionar tensiones de corte superiores a los límites permitidos por los materiales que componen el perímetro mojado.

El lugar geométrico en el que se presenta el resalto se denomina colchón hidráulico. Se han investigado diferentes formas de colchones hidráulicos con el objeto de lograr una mejor disipación de energía en una menor longitud. Para el diseño de colchones hidráulicos se consideran los siguientes aspectos.

Pérdidas de energía

En el resalto hidráulico la pérdida de energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (2.4)$$

Donde:

E_1 : Energía específica antes del resalto 1.

E_2 : Energía específica después del resalto.

y_1 : Profundidad del agua antes del resalto.

y_2 : Profundidad del agua después del resalto.

A la relación $\Delta E / E_1$ se le conoce como pérdida relativa.

Eficiencia

Es la relación entre la energía específica antes y después del resalto, es una función adimensional y depende sólo del número de Froude del flujo de aproximación.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_{r1}^2 + 1)^{3/2} - 4F_{r1}^2 + 1}{8F_{r1}^2(2 + F_{r1}^2)} \quad (2.5)$$

La ecuación 2.5, indica que la eficiencia de un resalto es una función adimensional que depende solo del número de Froude del flujo de aproximación F_{r1} .

$$F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}} \quad (2.6)$$

Donde:

F_{r1} : Número de Froude.

v_1 : Velocidad del agua en la sección 1.

g : aceleración de la gravedad.

La pérdida relativa es $1 - \frac{E_2}{E_1}$, es también una función adimensional del número de

Froude.

Altura del resalto (h_j)

Es la diferencia entre las profundidades antes y después del resalto.

$$h_j = y_2 - y_1 \quad (2.7)$$

Al expresar cada término como la relación con respecto a la energía específica inicial:

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{y_2}{E_1} = \frac{y_1}{E_1} \quad (2.8)$$

Donde:

$\frac{h_j}{E_1}$: Número de datos de la muestra.

$\frac{y_2}{E_1}$: Número de datos de la muestra.

$\frac{y_1}{E_1}$: Variable aleatoria.

Con estas características dibujadas se obtiene características del resalto hidráulico clásico:

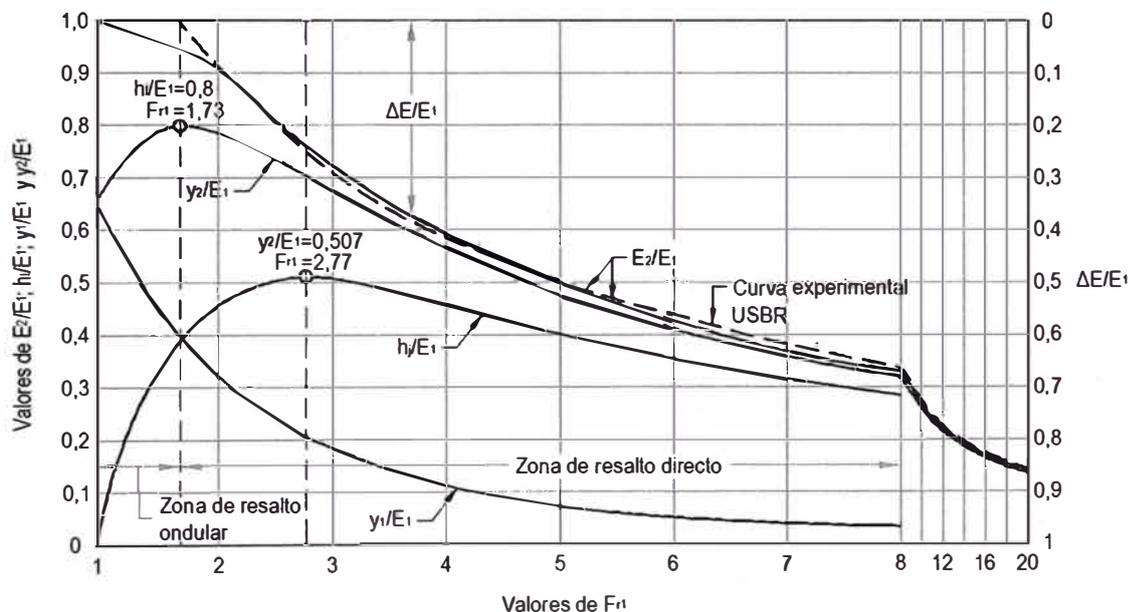


Figura 2.4 Curvas características de resalto hidráulico clásico
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

Longitud

Esta puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto hidráulico hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino. La longitud del resalto es una variable particularmente relevante para aspectos de economía y seguridad de la obra.

Esta longitud no puede ser determinada fácilmente por la teoría, pero ha sido investigada de manera experimental, dando como resultado la siguiente curva que relaciona la longitud del resalto hidráulico en función del número de Froude.

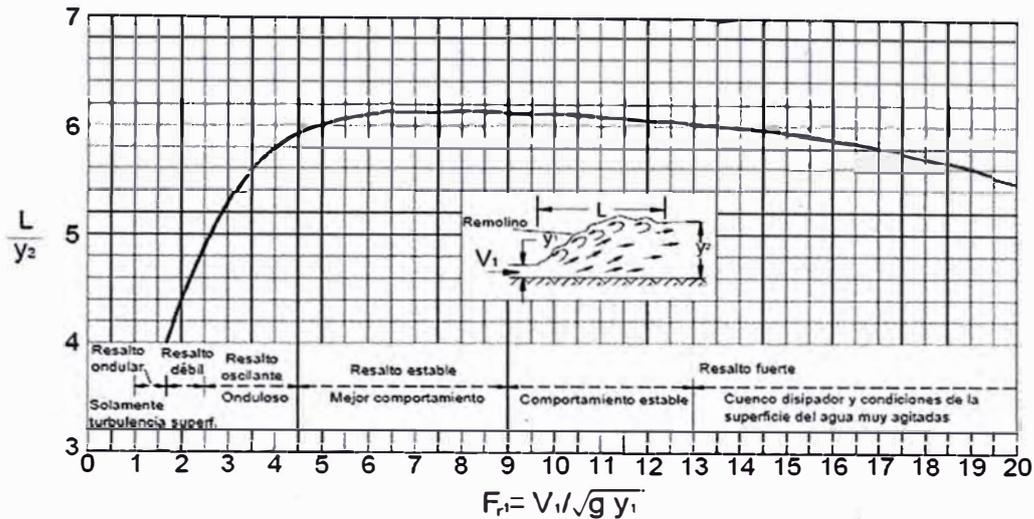


Figura 2.5 Longitud del resalto
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

El perfil superficial del resalto

El conocimiento del perfil de la superficie libre de un resalto hidráulico es necesario en el diseño del borde libre para los muros laterales del cuenco disipador donde se presenta el resalto. También es importante determinar las presiones en el fondo del cuenco ya que estas son las que rigen el diseño estructural, experimentalmente se ha comprobado que la presión sobre el fondo del cuenco es prácticamente la misma que indica el perfil de la superficie del agua. El perfil superficial de un resalto hidráulico puede representarse mediante curvas adimensionales para varios valores de número de Froude F_{r1} como se muestra a continuación:

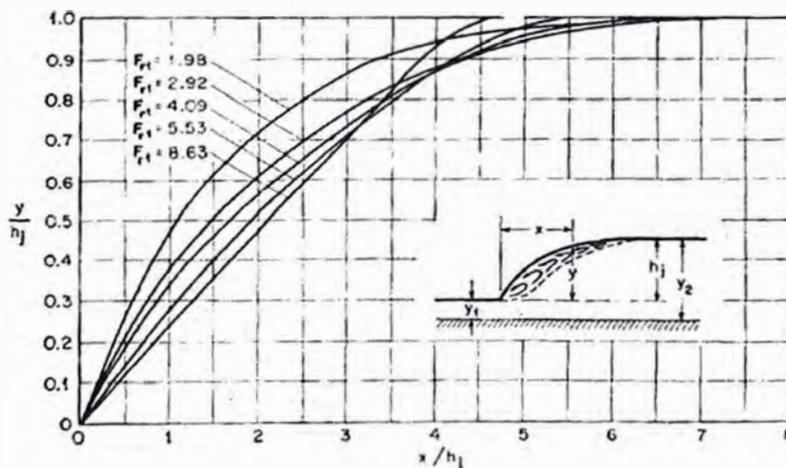


Figura 2.6 Perfiles superficiales de resalto hidráulico en canales horizontales
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

2.3.3. Tipos de Resalto Hidráulico

Existen diferentes tipos de resalto hidráulico en fondos horizontales, cuya base de clasificación es el número de Froude aguas arriba (antes que se produzca el resalto):

$F_{r1} = 1$: El flujo es crítico, por lo que no se forma resalto.

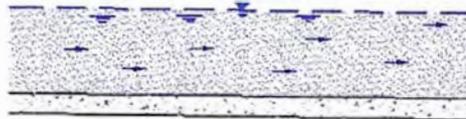


Figura 2.7 No se forma resalto
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

$F_{r1} = 1$ a 1.7 : La superficie de agua presenta la tendencia a la formación de ondulaciones. Pérdidas de energía insignificantes.

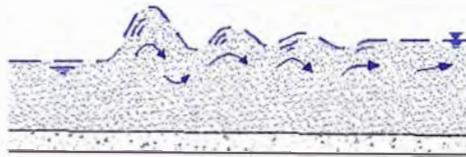


Figura 2.8 Resalto ondulante
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

$F_{r1} = 1.7$ a 2.5 : Se desarrolla una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme. La velocidad a través de la sección es uniforme y la pérdida de energía es baja, se forma un resalto débil.

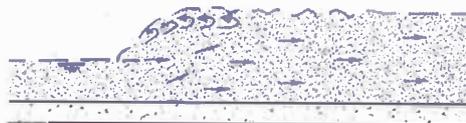


Figura 2.9 Resalto débil
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

$F_{r1} = 2.5$ a 4.5 : Resalto oscilante inestable. Se producen ondas largas de periodo irregular. Cada oscilación irregular produce una ola grande la cual viaja lejos hacia aguas abajo, dañando y erosionando las orillas, se produce un resalto oscilante.

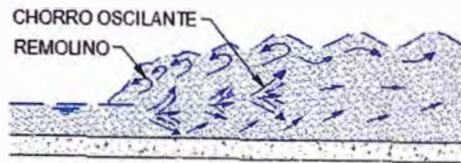


Figura 2.10 Resalto oscilante
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

$F_{r1} = 4.5$ a 9 : La extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren prácticamente en la misma sección vertical. La acción y la posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad de aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado y su comportamiento es el mejor. La disipación de energía varía de 45% a 70%, se forma un resalto estable.

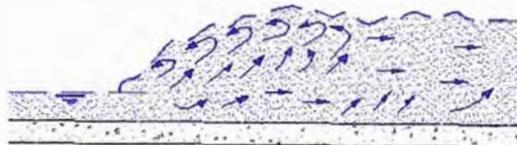


Figura 2.11 Resalto estable
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

$F_{r1} > 9$: El chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto, generando ondas hacia aguas abajo, y puede prevalecer una superficie rugosa. La acción del resalto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de energía puede alcanzar un 85%, se forma un resalto fuerte.

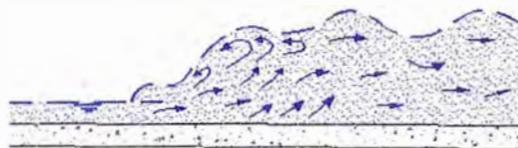


Figura 2.12 Resalto fuerte
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

2.4. ESTRUCTURAS NORMALIZADAS PARA LA DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA

La técnica actualmente adoptada en el dimensionamiento de cuencos de disipación, consiste en modificar las características del resalto, en particular reduciendo su longitud y en consecuencia de la estructura que lo controla. Este

objetivo se consigue con la utilización de elementos disipadores cuya eficiencia puede evaluarse por la acción que tienen en la disminución de la longitud, estabilización y fijación del resalto. Del correcto empleo de esta técnica, resaltan las estructuras normalizadas para la disipación de la energía por resalto.

2.4.1. Estructuras SAF (Saint Antony Falls)

Esta estructura fue desarrollada en el Laboratorio de hidráulica “St. Anthony Falls” de la Universidad de Minesota por el investigador Fred W. Blaisdell (American Society of Civil Engineers, 1948). Está recomendada para uso en pequeñas estructuras tales como vertederos pequeños, obras de salida y pequeñas estructuras de canal.

La reducción de la longitud es alrededor de 80%.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $1.7 \leq F_{r1} \leq 17$
- Velocidad: $V_1 < 15 \text{ m/s}$.

Características

- Longitud del cuenco: $L_b = 4.5 y_2 / F_{r1}^{0.76}$
- Bloques de caída y piso: Altura = y_1 Ancho y espaciamiento = $0.75 y_1$
- La distancia desde el extremo de aguas arriba del cuenco disipador hasta los bloques del piso es: $L_b / 3$
- Mínima distancia de pared a bloques de pisos: $3 y_1 / 8$
- Los bloques de piso deben colocarse en la dirección de los espaciamientos de los bloques de caída y deben ocupar entre el 40 y 55% del ancho del cuenco.
- Los anchos y el espaciamiento de los bloques del piso para cuencos disipadores divergentes deben incrementar en proporción al aumento del ancho del cuenco disipador en la sección donde se localizan los bloques.
- Altura del umbral de salida: $c = 0.07 y_2$
- Profundidad de salida de aguas abajo por encima del piso del cuenco disipador está dada por:

$$y_2' = y_2 \left(1.1 - \frac{F_{r1}^2}{120} \right) \quad \text{Si: } 1.7 \leq F_{r1} \leq 5.5$$

$$y_2' = 0.85 y_2 \quad \text{Si: } 5.5 \leq F_{r1} \leq 11$$

$$y_2' = y_2 \left(1 - \frac{F_{r1}^2}{800} \right) \quad \text{Si: } 11 \leq F_{r1} \leq 17$$

- La altura de los muros laterales por encima de la profundidad de salida máxima esperada dentro de la vida útil de la estructura está dada por:
 $Z = y_2 / 3$
- Los muros de salida deben ser iguales en altura a los muros laterales del cuenco disipador, y su parte superior debe tener una pendientes 1:1 y ángulo de 45° respecto al eje central de salida.
- Los muros laterales del cuenco disipador pueden ser paralelos (un cuenco disipador rectangular) o diverger como una extensión de los muros laterales de la transición (como un cuenco disipador trapezoidal).
- Debe utilizarse un muro cortina de profundidad nominal en el extremo del cuenco disipador.
- El efecto de atrapamiento de aire no se considera en el diseño del cuenco disipador.

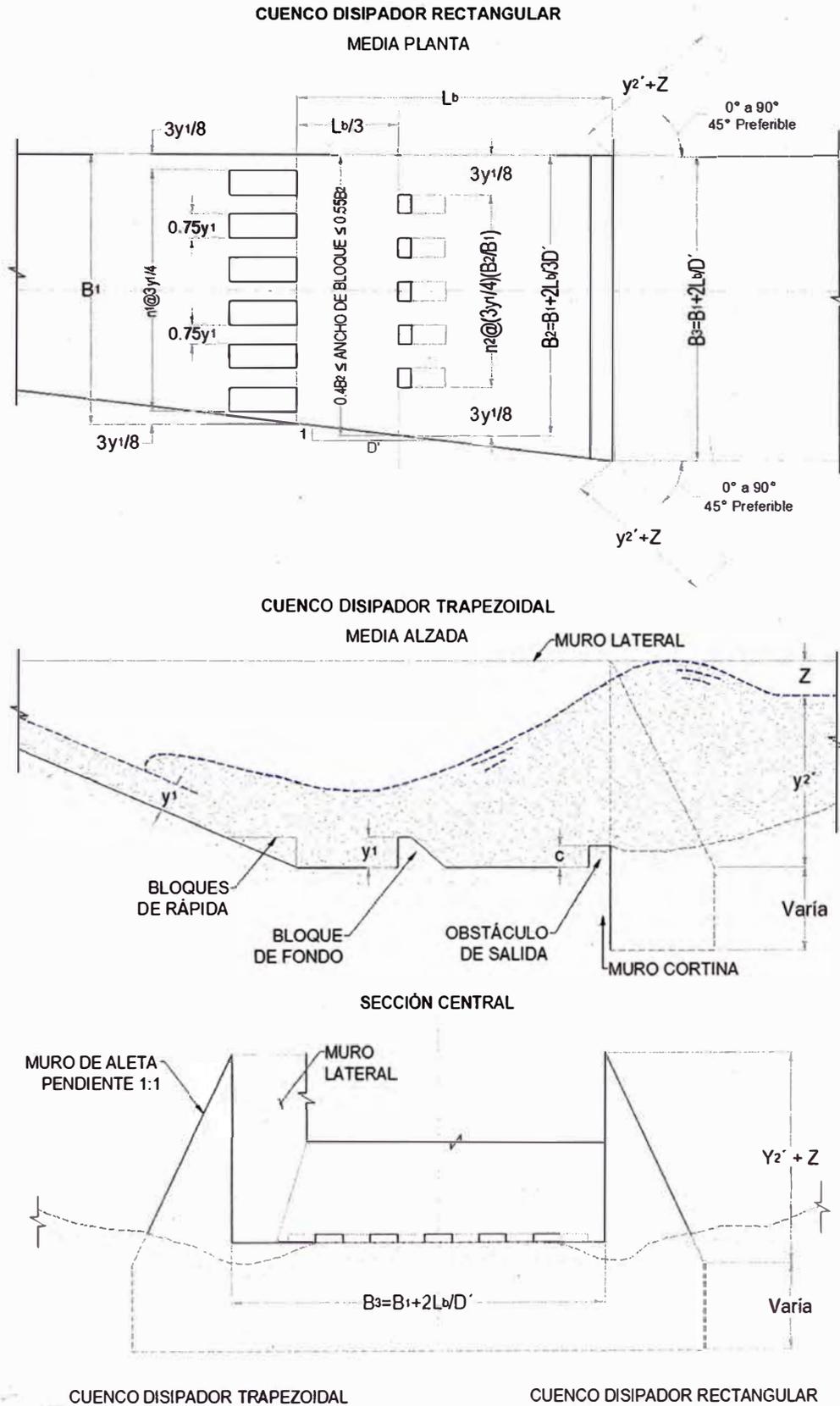


Figura 2.13 Esquema de una estructura SAF
(Fuente: Chow, Hidráulica de canales abiertos, 2004)

2.4.2. Estructuras del Bureau of Reclamation

Varios han sido los tipos de estructuras de disipación de energía por resalto desarrollados y perfeccionados por el Bureau of Reclamation en Denver, Colorado, USA. (1955). (J. N. Brodley y A. Peterka proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal, Division, Vol 83, 1957). A continuación se presentan las más importantes.

2.4.2.1. Estructura Tipo I (Resalto Hidráulico en Plataforma Horizontales)

La estructura de Tipo I se ha diseñado para un resalto sobre un piso plano y sin deflectores. Corresponde a condiciones de disipación del resalto clásico.

Campo de aplicación

- Alturas de caída: $H > 60 \text{ m}$
- Caudal Unitario: $q > 45 \text{ m}^2/\text{s}$
- Número de Froude: $4.5 \leq F_{r1} \leq 9$

Características

- Longitud de cuenco: $L_1 \approx 6 y_2$



Figura 2.14 Esquema de una estructura tipo I
(Fuente: Torres Herrera, 1980)

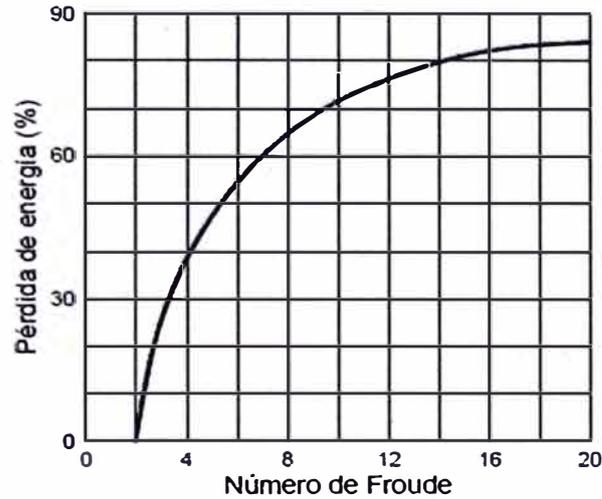


Figura 2.15 Pérdida de energía en función del número de Froude
 (Fuente: Torres Herrera, 1980)

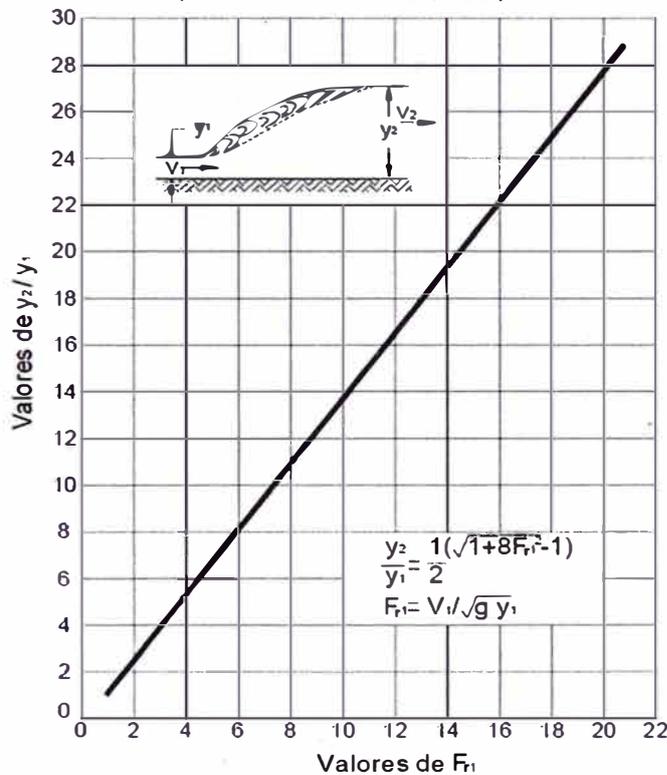


Figura 2.16 Relación de y_1 e y_2 en función del número de Froude
 (Fuente: Tomada de Chow, 1994)

Esta estructura no es muy práctica a causa de su longitud grande y falta de control.

2.4.2.2. Estructura Tipo II

Desarrollados para vertederos de presas altas, presas de tierra y estructuras de grandes canales. Esta estructura contiene bloques en la rápida del extremo de aguas arriba y un umbral dentado cerca del extremo de aguas abajo.

No se utilizan bloques de impacto en la solera debido a que las altas velocidades podrían causar cavitación.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $F_1 > 4.5$
- Caudal unitario: $q > 46 \text{ m}^2/\text{s}$
- Altura de caída: $H < 60 \text{ m}$ $V_1 > 15 \text{ m/s}$

Características

- Profundidad del cuenco $y_1 = 1.05 y_2$; por seguridad a que el resalto se salga fuera del cuenco.
- Longitud del cuenco se obtiene de la curva de longitud del resalto dado figura 2.17: $L_2 \approx 0.7 L_1 \approx 4.2 y_2$
- Bloques de la rápida: altura $h_1 = y_1$ Ancho de espesor = y_1 ; se puede variar, para eliminar la necesidad de bloques fraccionales.
- Espacio desde la pared = $0.45 y_1$; para reducir la difusión y mantener las presiones deseables.
- Umbral dentado Altura $h_2 = 0.2 y_2$ ancho y espesor = $0.15 y_2$.
- Pendiente 2:1; se recomienda un bloque adyacente a cada pared lateral.
- En esta estructura no hay cambios perceptibles en el funcionamiento del cuenco, es decir no hay cambios en el resalto hidráulico, cuando es variada la pendiente de la rampa de 0.6:1 a 2:1. Se recomienda que la unión de la rampa y plataforma sea por medio de una curva de radio razonable ($R \geq 4 y_1$) cuando la pendiente de la rampa es 1:1 o mayor.
- En caso de cuencos angostos, es recomendable reducir el ancho y espaciado de los dentados, proporcionalmente para aumentar el número de estos y mejorará por tanto la performance.
- No es necesario colocar en forma alternada los bloques de la rápida y los umbrales dentados.

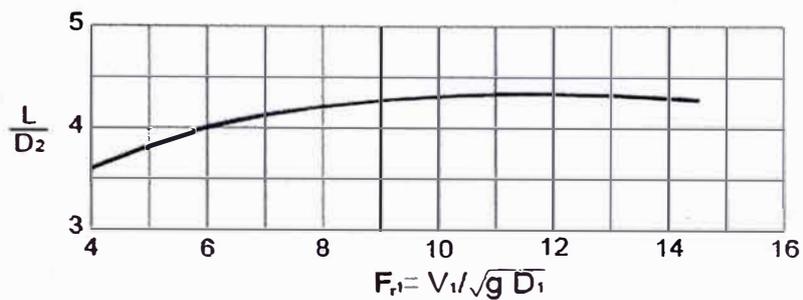


Figura 2.17 Longitud de resalto en función del número de Froude
(Fuente: Tomada de Chow, 1994)

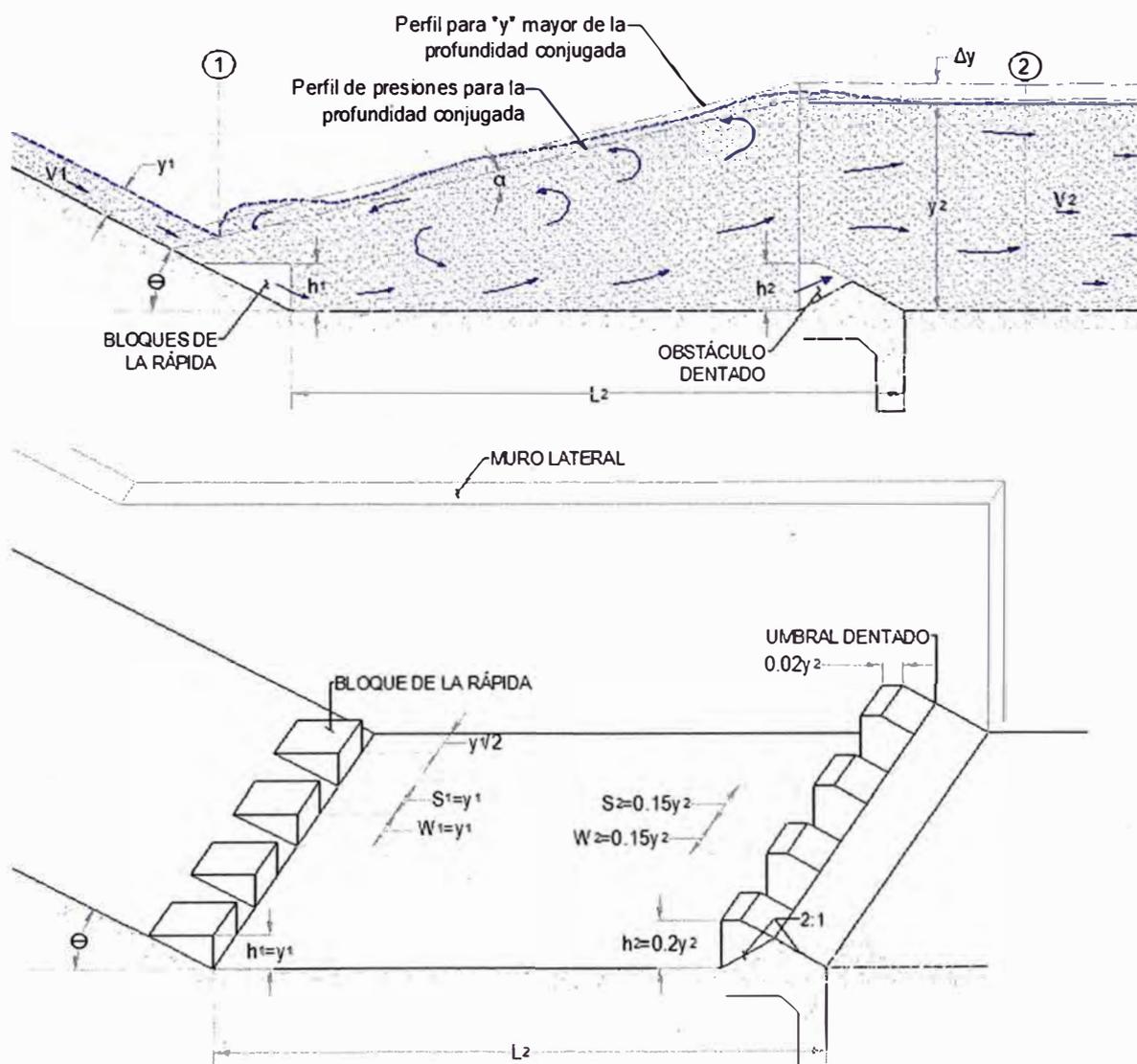


Figura 2.18 Esquema de una estructura tipo II
(Fuente: Tomada de Chow, 1994)

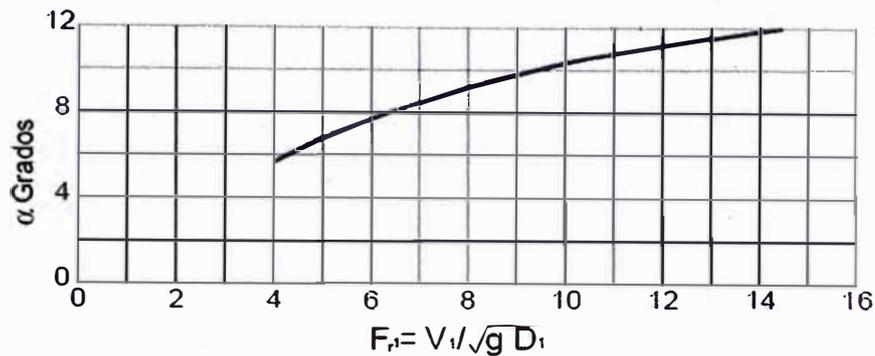


Figura 2.19 Superficie del agua y perfiles del flujo aproximado
(Fuente: Tomada de Chow, 1994)

2.4.2.3. Estructura Tipo III

Se ha diseñado para un propósito similar a la de la estructura SAF, pero tiene un factor de seguridad más alto, ya que reduce la longitud del resalto en un 60%, frente al 80% de la estructura SAF. La estructura está provista de bloques de escarpa, bloques de impacto en la solera y un umbral final continuo.

Campo de aplicación

- Numero de Froude: $F_{r1} \geq 4.5$
- Velocidad de entrada: $V_1 < 15$ a 18 m/s
- Caudal unitario: $q \leq 18$ m²/s, Los valores de V_1 y q pueden ser aumentados introduciendo ligeras modificaciones a la geometría de los bloques (realizar modelo hidráulico).

Características

- Profundidad del cuenco: $y_1 = y_2$
- Longitud del cuenco: $L_3 = 0.45 L_1 = 2.7 y_2$
- Bloques de la rápida: altura $h_1 = y_1$ Ancho y espaciamiento = y_1
- Espacio desde pared = $y_1 / 2$
- Bloques de impacto:
 - Altura = $f(F_1)$
 - Ancho y espaciamiento = $f(F_1)$
 - Ubicación = $0.8 y_2$
 - Pendiente: 1:1
- Umbral final continuo:
 - Altura = $f(F_1)$
 - Pendiente 2:1

Fuerza dinámica equivalente

Para el diseño estructural de los bloques se puede usar este criterio.

$$F_{eq} = \frac{1}{1645} \gamma A_b (y_1 + h_{v1}) \quad (2.9)$$

Donde:

F_{eq} : Fuerza dinámica equivalente (kg/cm^2).

A_b : Área del bloque.

γ : Peso específico del agua.

$y_1 + h_{v1}$: Energía específica.

La pérdida relativa es $1 - \frac{E_2}{E_1}$, es también una función adimensional del número de Froude.

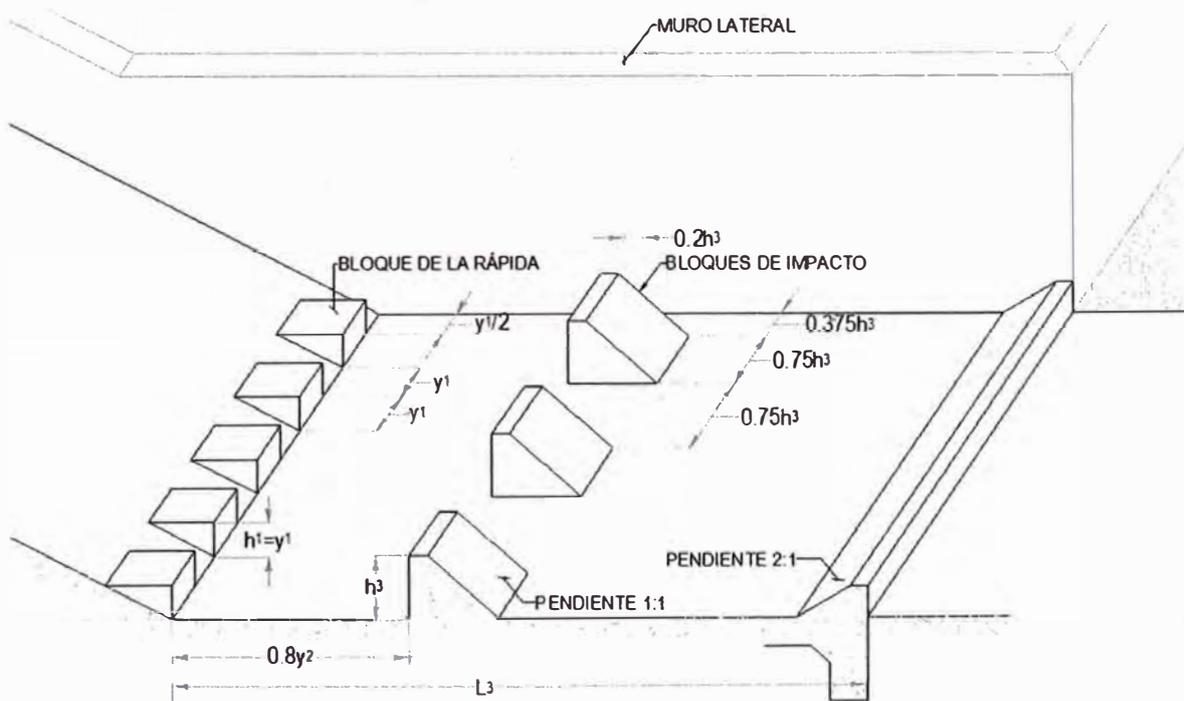


Figura 2.20 Esquema de una estructura tipo III
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)



Figura 2.21 Longitud de resalto en función del número de Froude
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

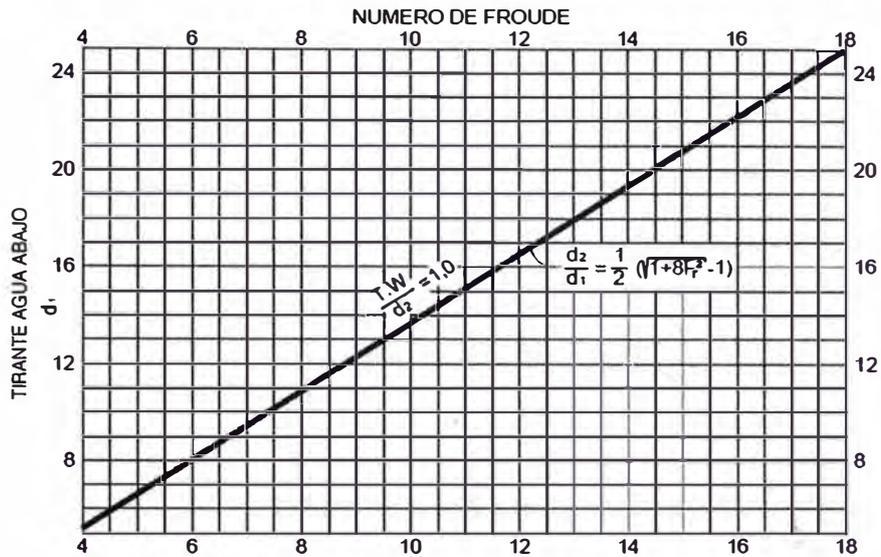


Figura 2.22 Mínima profundidad de salida
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

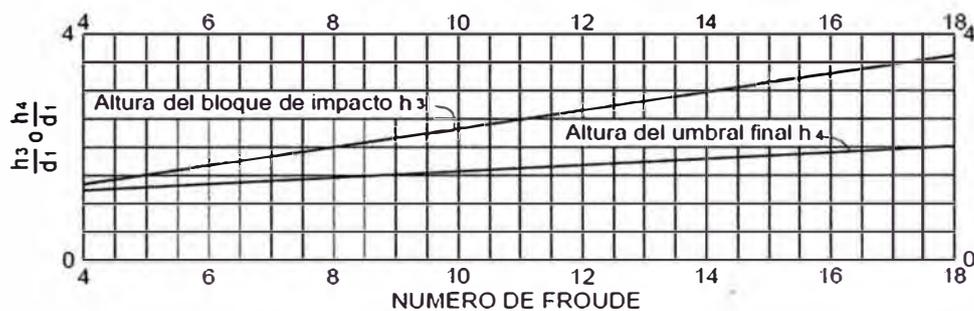


Figura 2.23 Altura de bloques de impacto y del umbral
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

2.4.2.4. Estructura Tipo IV

Esta estructura está diseñada para contrarrestar el problema de las ondas del resalto oscilante ($2.5 < F_{r1} < 4.5$) en su fuente. Esto es logrado mediante la intensificación del remolino que aparece en la parte superior del resalto, con chorros direccionales deflectados, utilizando grandes bloques en la rápida, que como mínimo serán en un número de tres. Para mejorar el funcionamiento hidráulico, es recomendable construir estos bloques con una separación ($s=0.75y_1$) y establecer la profundidad del cuenco en ($y_1 = 1.10 y_2$).

- Esta estructura es aplicable solamente a secciones rectangulares.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $2.5 < F_{r1} < 4.5$

Características

- Profundidad del cuenco: $y_1 = 1.10 y_2$
- Contrarrestar la tendencia del resalto a salir fuera del cuenco.
- Reducir la acción del oleaje.
- Longitud del cuenco: $L_{IV} = 5 \text{ a } 6 y_2$
- Espacio desde pared = $y_1 / 2$
- Bloques de escarpa:
 - Altura = $2 y_1$
 - Ancho máximo = y_1
 - Largo mínimo = $2 y_1$
 - Separación óptimo = $0.75 y_1$
 - Ángulo con horizontal: 5°
- Umbral final continuo:
 - Altura = $1.25 y_1$ y Pendiente: 2:1

Se puede evitar el diseño de esta estructura, dimensionando de manera que el F_{r1} salga del intervalo de resalto oscilante.

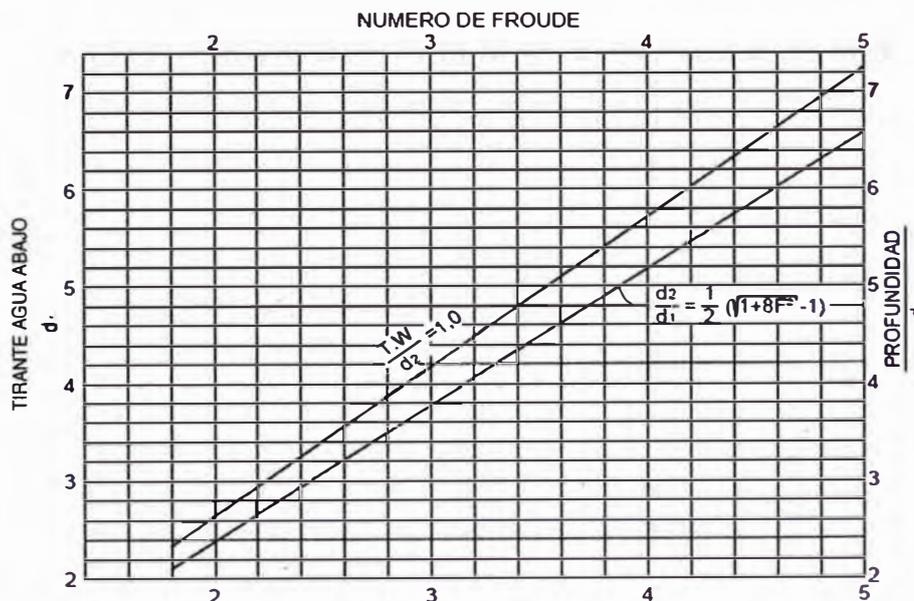


Figura 2.24 Mínima profundidad de salida
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

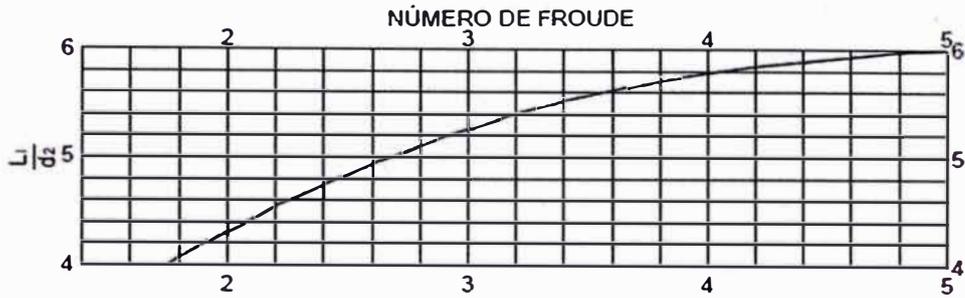


Figura 2.25 Longitud de resalto en BR, 1970)

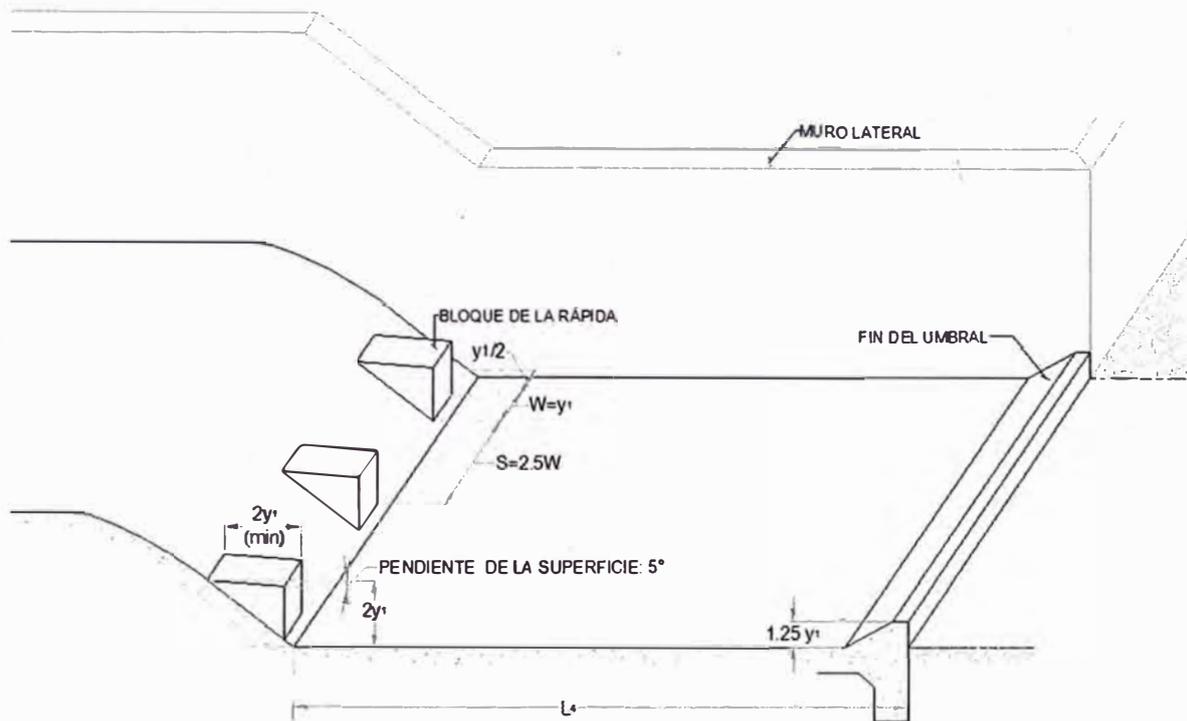


Figura 2.26 Esquema de una estructura tipo IV
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

2.4.2.5. Estructura Tipo V (Disipador de Impacto)

Este disipador funciona con resultados satisfactorios, incluso cuando las condiciones del tirante aguas abajo son deficientes. Se usan frecuentemente en tomas y descargas de las presas, aliviaderos de canal, etc.

La disipación de energía se produce por el choque del chorro con el muro de impacto y por los remolinos que se forman al cambiar la dirección el chorro después de su choque.

Campo de aplicación

- Numero de Froude: $F_{r1} < 9$
- Velocidad de entrada: $V_1 < 9$ m/s
- Caudales: $Q < 11$ m³/s

Características

- Longitud del cuenco : $L_v = 0.5 L_v$
- Las principales dimensiones se muestran en la figura adjunta.
- La parte inferior del deflector debe colocarse al mismo nivel que el canal o tubo de entrada.
- Para descargas ($Q > 11$ m³/s) pueden utilizarse varios disipadores en paralelo.
- La eficiencia de este disipador es mucho mayor que para otros tipos de disipador con el mismo número de Froude.
- La solera y los laterales del canal de salida deben revestirse con enrocado para reducir la erosión, sobre todo cuando el tirante aguas abajo es muy pequeño.
- La tubería debe tener un ángulo de inclinación menor de 15° para no afectar el funcionamiento.
- Si el resalto hidráulico hace que la boca de la tubería se tape, es necesario colocar un aireador de 1/6 el diámetro de la tubería.

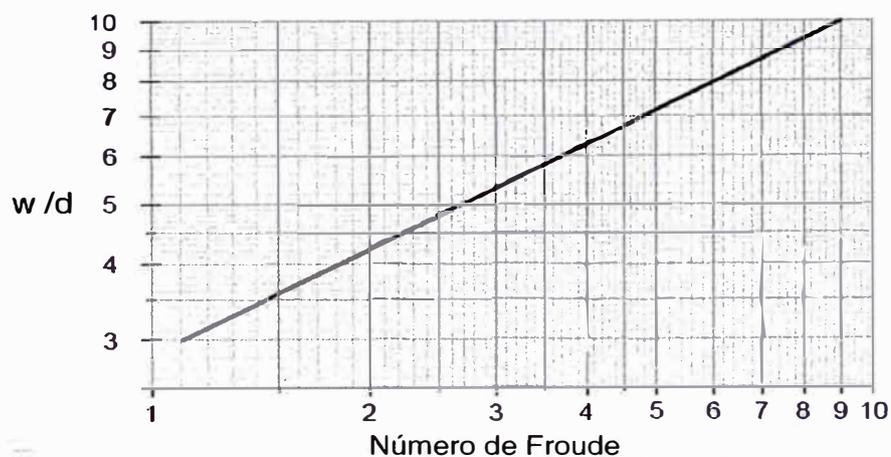


Figura 2.27 Ancho (w) aproximado
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

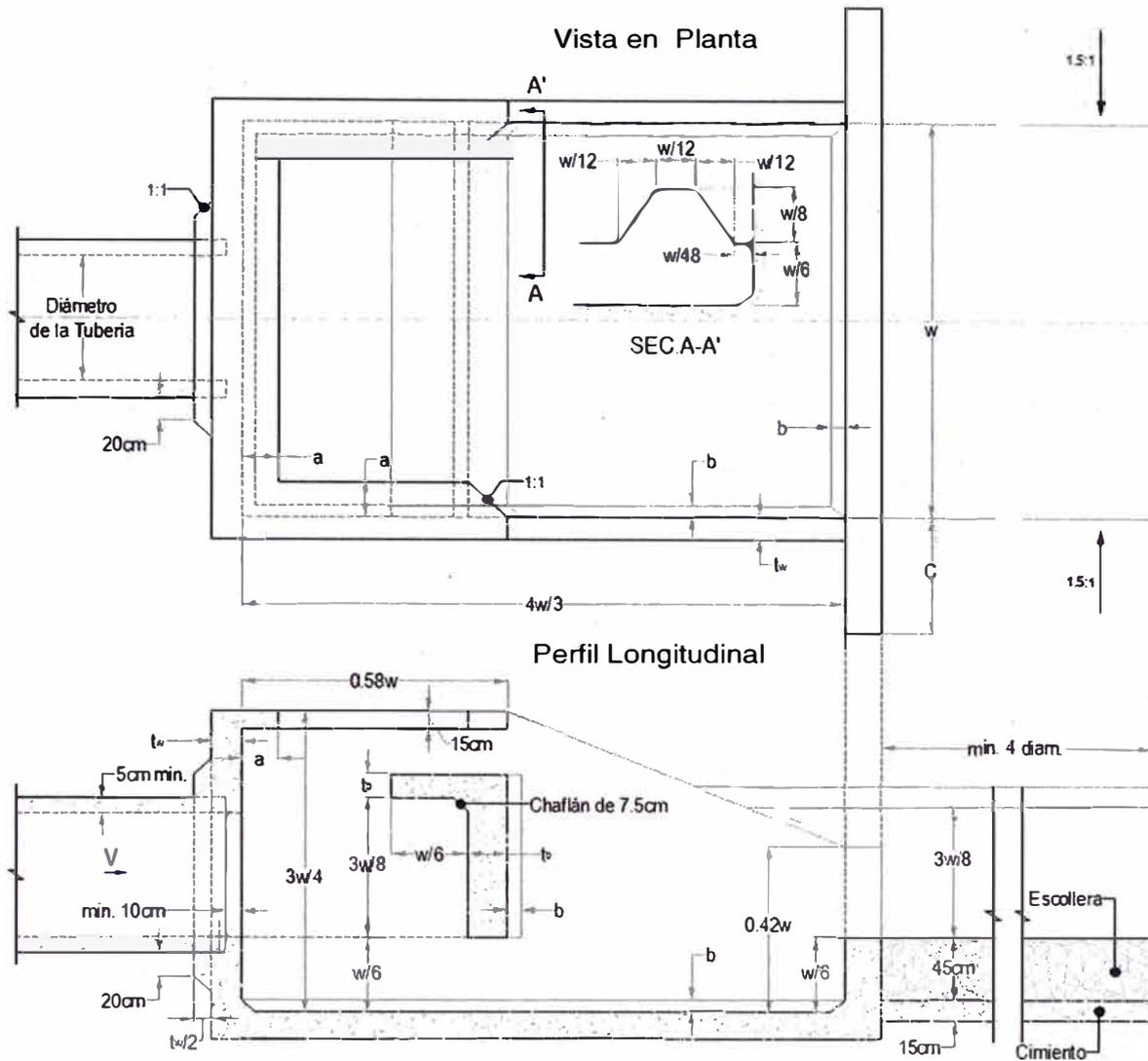


Figura 2.28 Planta y perfil longitudinal de un dissipador de impacto
(Fuente: Tomada de USBR, 1970)

2.4.2.6. Estructura Tipo VI (Diseño hidráulico de chorros huecos)

Estas estructuras son aproximadamente 50% más cortas que un cuenco convencional y es usado para la disipación de energía aguas abajo de una estructura de descarga, además para ahorrar espacio y reducir costos esta estructura es usualmente construido con una casa de máquina adyacente para generación de energía hidroeléctrica. Este dissipador cuenta con salidas de tuberías inclinadas hacia abajo para depositarse en una piscina de disipación donde se genera una gran turbulencia, causando la disipación de energía. Dentro de las características importantes de esta estructura se destacan las siguientes:

- Diseñado para disipar energía en el extremo aguas abajo por medio de una estructura de descarga controlada.
- Hay que tener mucho cuidado con respecto a la profundidad de la piscina aguas abajo del disipador, ya que si se está decrece demasiado, el flujo pasará a través de la plataforma sin haber sufrido una acción de amortiguamiento del disipador.
- Si la longitud del disipador es más larga que la ideal, puede producirse que el material del lecho del cauce sea arrastrado hasta la plataforma de la estructura. Y si es más pequeño que el ideal, habrá tendencia a socavar.
- El ancho de la estructura debe ser al menos tres veces el ancho de la válvula.
- Una válvula de este tipo no debe operar sumergida porque la posibilidad de cavitación ocurrirá dentro de la válvula.
- Las velocidades de superficie a la salida rara vez exceden los 2.13 a 2.43 m/s y en el fondo 0.91 a 1.21 m/s, para protegerse de estas velocidades, es necesario colocar enrocado de 0.25 a 0.30 m es necesario.

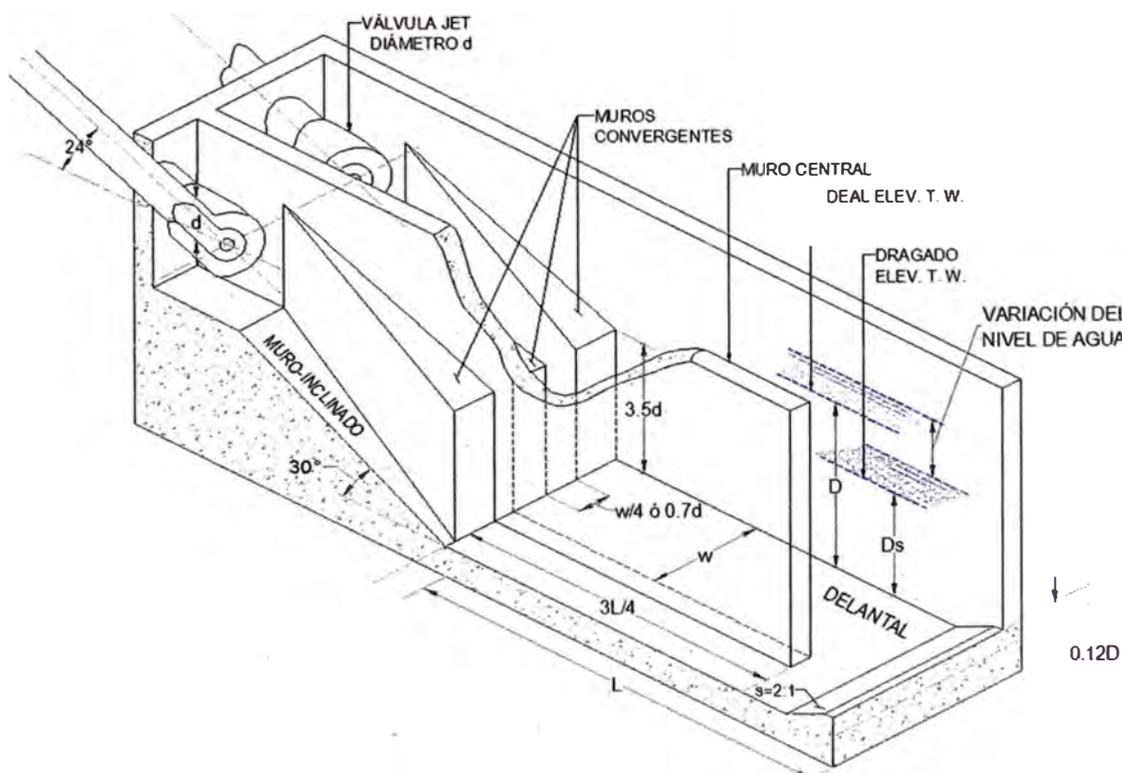


Figura 2.29 Esquema del cuenco de chorros huecos
 (Fuente: Tomada de USBR, 1970)

2.4.2.7. Estructura Tipo VII (Dados disipadores – Plataforma dentada para rampas)

Los dados disipadores en caída se usan en canales para proveer disipación del exceso de energía en la caída en forma gradual. La disipación de la energía ocurre cuando el agua fluye sobre los dados disipadores, los cuales están ubicados a lo largo del piso de la caída. La capacidad de los dados disipadores de acomodar la elevación de la cota del agua, que fluctúa ampliamente, hace que sea especialmente apropiado como un disipador de energía para el final de un canal, o en canales de escape que descargan dentro de un reservorio. La longitud de los dados disipadores no afecta la eficiencia de la estructura. Estos son efectivos en la disipación de energía para caídas de cualquier magnitud.

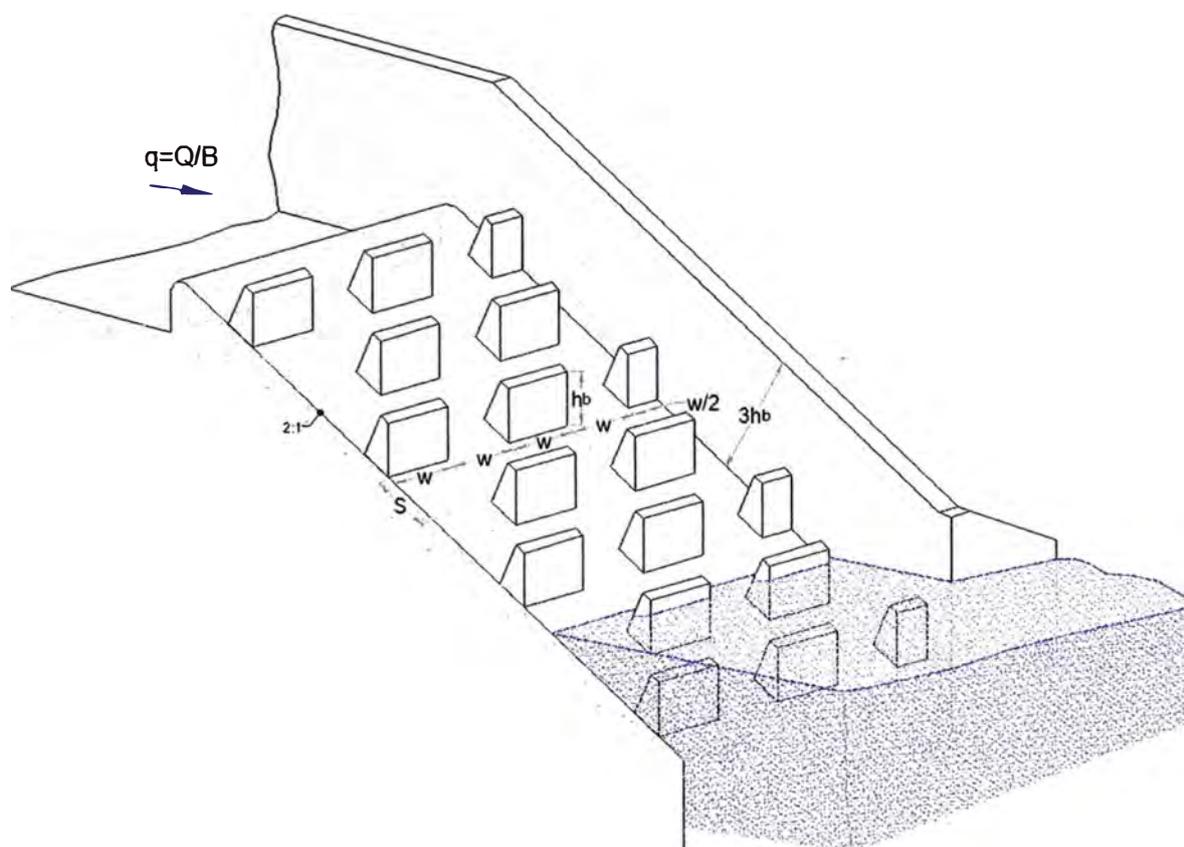


Figura 2.30 Esquema de una rampa dentada
(Fuente: Tomada de USBR, 1978)

Se utilizan varios tipos de control de entrada para mantener un nivel del agua aguas arriba, así como el requerido para la salida o para proveer de una velocidad de aproximación consistente con la tolerancia de escurrimiento de la sección aguas arriba, o para evitar el excesivo salpicado que puede resultar a

partir de un flujo supercrítico en el ingreso. Las características más comunes de control de ingreso son las siguientes:

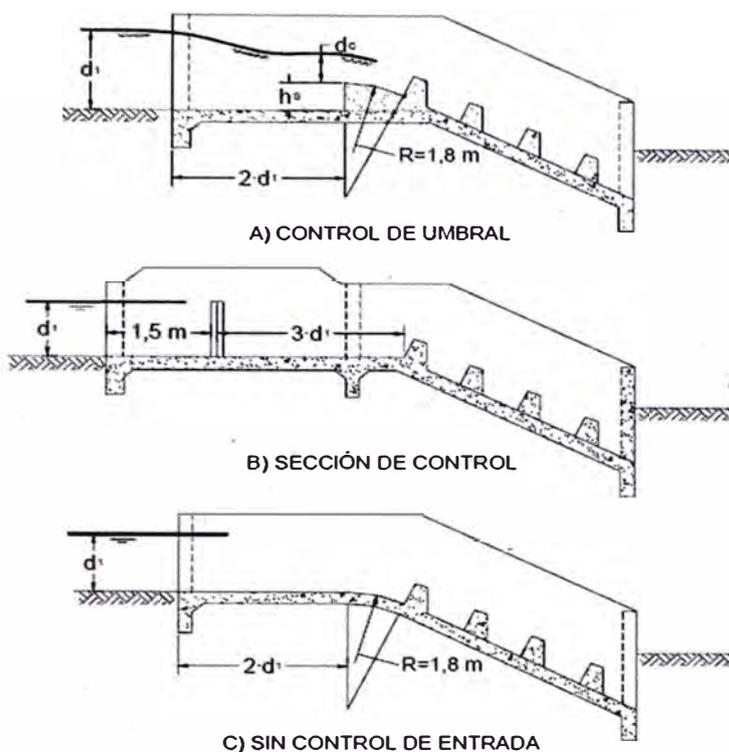


Figura 2.31 Tipos de entradas típicas
(Fuente: Tomada de USBR, 1978)

- a) **Control de umbral:** se puede proveer de un control de umbral en el ingreso (figura 2.31, A) para reducir la velocidad de aproximación y minimizar la fricción de la sección aguas arriba. El umbral también proporciona un nivel de agua controlado para desviaciones aguas arriba. Para permitir el drenaje completo del cuenco aguas arriba, se provee de una abertura a través de la cresta (figura 2.32). El ingreso debe conservarse libre de depósitos de sedimentos (sin acumulación de sedimentos) que permitiría al flujo pasar el umbral a una velocidad muy elevada para una disipación efectiva de energía.
- b) **Sección de control:** para controlar la profundidad del agua aguas arriba se debe colocar en el ingreso una sección de control (figura 2.31, B). La sección de control está diseñada para mantener una velocidad y una profundidad normales en la sección aguas arriba. Esta produce un aumento de la velocidad en la entrada, causando salpicaduras cuando el flujo golpea con la primera fila de bloques. La excesiva turbulencia puede requerir mantenimiento frecuente de la protección contra la erosión. La sección de control debe mantenerse libre de basura.

c) **Sin control de entrada:** el tipo más simple de ingreso (figura 2.31, C) se usa donde no hay necesidad de controlar el nivel de agua aguas arriba, para una salida libre y cuando el canal es lo suficientemente estable para resistir sin erosión las altas velocidades asociadas con el arrastre de la superficie de agua. Para minimizar la turbulencia, como la que forma el flujo al golpear la primera fila de dados, se puede colocar una curva invertida para asignarle al flujo que golpea los bloques, una dirección normal a la que tenía la superficie aguas arriba.

Cuando el flujo no es frecuente y se permite alguna turbulencia o salpicadura, la curva generalmente se omite, como se muestra en la figura 2.31, B.

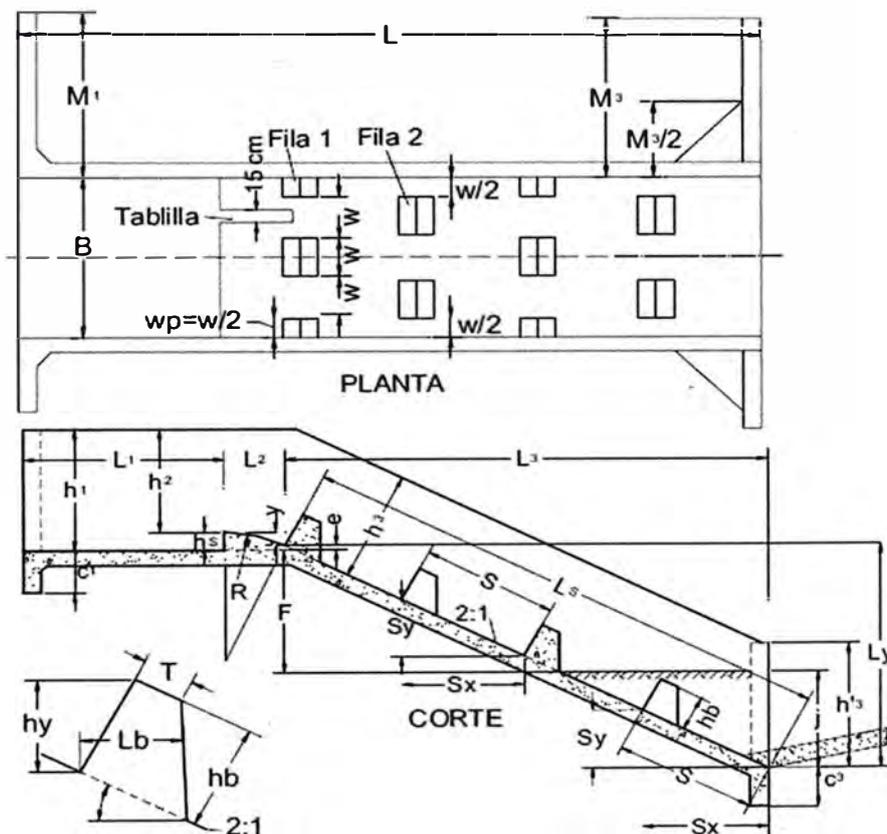


Figura 2.32 Diseño de una caída con dados disipadores
(Fuente: Tomada de USBR, 1978)

d) **Campo de aplicación**

Según U. S. Bureau of Reclamation, 1978; las reglas recomendadas para el diseño son las siguientes:

- La capacidad en esta estructura está en función de la descarga permitida q , por unidad de ancho, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.1.- Capacidad Máxima de una estructura tipo VII

(Q) Capacidad (m ³ /s)	(q) descarga por metro de ancho de la caída (m ³ /s)
0 a 1.10	0.46 a 0.93
1.11 a 2.80	0.93 a 1.39
2.81 a 5.35	1.39 a 1.86
5.36 a 13.00	1.86 a 2.79

Fuente: Tomada de USBR, 1978

- La entrada debe ser del mismo ancho que el dissipador, y debe proveer una velocidad de aproximación más lenta que la velocidad crítica. Donde la salpicadura debe ser minimizada, la velocidad de entrada no debe superar la mitad de la velocidad crítica.
- Para el control de umbral (figura 2.31, A) la longitud de entrada debe ser igual a dos veces el tirante aguas arriba. La altura requerida del umbral sobre el piso de la entrada puede ser determinada de un balance de energía entre la entrada y el canal aguas arriba. La curvatura de la cresta del umbral debe terminar en el punto de tangencia con la pendiente de la caída aguas abajo. Este punto no debe estar a más de 30 cm de la elevación del fondo de la cresta. Esto se asegura limitando el radio de curvatura a un máximo de 2.7m. Frecuentemente se usa un radio de 1.80 m. El umbral tiene una ranura de ancho igual a 15 cm, para proveer el drenaje del pozo aguas arriba.
- Donde se usa un control por entalladura, la entrada de sección rectangular debe empezar 1.5 m aguas arriba de dicho control, y la longitud entre la entalladura y el umbral debe ser igual a tres veces el tirante aguas arriba (figura 2.31, B), para permitir que el flujo llene el ancho completo de la sección.
- El piso de la caída y de las paredes laterales deben tener una pendiente 2:1.
- El ancho aproximado de la estructura debería ser ajustado mediante la relación: $B = Q / q$.
- Se debe ajustar la primera fila de dados de manera que la base de la cara aguas arriba es el fin de aguas abajo de la curva, y que no esté a más de 30 cm de la cota de la cresta.
- La altura del bloque h_b , debe ser alrededor de 0.9 veces el tirante crítico.

- El ancho del bloque y el espaciamiento, deben ser iguales y no menores que h_b , pero no mayores que una vez y media h_b . Dados parciales que tienen un ancho no menor que un tercio de h_b y no mayor que dos tercios de h_b deben estar situados cerca de las paredes laterales en filas 1, 3, 5, 7, etc. Deben colocarse filas alternadas de dados en tresbolillo de manera que cada bloque este aguas abajo de un espacio de la fila adyacente. El ancho de la estructura, B , determinado antes, debe ajustarse convenientemente a los anchos de los dados que se utilicen.
- La distancia S entre las filas de dados, debe ser menor a dos veces h_b , pero no mayor que 1.8 m. Un espacio de 1.8 m puede ser usado para cualquier bloque con una altura menor o igual a 90 cm.
- Debería usarse un mínimo de cuatro filas de dados. Los disipadores en caída deben prolongarse de manera que la parte superior por lo menos una fila de dados este bajo el nivel de fondo de salida del canal. La rampa debe extenderse más allá de la última fila de bloques a una distancia igual al espacio libre entre filas de dados.
- Los dados se construyen con sus caras hacia aguas arriba normales al piso de la rápida. El espesor T de los dados en la parte superior debe ser aproximadamente un 20% de h_b y no menor a 20 cm, ni mayor a 25 cm. Ver detalle de la figura 2.32.
- La altura propuesta de las paredes que proporciona un adecuado tirante es 3 veces la altura del bloque, medida perpendicular al piso de la rápida. Generalmente no es posible ajustar el borde libre para que estas estructuras contengan el salpicado de agua.
- Además de los muros de entrada, los muros de alas se colocan en el final de la estructura aguas abajo o cerca de ese punto para impedir la percolación y para conservar el relleno a lo largo de la pendiente. Cuando el canal aguas abajo está sujeto a degradación, se extiende una tablaestaca hacia abajo desde la solera (figura 2.32). Los muros de ala pueden ser colocados al final de la estructura para coincidir con la tablaestaca, pero frecuentemente se sitúan unos metros aguas arriba del final como se observa en la figura 2.32. Esto proporciona una mejor acción disipadora en la salida, e incrementa la elevación máxima de los muros de alas los cuales deben ser localizadas por encima de la elevación del tirante de agua a la salida para minimizar la erosión.

- Cuando es necesario cruzar la estructura, se puede incorporar un puente tablero superior en el diseño de la entrada.

2.4.3. Estructura ISWS (Illinois State Water Survey)

Illinois State Water Survey (ISWS) ha desarrollado una estructura de disipación para descargas de aliviadero, denominado Tipo L, con funcionamiento entre números de Froude.

Presenta una eficacia similar al Tipo IV del Bureau de Reclamation, pero exige una longitud bastante menor.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $2.5 < F_{r1} < 4.5$
- Velocidad: $V_1 < 15 \text{ m/s}$

Características

- Longitud del cuenco: $L_L = 0.6 \text{ a } 0.8 L_{IV}$
- Bloques de impacto: Ubicación = $3(y_2 - y_1)$
 Altura = $1.85 y_1$
 Ancho = $1.23 y_1$
 Largo = $2.33 y_1$
 Separación = $3.01 y_1$
- Umbral final continuo: Altura = $0.82 y_1$
 Ancho = $1.64 y_1$

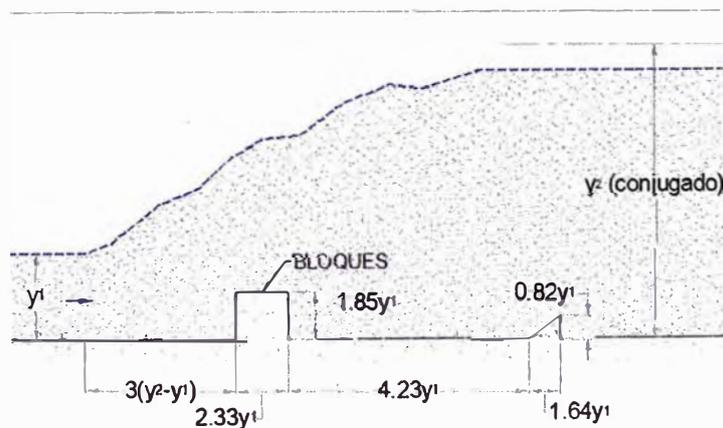


Figura 2.33 Esquema de una estructura ISWS
(Fuente: E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, 1987)

2.4.4. Estructuras VNIIG (Instituto Hidrotécnico Vedeneev de Leningrado)

Varios son los tipos de estructuras de disipación de energía por resalto desarrollado por el Instituto Hidrotécnico Vedeneev de Leningrado (VNIIG), en Leningrado (Ex-Unión Soviética), los más recomendados son los que a continuación se indican y su uso puede ser considerado para número de Froude variado entre 2.5 y 10.

2.4.4.1. Tipo Simples

Esta estructura es análoga al Tipo I del Bureau of Reclamation, con una longitud ligeramente mayor e igual a siete veces la diferencia de los tirantes conjugados.

Características

- Longitud del cuenco: $L = 7 (y_2 - y_1)$

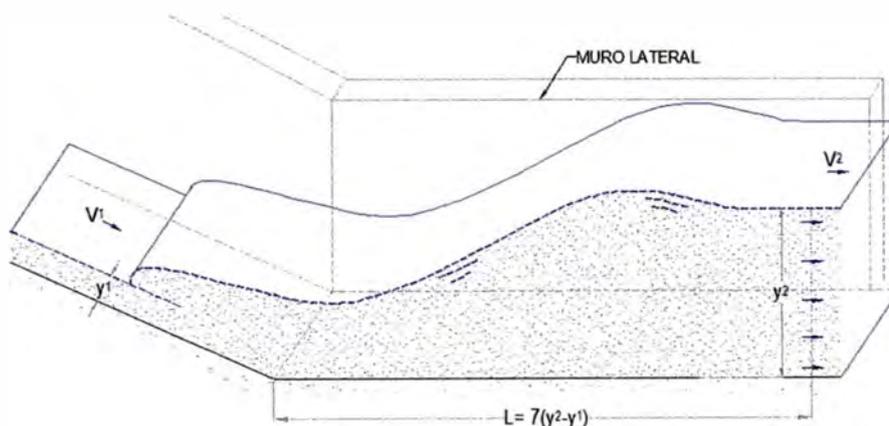


Figura 2.34 Estructura tipo VNIIG - Simple
 (Fuente: E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, 1987)

2.4.4.2. Tipo Gunko

Es una estructura compacta, provista de una contrabarrera continua con altura "C" variable con el número de Froude.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $2.5 \leq F_{r1} \leq 10$
- Altura de caída: $H \leq 40 \text{ m}$
- Caudal unitario: $q \leq 80 \text{ m}^2/\text{s}$.

Características

- Altura de contrabarrera: $y_1 \leq C \leq y_2$;
- Ubicación de contrabarrera: $3 y_2$
- $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$
- $\frac{C}{h_c} = 0.12 \sqrt{\frac{H}{h_c} + 2}$

Introduciendo alguna modificación a la geometría de la contrabarrera puede aumentarse hasta una altura de caída de 64 m.

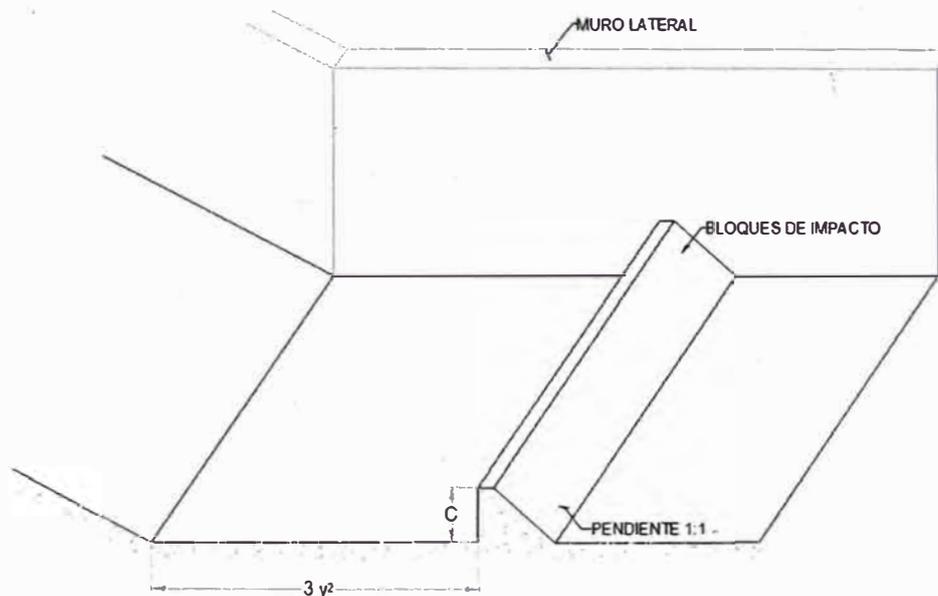


Figura 2.35 Estructura tipo VNIIG - Gunko
(Fuente: E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, 1987)

2.4.4.3. Tipo Lyapin

Es una estructura compacta provista de una fila de bloques con altura "d" variable con el número de Froude.

Campo de aplicación

- Número de Froude: $2.5 \leq F_{r1} \leq 10$
- Altura de caída: $H \leq 19 \text{ m}$
- Caudal unitario: $q < 80 \text{ m}^2/\text{s}$

Características

- Altura de contrabarrera: $1.5 y_1 \leq d \leq 3.5 y_2$
- Relación ancho - separación: $\frac{a}{b} = 3.4$

- Relación cresta - ancho: $\frac{e}{a} = 1$
- Relación altura - ancho: $1 \leq \frac{d}{a} \leq 2.4$
- Ubicación de los bloques: $3 y_2$
- $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$; $\frac{d}{h_c} = 0.26 + 0.53 \sqrt{\frac{H}{h_c} - 2}$

Modificando la geometría de los bloques puede aumentarse hasta un $H = 40\text{m}$.

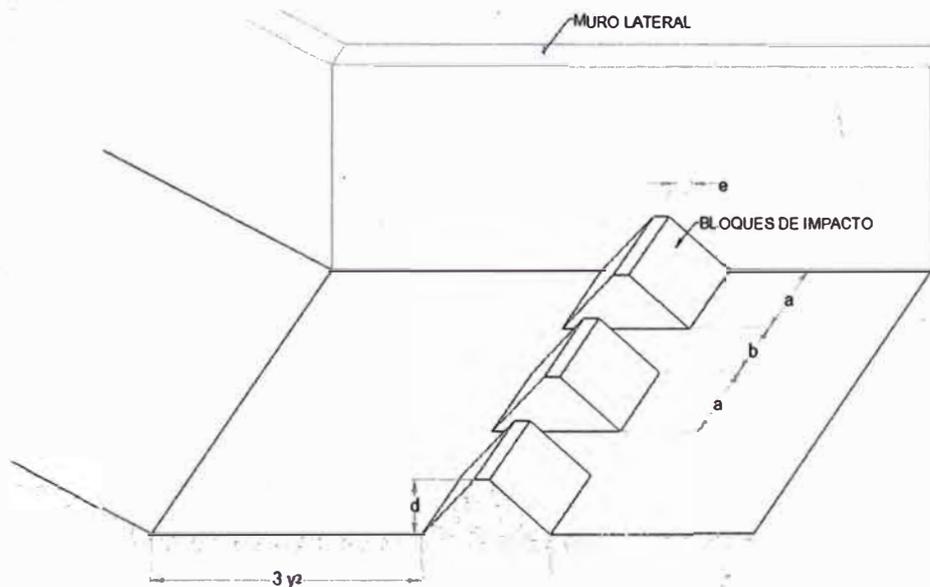


Figura 2.36 Estructura tipo VNIIG - Lyapin
(Fuente: E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, 1987)

2.4.4.4. Tipo Kumin

Campo de aplicación

- Número de Froude: $2.5 \leq F_{r1} \leq 10$
- Altura de caída: $H \leq 30 \text{ m}$
- Caudal unitario: $q < 100 \text{ m}^2/\text{s}$

Características

- Altura de bloques: Centro = $0.35 y_c$
Extremos = $0.7 y_c$
- Ancho de bloques: $(0.6 - 0.8) y_c$
- Ancho de coronación: $0.11 y_c$
- Ubicación: $1.30 y_c$

- $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$
- b : distancia entre ejes

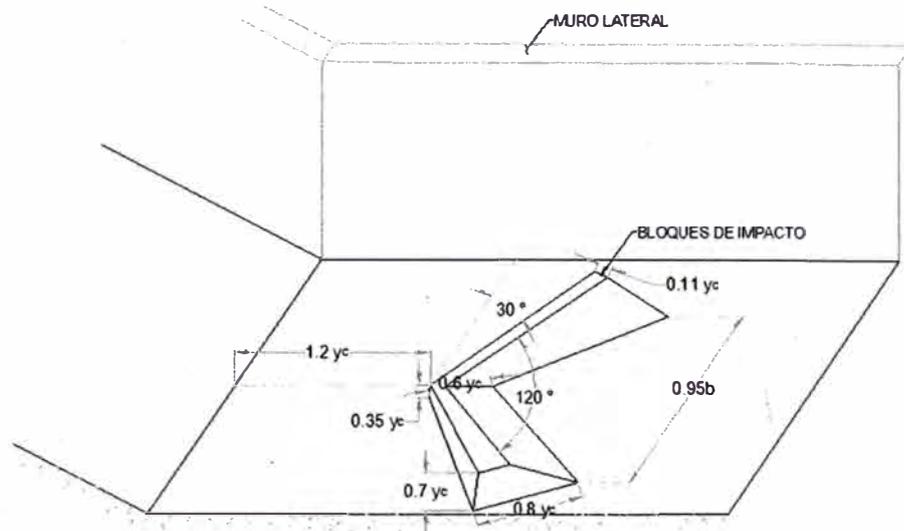


Figura 2.37 Estructura tipo VNIIG - Kumin
(Fuente: E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, 1987)

2.4.5. Estructuras de caídas y cascadas escalonadas

Son estructuras con gradas o escalones donde, a la vez que se conduce el agua, se va disipando la energía cinética del flujo por impacto con los escalones, llegando el agua al pie de la rápida con energía disipada por lo que no es necesario ninguna estructura adicional.

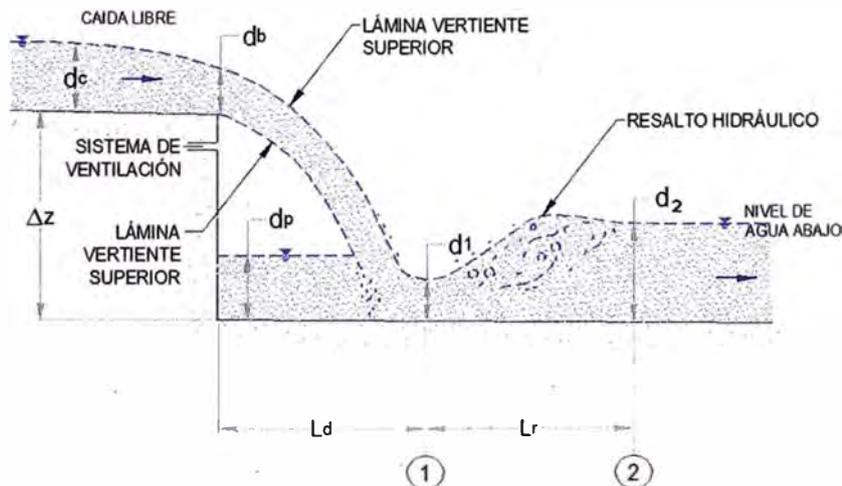


Figura 2.38 Esquema de una estructura de caída
(Fuente: Chanson, Hidráulica del flujo en canales abiertos, 2002)

Las características del flujo en cada paso puede ser deducido por las ecuaciones:

$$\frac{L_d}{\Delta z} = 4.30 \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{0.81} \quad (2.10)$$

$$\frac{d_p}{\Delta z} = \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{0.66} \quad (2.11)$$

$$\frac{d_1}{\Delta z} = 0.54 \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{1.275} \quad (2.12)$$

$$\frac{d_2}{\Delta z} = 1.66 \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{0.81} \quad (2.13)$$

Donde:

L_d : Longitud de caída (m).

Δz : Altura de la grada (m).

d_p : Profundidad en el borde de caída (m).

d_1 y d_2 : Profundidades del flujo (m).

d_c : Tirante crítico (m).

q_1 : Descarga por metro de ancho ($m^3/s/m$).

g : Constante de gravedad.

Las ecuaciones 2.10 al 2.13, fueron desarrolladas suponiendo que el flujo aguas arriba del borde de la caída es subcrítico. Si el flujo aguas arriba es supercrítico, las características de los flujos de lámina vertientes supercríticas están determinadas por la trayectoria de la lámina vertiente, el impacto del chorro en el escalón y la resistencia al flujo sobre el escalón aguas abajo del impacto de la lámina vertiente.

La referencia de Chanson incluye la expresión, según White (1943), para caídas supercríticas:

$$\frac{d_1}{d_c} = \frac{2F_r^{-2/3}}{1 + \frac{2}{F_r^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2} \left(1 + \frac{\Delta z}{d_c} F_r^{2/3} \right)}} \quad (2.14)$$

• Propiedades básicas del flujo

El flujo a través de una estructura escalonada se puede dividir en dos regímenes: flujo rasante y flujo saltante.

a) **Régimen de flujo rasante:** el agua fluye hacia abajo de la cara escalonada como una corriente coherente, deslizándose sobre los pasos y acolchadas por el fluido de recirculación atrapado entre ellos. Los bordes externos de los pasos forman un pseudo - inferior sobre la cual pasa el flujo. Debajo de esta,

vórtices de eje horizontal se desarrollan y se mantienen a través de la transmisión de la tensión de cizallamiento desde el agua que fluye más allá del borde de los pasos.

En caudales grandes, el flujo del canal en un paso puede convertirse en un flujo rasante es decir un flujo turbulento muy irregular. El análisis de estudios de este modelo (Chanson, 2002) sugiere que la transición de un régimen de grada a grada a un régimen de rasante está en función de la altura del paso y la pendiente del canal. El régimen de flujo rasante se produce por:

$$\frac{d_c}{\Delta z} > 1.2 - 0.325 \frac{\Delta z}{L_t} \quad (2.15)$$

Característico de este régimen de flujo se detalla en otras bibliografías (por ejemplo, Rajaratnam 1990, 1993a Chanson).

b) **Régimen de flujo saltante (grada a grada):** el agua procede de una serie de zambullidas de un paso a otro. El flujo de cada paso golpea el paso aguas abajo como un chorro que cae, la disipación de energía se producen por impacto de la lámina de vertimiento y con la formación de un salto hidráulico totalmente desarrollado o parcial en el escalón.

Otros autores como PEYRAS (1991-1992) indican dos tipos de flujo saltante:

- ✓ Flujo saltante con salto hidráulico completamente desarrollado, de baja descarga y una profundidad de flujo pequeño; y
- ✓ Flujo saltante con salto hidráulico parcialmente desarrollado (ver figura 2.39).

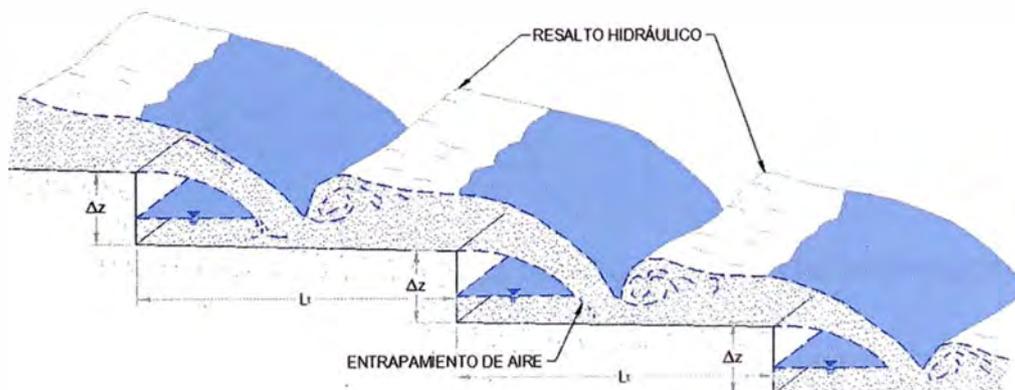


Figura 2.39 Flujo de régimen saltante
(Fuente: Hidráulica del flujo en canales abiertos, Chanson 2001)

El régimen de flujo grada a grada se produce por:

$$\frac{d_c}{\Delta z} < 0.89 - 0.4 \frac{\Delta z}{L_t} \quad (2.16)$$

Hay un rango para determinar un flujo intermedio, este está caracterizado por un movimiento de flujo caótico asociado a salpicaduras intensas, al cual se llamó flujo de transición:

$$0.89 - 0.4 \frac{\Delta z}{L_t} < \frac{d_c}{\Delta z} \ll 1.2 - 0.325 \frac{\Delta z}{L_t} \quad (2.17)$$

- **Disipación de energía**

En una situación de flujo grada a grada, la pérdida de carga en cualquier paso intermedio es igual a la altura de los escalones. La disipación de energía se produce por la desintegración del chorro y mezcla del chorro, y la formación del resalto hidráulico en el escalón. La pérdida total de carga a lo largo de la rápida ΔH es igual a la diferencia entre la máxima carga disponible H_1 y la carga residual en el extremo inferior del canal H_{res} .

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \frac{H_{res}}{H_1} \quad (2.18)$$

En general, la energía residual se disipa por lo general al pie del canal por un salto hidráulico en la poza de disipación. Si se combinan las ecuaciones (2.12) y (2.18), la pérdida de energía total se puede calcular como:

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \left(\frac{0.54 \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left(\frac{d_c}{\Delta z} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{\Delta z}{d_c}} \right) \quad (2.19)$$

2.5. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DE UN DISIPADOR

Para la selección del tipo de disipador se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La energía de la corriente: para la selección del tipo de disipador a usar es necesario conocer el tipo y la cantidad de energía presente en la corriente,

pudiendo ser energía potencial, cinética o una combinación de estas. El disipador seleccionado debe ser capaz de proporcionar un régimen de circulación lo más estable posible aguas abajo de está.

- Las condiciones del cauce aguas abajo: dependerá del tipo de material del cauce (roca, suelo erodable, etc.); si aguas abajo del disipador seleccionado no se modifican ninguno de los parámetros que intervienen en la condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo vienen haciendo.
- Los accesos de las vías y demás estructuras hidráulicas, por seguridad no puede quedar comprometida debido a la selección del disipador ya sea por su ubicación, tamaño, efecto, etc.
- El clima es indispensable para la selección de disipador, debido al congelamiento.
- El efecto de las supresiones, es necesario considerarlo debido a la eliminación de las ondulaciones y de los vórtices, por ejemplo: los vórtices de entrada con el consecuente peligro de introducción de aire.
- Daños causados a la fauna y flora, debido a cambios de granulometría del terreno al llegar las erosiones en estratos con nuevos materiales, esto afectará el hábitat natural de la zona.
- La economía y mantenimiento de la estructura ya que este eleva mucho el costo.

3.1.2. Descripción

El proyecto consiste en la conducción de los excedentes de la poza de solución rica del pad de lixiviación hacia la poza de colección de solución. Esta conducción se realizará por medio de un canal y de obras complementarias para un funcionamiento eficaz.

Una de las obras proyectadas es el aliviadero de emergencia, necesaria para derivar los excedentes de la poza de solución rica existente de la mina Pierina. Este aliviadero tendrá como cota de vertimiento 3 995 msnm, apoyado sobre gaviones que formarán parte del dique de contención de la poza de solución rica; que descargará los excedentes hacia el canal Sur.

Debido a la diferencia de cotas entre el aliviadero y el canal Sur es necesaria la proyección de una estructura de empalme, esta estructura presenta una caída de 5.50 m de longitud y 50% de pendiente aproximadamente; según lo mencionado la estructura de empalme vendría a ser un dissipador de energía.

Debido a la ubicación del aliviadero y la topografía presente en esta zona, se ha proyectado una estructura de empalme entre el aliviadero y el canal Sur; esta estructura deberá adecuarse al espacio reducido, a la fuerte pendiente que presenta el terreno y al costo de las estructuras; es fundamental elaborar el diseño de un aliviadero que permitan adecuarnos al terreno natural existente, que tenga una capacidad de descarga eficiente y no ocupe tanto espacio como el aliviadero tipo laberinto de forma trapezoidal; adicionalmente para controlar la velocidad del flujo en el tramo de alta pendiente y poder disipar la energía cinética, se diseñará una estructura de disipación con dados dissipadores.

Por otro lado el trazo de canal Sur se ha desarrollado sobre un acceso existente que presenta tramos con fuertes pendientes, donde es necesario implementar escalones en el canal que vaya disipando gradualmente la energía cinética del flujo durante su recorrido.

Debido a que el flujo conducido podría contener concentraciones de solución, las estructuras proyectadas serán de concreto armado, revestidas con un geosintético para evitar posibles filtraciones y evitar contaminar el medio ambiente.

En el anexo 3.1, se muestra el arreglo general de las estructuras proyectadas.

3.2. INFORMACIÓN BÁSICA

3.2.1. Cartografía

La información topográfica del terreno existente de la zona así como el arreglo general donde se muestran las condiciones actuales del área, fue proporcionada por la Minera Barrick Misquichilca (MBM). La topografía se encuentra en PSAD56 con proyección UTM zona 18S. La cartografía en base a la carta nacional: "Carhuaz" 19h, "Huari" 19i, "Huaraz" 20h, y "Recuay" 20i. Escala: 1/100,000 (IGN)

3.2.2. Pluviometría

Se emplearon los datos de precipitación a nivel local registrados en las estaciones monitoreadas por MBM y los datos de precipitación a nivel regional registrados en las estaciones del SENAMHI.

- De las 12 estaciones monitoreadas por la Minera Barrick Misquichilca, 11 se encuentran distribuidas dentro de la operación y una, estación Taricá (PLV-7), se ubica en el fondo del valle, a una distancia de 7.8 km de la Operación.
- Las estaciones Mina y Pacchac son estaciones de tipo automático; mientras que las estaciones Administración (PLV-1), Leach Pad (PLV-2), Sihuas (PLV-3), Piloto (PLV-4), Chancadora (PLV-5), Poza de Colección (PLV-6), Taricá (PLV-7), Bravo 22 (PLV-8), Cuncashca (PLV-9) y Quebrada Honda (PLV-10) son pluviómetros manuales.
- La altitud de las 11 estaciones localizadas en la Operación, varía entre los 3685 msnm (PLV-8) y 4199 msnm (PLV-4).
- El periodo de registro mínimo de precipitación en las 12 estaciones es de 7 años, mientras que el periodo de registro máximo de precipitación resulta ser de 15 años.
- Las estaciones Huaraz, Recuay y Yungay ubicadas a nivel regional son las más cercanas a la operación y la altitud de estas tres estaciones varía entre los 2537 msnm y 3394 msnm.
- Los periodos de registro mínimo y máximo de precipitación de las estaciones regionales varían entre los 16 y 33 años.

3.2.3. Reconocimiento y recopilación de información de campo

El reconocimiento de campo debe efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida al estado actual de las estructuras existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento, asimismo permite identificar sectores de deslizamientos, derrumbes, erosiones, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia de las estructuras.

Durante el reconocimiento de campo se deberá examinar la topografía con el propósito de localizar el trazo del canal Sur, donde se evite zonas problemáticas en las que su construcción resulte muy cara. La localización del trazo como condición previa, implica encontrar una zona de terreno cuyas características topográficas y factibilidad de uso, permita asentar en ella un camino de condiciones operativas.



Figura 3.2 Vista panorámica de la zona
(Fuente: Elaboración Propia)

Determinada la zona donde se ubicarán las estructuras proyectadas, se deberá establecer el alineamiento del canal Sur siguiendo la alineación del acceso existente. Este acceso presenta tramos de fuertes pendientes, donde el canal Sur será de forma escalona. En cuanto a la diferencia de cotas entre el aliviadero y el canal se colocará una estructura de disipación que las conecte.

3.2.4. Geología y geotecnia

El área de estudio corresponde a depósitos de roca volcánica y depósitos cuaternarios (coluviales y antrópicos), tales como, suelo residual, coluvial, roca, desmonte y material de desbroce - material de desbroce con material orgánico.



Figura 3.3 Tipo de suelo en la zona
(Fuente: Elaboración Propia)

Las muestras fueron seleccionadas de acuerdo a la exploración de campo y características topográficas. Las muestras provienen del material encontrado en las calicatas realizadas en la zona de estudio y que corresponden a depósitos coluviales, suelo residual y rellenos no controlados.

Las propiedades índices de los suelos y los resultados de los ensayos de clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se resumen en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1.- Resumen de Ensayos de clasificación de suelos (Canal Sur)

ID	Calicata / Muestra	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Granulometría (%)			Lím. de At.		Contenido de Humedad (%)
				G	A	F	LL (%)	IP (%)	
Aliviadero - Canal Sur	TP_PI12-101 / M-1	0.30-2.20	ML	-	28.1	71.9	48	19	21.9
	TP_PI12-102 / M-1	2.50-4.10	SM	-	51.4	48.6	42	14	18.9
	TP_PI12-105 / M-1	2.20-3.20	CL	-	43.6	56.4	38	15	14.9
	TP_PI12-106 / M-2	4.30-5.10	SC	13.8	48.2	38.0	46	21	14.9
	TP_PI12-107 / M-1	4.90-5.20	SC	27.1	40.1	32.8	47	21	19.9
	TP_PI12-109 / M-1	2.70-3.30	SC	17.3	39.2	43.5	35	17	11.4
	TP_PI12-113 / M-1	4.50-4.80	ML	7.7	9.9	82.3	47	16	27.8
	TP_PI12-115 / M-2	3.80-4.30	ML	2.2	36.9	60.9	41	3	19.2
	TP_PI12-116 / M-1	4.70-5.20	MH	10.3	4.9	84.8	56	25	20.9

Fuente: Ingeniería de detalle aliviadero emergencia y canal Sur - MBM (2013)

Abreviaturas de la Tabla 3.1:

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
 LL: Límite Líquido
 IP: Índice Plástico
 CH: Contenido de Humedad
 G: Grava
 A: Arena
 F: Finos

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Posterior al reconocimiento en campo de la zona, se procederá al modelamiento hidrológico, en el cual se determinará el caudal de diseño con el cual serán dimensionadas las estructuras. Teniendo en consideración la precipitación máxima en 24 horas de un periodo de retorno de 500 años, acorde con las recomendaciones establecidas en las Guías Ambientales de Energía y Minas (MEM) para el cierre de mina.

3.3.1. Eventos Hidrológicos Extremos

Los datos de la precipitación máxima en 24 horas y la relación Intensidad-Duración-Frecuencia, ha sido obtenida del “Estudio de Impacto Ambiental para la Optimización de la Vida Útil de Mina Pierina” (Meteorología e Hidrología - EIA Mina Pierina) realizado por Klohn Crippen Berger S. A. (Klohn, 2012), proporcionada por la Minera Barrick Misquichilca.

a) *Precipitación Máxima*

Para el estudio de precipitación máxima en 24 horas en la mina Pierina se empleó la información registrada en las siguientes estaciones a nivel local: estación meteorológica Mina y estaciones pluviométricas PLV-1, PLV -2, PLV-3, PLV-4, PLV-5 y PLV-6, las cuales fueron seleccionadas porque cuentan con una data histórica mayor a 12 años. A nivel regional, se evaluaron las estaciones Huaraz y Recuay; no se consideró en el análisis a la estación Yungay, puesto que esta presenta series inconsistentes.

La serie histórica de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones Mina y PLV-3 presenta un mejor ajuste al modelo Log Normal de 2 parámetros, mientras que la data histórica de los observatorios PLV-2, PLV-5 y PLV-6 se ajusta mejor al modelo Pearson Tipo III; de otro lado, lo recogido en las estaciones PLV-1 y PLV-4 presentan un mejor ajuste al modelo Log Pearson Tipo III; finalmente, la información proveniente de las estaciones Huaraz y Recuay presentan un mejor ajuste a los modelos Gumbel y Log Normal de 3 parámetros.

Empleando un criterio conservador se eligieron los valores más altos de precipitación máxima en 24 horas para el área de la operación, esto se obtuvo de la serie histórica de la estación Huaraz.

La Tabla 3.2, muestra las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retornos.

Tabla 3.2.- Precipitación máxima en 24 horas

Periodo de retorno (años)	Precipitación máx-24 h (mm)
2	36
3	41
5	47
10	54
25	62
50	69
100	75
200	82
500	90

Fuente: Meteorología e Hidrología - EIA Mina Pierina - MBM (Klohn, 2012)

b) Relación de Intensidad – Duración – Frecuencia

La Tabla 3.3, muestra las intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno en el área de operación.

Tabla 3.3.- Relación de intensidad – duración – frecuencia

Duración (min)	Intensidad Máxima (mm/h)							
	Período de Retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
15	43.2	56.4	64.8	74.3	82.8	90.0	98.3	107.9
20	35.0	45.6	52.4	60.1	67.0	72.9	79.5	87.3
30	25.9	33.8	38.9	44.6	49.7	54.1	59.0	64.8
60	10.7	18.0	22.8	28.8	33.4	37.8	42.3	48.2
120	7.9	12.1	14.8	18.3	20.9	23.5	26.0	29.4
180	6.4	9.4	11.4	14.0	15.9	17.7	19.6	22.0
240	5.4	7.8	9.4	11.4	12.9	14.3	15.8	17.8
300	4.7	6.6	7.9	9.6	10.8	12.0	13.2	14.8
360	4.2	5.8	6.9	8.3	9.3	10.3	11.4	12.7
540	3.1	4.0	4.6	5.3	5.9	6.4	7.0	7.7
720	2.5	3.3	3.7	4.3	4.8	5.2	5.7	6.2
1 440	1.5	2.0	2.3	2.6	2.9	3.1	3.4	3.7

Fuente: Meteorología e Hidrología - EIA Mina Pierina - MBM (Klohn, 2012)

c) Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca

Para la determinación de los parámetros geomorfológicos de las cuencas, es necesario hacer la delimitación de cuencas que capta la escorrentía superficial o drenaje proveniente del pad de lixiviación hasta la poza de solución rica donde se almacenará para luego ser transportado a través del canal sur. En el anexo 1 se muestra la cuenca de aporte, cuyos parámetros geomorfológicos de la cuenca, son los siguientes:

Área de la cuenca	$A_c = 1.40 \text{ km}^2$
Longitud de la cuenca	$L_c = 2.18 \text{ km}$
Pendiente media	$S = 18.8\%$

La Figura 3.4 muestra la cuenca tributaria considerada para el cálculo del caudal de diseño de las estructuras.

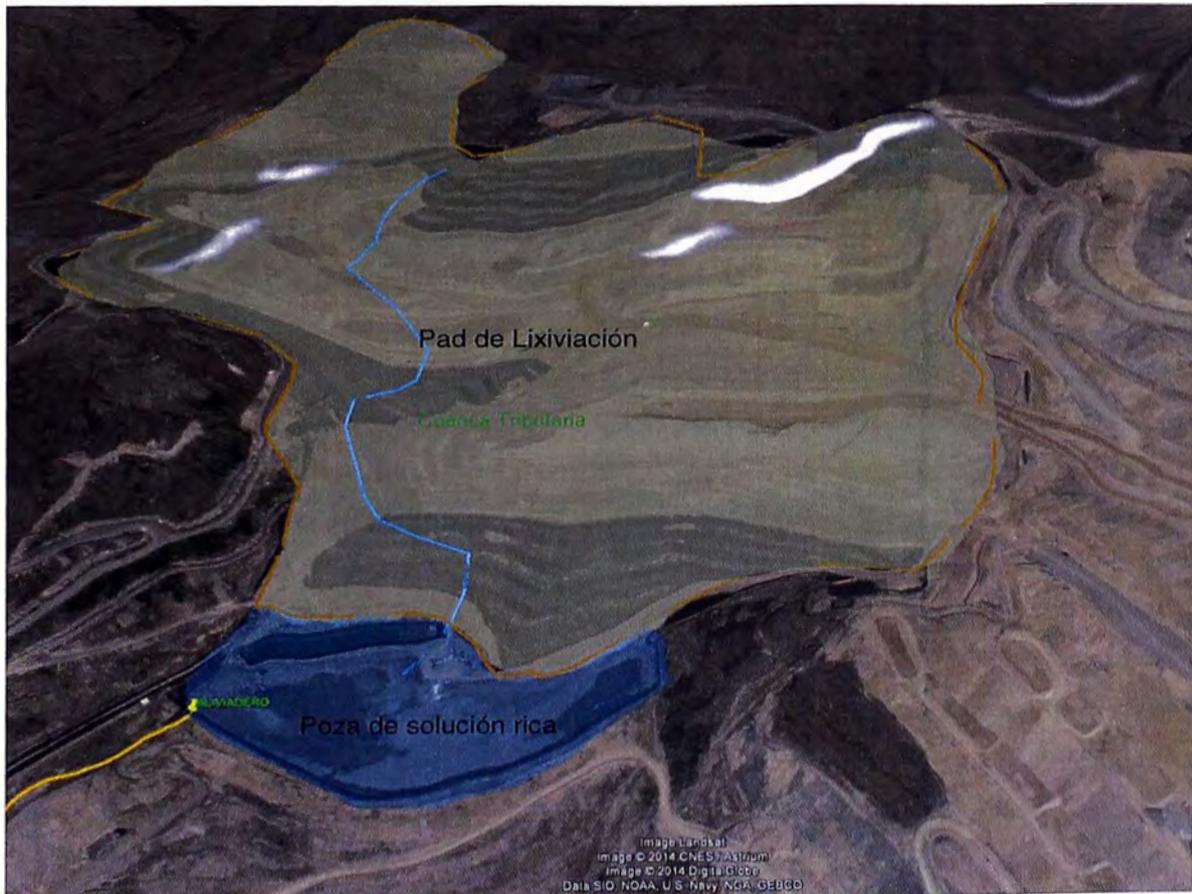


Figura 3.4 Vista 3D de la Cuenca de aporte en Google Earth
(Fuente: Elaboración Propia)

d) Tiempo de Concentración

Los tiempos de concentración de la cuenca fueron calculados por la suma de los tiempos de recorrido como flujo esparcido, flujo somero y flujo en cauce, los que ocurren desde la divisoria hasta la salida de cada subcuenca, siguiendo los procedimientos del TR-55 (Technical Release 55, NRCS; 1986) adaptados a condiciones rurales.

e) Caudales de Diseño

Para el cálculo de las escorrentías de diseño se ha utilizado la aplicación del software Autocad Civil 3D, Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2012, elaborado por Autodesk, inc. Este software realiza el modelamiento hidrológico e hidráulico teniendo en cuenta diferentes métodos hidrológicos. En el modelamiento se utilizó el método de Número de Curva (propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS), ahora (NRCS) Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos de América) y una tormenta de tipo II correspondiente para lluvias orográficas.

A partir de la precipitación máxima en 24 h para un periodo de retorno de 500 años, los tiempos de concentración y número de curva; se ha determinado el caudal de diseño para el aliviadero de emergencia y las estructuras de disipación del Canal Sur.

El número de curva que se consideró en el modelamiento hidrológico, está en base al estudio mencionado en el ítem 3.3.1, según las condiciones físicas de la cobertura vegetal y características fisiográficas presentes en el sitio del proyecto.

Para el cálculo de los caudales pico de diseño de los canales se ha contemplado también el flujo de tránsito sobre los canales proyectados, dando como resultado un aumento en el tiempo de concentración y consecuentemente en la disminución del caudal pico con respecto al rendimiento unitario de cada cuenca.

Tabla 3.4.- Parámetros hidrológicos considerados en el estudio

Parámetros	Caudales (m ³ /s)
Curva Número característico	CN=89
Condiciones de Humedad antecedente	Tipo II
Modelo de Hidrograma Unitario	Clark
Duración de Tormenta	6 horas
Tiempo de concentración	15 min

Fuente: Meteorología e Hidrología - EIA Mina Pierina - MBM (Klohn, 2012)

Tabla 3.5.- Caudal de diseño por periodo de retorno

Periodo de retorno (años)	Caudales (m ³ /s)
2	1.38
3	2.21
5	3.36
10	4.86
25	6.73
50	8.46
100	10.03
200	11.85
500	14.00

Caudal de diseño

Fuente: Autocad Civil 3D – Santary Analisis 2013

3.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS PROYECTADAS

3.4.1. Criterios de diseño

Para el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas se ha tomado en cuenta lo siguiente:

Tabla 3.6.- Criterios de diseño

Descripción	Unidad	Criterio Usado
Aliviadero de Emergencia		
Periodo de retorno para eventos máximos	años	500
Caudal de diseño Tr = 500 años	m ³ /s	14
Periodo de retorno para eventos normales	años	200
Caudal de diseño Tr = 200 años	m ³ /s	11.8
Cota de aliviadero	msnm	3 995
Material de construcción	Tipo	Concreto Armado
Geometría	Tipo	Laberinto Trapezoidal
Revestimiento	Tipo	Stud Liner

Tabla 3.6.- Criterios de diseño (Continuación)

Descripción	Unidad	Criterio Usado
Estructura de Disipación (Datos de disipación)		
Periodo de retorno para eventos máximos	años	500
Caudal de diseño $Tr = 500$ años	m^3/s	14
Pendiente	Máx/Mín	50%
Canal Sur - Forma escalonada		
Periodo de retorno	años	500
Caudal de diseño	m^3/s	14
Material de construcción	Tipo	Concreto Armado
Geometría	Tipo	Rectangular
Revestimiento	Tipo	Stud Liner
Pendiente	Máx/Mín	6.0% / 2.5%

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Diseño hidráulico del aliviadero de emergencia

a) Geométrica de un aliviadero Laberinto

La geometría del aliviadero Laberinto pueden adoptar formas desde triangulares hasta rectangulares, siendo lo más comunes y lógicos desde un punto de vista hidráulico y constructivo, las formas trapeciales.

La particularidad de este tipo de estructuras hidráulicas reside en la forma del vertedero, que es asimilable a un “zig - zag”. Esta especial morfología incrementa la longitud de vertedero “a encajar” en un determinado “espacio disponible”, con el fin de aumentar la capacidad de evacuación respecto a la de un vertedero recto convencional ubicado en el mismo espacio y para igual carga hidráulica.

Se definen, por tanto, los siguientes parámetros geométricos según la figura 3.5:

A: Semilongitud de muros longitudinales

B: Longitud de muros diagonales

m: Pendiente del canal aguas abajo del vertedero.

$L=4A+2B$: Longitud desarrollada del módulo (longitud del aliviadero).

w: Longitud recta o proyectada del módulo.

α : Ángulo de los muros diagonales con el eje del módulo.

α_{max} : Ángulo correspondiente al módulo triangular de misma “w” y mismo “Y”.

n: Número de módulos.

P: Altura del vertedero en su parte de aguas arriba.

D: Altura del vertedero en su parte de aguas abajo.

t_w : Espesor de los muros.

$W_c = nw$. Longitud total recta o proyectada del vertedero en laberinto.

$L_t = nL$. Longitud total desarrollada del laberinto.

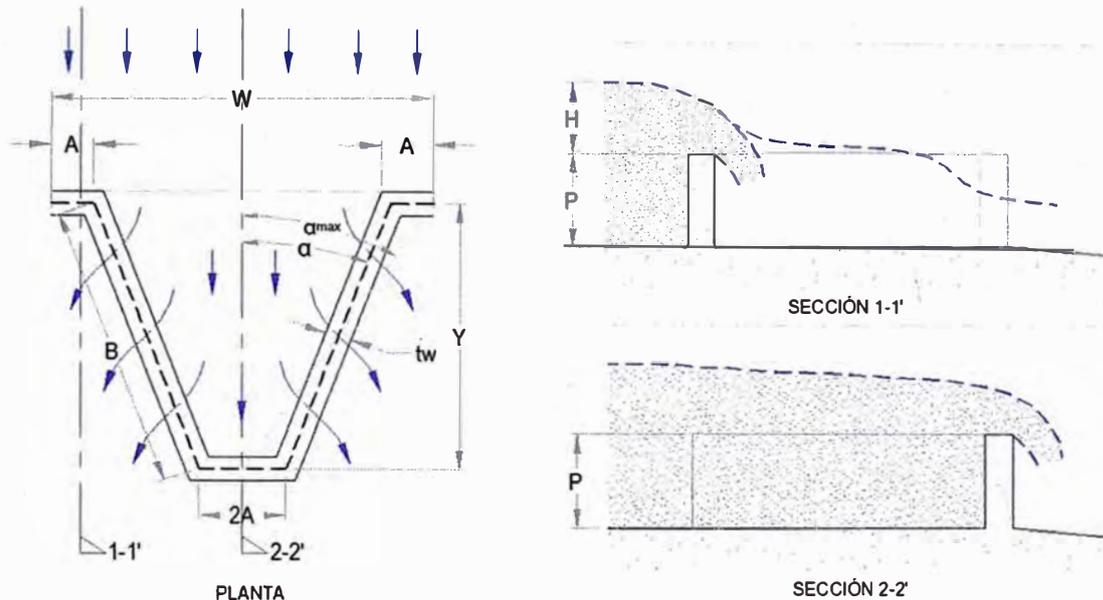


Figura 3.5 Esquema del aliviadero Laberinto
(Fuente: Elaboración Propia)

b) Consideraciones de Diseño del Aliviadero Laberinto

En un vertedero recto convencional, ya sea en pared delgada o en pared curva de capacidad, determinada de forma experimental responde a la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (3.1)$$

Donde:

Q : Caudal (m^3/s).

C_d : Coeficiente de descarga.

L : Longitud total del aliviadero (m).

H : Sobreelevación de la lámina respecto del umbral del vertedero (m).

g : Constante de gravedad (m/s^2).

• Coeficiente de descarga

En la referencia de Falvey T. (2 002), menciona los estudios de Tullis (1 994), donde incluye la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de descarga:

$$C_d = A_1 + A_2 \left(\frac{H}{P}\right) + A_3 \left(\frac{H}{P}\right)^2 + A_4 \left(\frac{H}{P}\right)^3 + A_5 \left(\frac{H}{P}\right)^4 \quad (3.2)$$

Donde:

A_i : Coeficiente.

P : Altura relativa entre el umbral y la parte inferior del vertedero (m).

Interpolación para otros ángulos debe hacerse determinando primero los coeficientes para los ángulos adyacentes según la tabla 3.7; a continuación, utilice la interpolación lineal entre los dos ángulos adyacentes.

No interpolar entre coeficientes.

Las curvas de descarga de Tullis (1 994) son válidas para un $\frac{H}{P}$ menor o igual a 0.9, para relaciones de interferencia, y para la pared lateral ángulos mayores o igual a 6°.

Debido a que la relación $\frac{H}{P}$, debe ser menor que 0.9, un criterio de interferencia máxima de L/B es igual a 0.35 se recomienda el uso para su cálculo.

Los coeficientes (A_i) de la ecuación (3.2) para diferentes ángulos del aliviadero laberinto se obtienen de la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Coeficientes para el cálculo del C_d

α (Ángulo)	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
6	0.49	-0.24	-1.20	2.17	-1.03
8	0.49	1.08	-5.27	6.79	-2.83
12	0.49	1.06	-4.43	5.18	-1.97
15	0.49	1.00	-3.57	3.82	-1.38
18	0.49	1.32	-4.13	4.24	-1.50
25	0.49	1.51	-3.83	3.40	-1.05
35	0.49	1.69	-4.05	3.62	-1.10
90	0.49	1.46	-2.56	1.44	0.00

Fuente: Hydraulic Design of labyrinth Weirs, Falvey T. 2002.

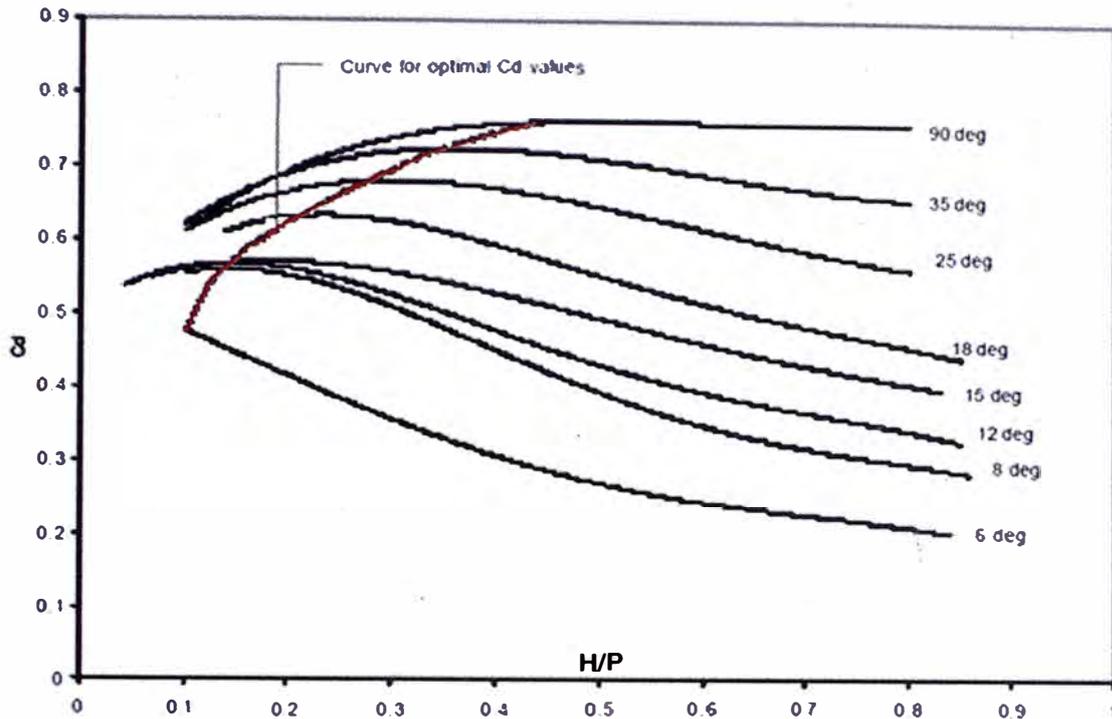


Figura 3.6 Curva de diseño del aliviadero
(Fuente: World Applied Sciences Journal 3, 2008)

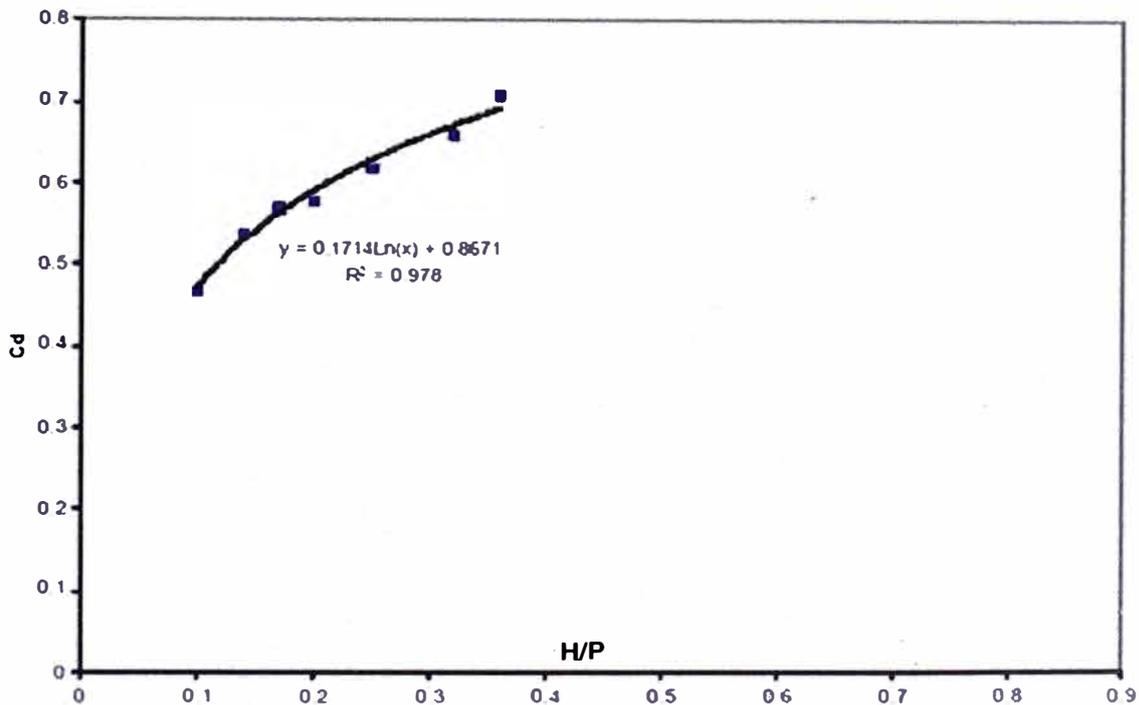


Figura 3.7 Curva óptima para C_d
(Fuente: World Applied Sciences Journal 3, 2008)

La observación de las curvas de coeficientes de descarga para el aliviadero laberinto (Figura 3.6), se encuentra que hay un pico para cada una de la curva en la etapa inicial, seguida de una extremidad recesión de largo. Se sugiere que, para un buen diseño del aliviadero laberinto, el C_d debe estar cerca de los

valores de pico de la curva. Otro análisis de regresión se lleva a cabo y se obtiene una curva de valores óptimos de C_d que se muestra en la figura 3.6.

El C_d óptimo viene dada por:

$$C_d = 0.1714 \ln\left(\frac{H}{P}\right) + 0.8671 \quad (3.3)$$

Con esto se propone utilizar la ecuación 3.2 en conjunción con la ecuación 3.3 con el fin de decidir sobre ángulo de laberinto (α) y la longitud de vertedero laberinto (L) adecuado a las condiciones específicas del sitio.

c) Cálculo hidráulico y dimensionamiento del aliviadero

Datos de entrada

Caudal de diseño	: Q (m ³ /s)	= 14.00
Sección	: Rectangular	
Tipo de material	: Concreto revestido con stud liner	
Altura de pared	: P (m)	= 1.00
Altura muros laterales	: H ₀ (m)	= 3.00
Ancho de pared	: α (°)	= 19.47°
Altura de cresta de agua	: H (m)	= 0.8
Elevación de la cresta	: 3 995 msnm	

Coeficiente de descarga

Reemplazando en la ecuación 3.3:

$$C_d = 0.8288$$

Longitud del aliviadero laberinto

L : Longitud total del aliviadero (m).

$$Q = \frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} H^{1.5}$$

$$L = 14 * 1.5 / (0.8288 * \sqrt{2 * 9.81} * (0.5)^{1.5})$$

$$L(m) = 7.99 \approx 8.00$$

En el anexo 3.3, se muestra la vista en planta y perfil de las dimensionamiento final del aliviadero tipo Laberinto.

3.4.3. Diseño hidráulico de la rampa dentada (datos disipadores)

Para el diseño hidráulico de esta estructura se aplicará el procedimiento y recomendaciones que se mencionan en el ítem 2.4.2.7 del capítulo 2. Con los datos de entrada se procederá al cálculo hidráulico, dimensionamiento y verificación de la estructura.

a) Datos de entrada

Caudal de diseño : Q (m³/s) = 14.00
 Sección de entrada : Rectangular
 Tipo de material : Concreto revestido con stud liner
 Ancho de caída : B (m) = 4.00
 Altura de muro : H (m) = 2.00
 Pendiente : S (%) = 6

b) Cálculos hidráulicos y predimensionamiento

Caudal unitario

q : Caudal unitario (m³/s/m).

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{14}{4} = 3.50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Tirante crítico

d_c : Tirante crítico (m).

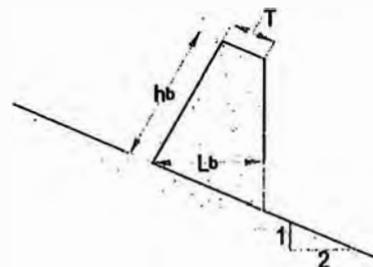
$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{3.5^2}{9.81}} = 1.08 \text{ m}$$

Predimensionamiento preliminar de dados

h_b : Altura del dado (m).
 T : Ancho superior del dado (m).
 w : Longitud de los dados y
 espaciamiento entre dados (m).

$$h_b \leq w \leq 1.5 h_b$$

$h_b = 0.9 d_c = 0.97 \text{ m}$
 $w_{max} = 1.5 h_b = 1.45 \text{ m}$
 $w_{min} = h_b = 0.97 \text{ m}$



$$\begin{aligned}wp_{max} &= h_b / 3 = 0.32 \text{ m} \\wp_{min} &= 2 h_b / 3 = 0.65 \text{ m} \\ \text{Simplificar: } \quad \mathbf{wp = h_b / 2 = 0.48 \text{ m}}\end{aligned}$$

Simplificando dimensiones

<i>Fila 1, 3, 5, 7</i>	<i>Fila 2, 4, 6, 8</i>
1 dado: w	2 dados: 2w
2 espacios: 2w	1 espacios: w
2 bloques partidos: w	2 bloques partidos: w
B= 4w	B= 4w

Entonces $B = 3.88 \text{ m}$
 $W = 1.00 \text{ m}$ $0.97 \leq w \leq 1.45$
 $wp = 0.50 \text{ m}$

Dimensionamiento de dados

$$\begin{aligned}B &= 4.00 \text{ m} \\q &= 3.50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \\d_c &= 1.08 \text{ m} \\T_{min} &= 9''; 0.20 \text{ m} \leq T \leq 0.25 \text{ m} \\T_{min} &= 0.25 \text{ m}\end{aligned}$$

Altura del dado: $h_b(\mathbf{m}) = 0.90$
 Ancho superior del dado: $T(\mathbf{m}) = 0.25$
 Longitud de los dados: $w(\mathbf{m}) = 1.00$
 Altura del dissipador: $3h_b(\mathbf{m}) = 2.80$

Determinando la velocidad crítica

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{Q}{Bd_c} \text{ m/s} \\V_c &= 3.25 \text{ m/s}\end{aligned}$$

Determinando el espaciamiento longitudinal del dado

$$\begin{aligned}S_{min} &= 2h_b = 1.80 \text{ m} \\S &\leq 1.80 \text{ m} \\S &= 1.50 \text{ m}\end{aligned}$$

Espaciamiento longitudinal del dado: $S(\mathbf{m}) = 1.50$

En los anexos 3.2 y 3.3, se muestran el alineamiento, perfil longitudinal, la vista en planta y el perfil de la estructura (rampa con dados disipadores) con el dimensionamiento final.

3.4.4. Diseño hidráulico del canal Sur en forma escalonada

El canal Sur conducirá los flujos provenientes del aliviadero de emergencia de la poza de solución rica del pad de lixiviación, para ser entregados ordenadamente en la poza de colección de solución existente.

El diseño hidráulico de los escalones en el canal Sur tiene como función la disipación de energía gradual a lo largo del paso del caudal de diseño. Para el diseño hidráulico se seguirá el procedimiento y recomendaciones que se mencionan en el ítem 2.4.5 del capítulo 2. El desarrollo del cálculo hidráulico del canal Sur se muestra en el anexo 2, donde se ve los parámetros hidráulicos y el dimensionamiento definitivo del canal.

a) Datos entrada

Caudal de diseño	: Q (m ³ /s)	= 14.00
Sección de entrada	: Rectangular	
Tipo de material	: Concreto revestido con stud liner	
Ancho de canal	: B (m)	= 2.40
Altura de canal	: H (m)	= 1.80
Pendiente	: s (%)	= 2.5 y 6.0
Tirante	: y (m)	= 0.79
Altura de canal	: Δz (m)	= 1.00

b) Cálculos hidráulicos

Determinación de las condiciones de entrada

q : Caudal unitario (m³/s/m).

d_c : Tirante crítico (m).

V_c : Velocidad crítica (m).

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{14}{2.4} = 5.83 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{5.83^2}{9.81}} = 1.51 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{Q}{B d_c} = \frac{14}{2.4 * 1.51} = 3.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g y}} = 4.2 > 1; \text{Flujo supercrítico.}$$

Determinación del tirante en el borde de caída

d_b : Tirante en el borde de caída.

$$d_b = 0.715 d_c = 1.08 \text{ m}$$

Determinación del tipo de régimen

- Régimen de flujo rasante

$$\frac{d_c}{\Delta z} > 1.2 - 0.325 \frac{\Delta z}{L_c}$$

$$3.02 > 1.22 \quad \text{Dentro de rango establecido}$$

- Régimen de flujo saltante (grada a grada)

$$\frac{d_c}{\Delta z} < 0.89 - 0.4 \frac{\Delta z}{L_c}$$

$$3.02 \ngtr 0.865 \quad \text{No cumple / Fuera de rango establecido}$$

- Régimen de flujo intermedio

$$0.89 - 0.4 \frac{h}{l} < \frac{d_c}{h} \ll 1.2 - 0.325 \frac{h}{l}$$

$$0.865 \ngtr 3.02 \ngtr 1.22 \quad \text{No cumple / Fuera de rango establecido}$$

Por lo tanto se tiene un flujo de régimen rasante.

Cálculo de los parámetros hidráulicos para el primer escalón

$$d_1 = 1.15 \text{ m (utilizando la ecuación 2.14)}$$

$$d_2 = 1.95 \text{ m (tirante conjugado)}$$

$$L_d = 5.26 \text{ m}$$

$$d_p = 1.08 \text{ m}$$

Cálculo de la longitud total de caída

L_r : Longitud del resalto.

L_t : Longitud total del escalón.

$$L_t = L_d + L_r$$

$$L_d = 2.35 \text{ m}$$

$$L_r = 7.40 \text{ m}$$

$$L_t = 9.76 \text{ m}$$

La longitud del escalón a considerar es: $L_t \text{ (m)} = 10$

El dimensionamiento final de algunos tramos del canal Sur se muestra en el anexo 3.5, así como el alineamiento y perfil longitudinal del canal; los detalles del canal se muestra en el anexo 3.6.

3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ESTRUCTURAS

El diseño estructural proporciona un espesor adecuado de concreto y patrones de acero de refuerzo, para resistir momentos de flexión, fuerza hidrostática (empuje), y esfuerzos de corte originados por cargas en la estructura; es decir se obtendrá las dimensiones mínimas necesarias para su funcionamiento.

En el diseño se siguieron las indicaciones de la norma peruana NTE-060 y el ACI 350-06: Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures And Commentary. Las consideraciones y parámetros para el diseño estructural, serán descritas a continuación.

3.5.1. Análisis de las fuerzas actuantes

La estructura de un canal debe ser capaz de resistir cargas muertas, cargas vivas en la superficie, presiones laterales, subpresiones, cargas transmitidas por automóviles, etc.

Peso propio

El metrado se deberá realizar para los elementos que conforman la estructura, es decir; losas y muros.

Empuje Lateral del suelo (EHL)

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se deberá tomar como:

$$EHL = \gamma_s \times z \times K_a \quad (3.4)$$

Dónde:

E_{H_L} : Empuje lateral del suelo (kg/m^2)

K_a : Coeficiente de empuje lateral

γ_s : Densidad del suelo (Kg/ m^3)

z : Profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación.

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) \times \cos(\theta + \delta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \times \cos(\theta - \beta)}}\right)^2} \quad (3.5)$$

Dónde:

ϕ : Ángulo de fricción interna del relleno

δ : Ángulo de fricción interna suelo-concreto

β : Ángulo de inclinación del relleno

θ : Ángulo de inclinación de la pared

Fuerzas Hidráulicas (WA)

Se considera el caso en que la estructura está con agua y cuando está totalmente vacía. Para la condición donde la estructura está con agua, la fuerza hidráulica del agua es ejercida contra las paredes y base de la estructura. La fuerza sobre las paredes se puede tomar como una carga repartida, donde en la parte superior la presión del agua es cero y en el fondo, la presión que genera el agua es:

$$WA \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = \gamma_{H_2O} \times h_w \quad (3.6)$$

Dónde:

γ_{H_2O} : Peso específico del agua (Kg/m^3)

h_w : Altura libre del canal (m)

En la Figura 3.8, se muestra las fuerzas actuantes sobre la losa y los muros de la estructura.

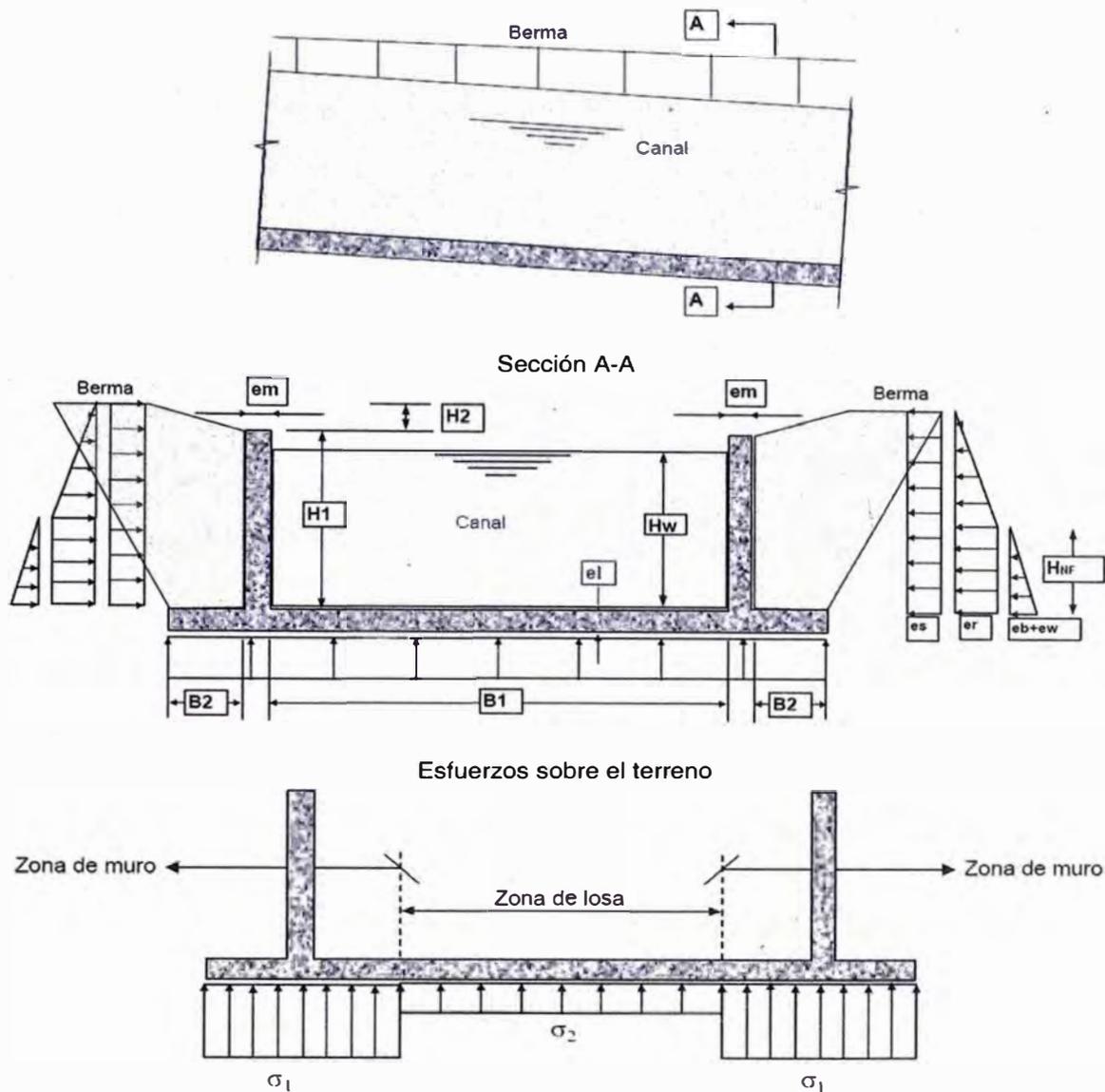


Figura 3.8 Esquema de distribución de cargas
(Fuente: Elaboración propia)

3.5.2. Datos básicos

Para el diseño estructural de las estructuras se requieren algunos datos básicos, los cuales serán descritos a continuación:

- *Geometría de la canal Sur*

Las dimensiones propuestas para el canal Sur son las siguientes:

Base canal : $B_1 = 2.40 \text{ m}$
 Ancho del alero: $B_2 = 0.60 \text{ m}$
 Altura canal : $H_1 = 1.80 \text{ m}$

Altura agua : $H_w = 0.75 \text{ m}$
 Espesor de losa: $e_l = 0.30 \text{ m}$
 Espesor muro : $e_m = 0.25 \text{ m}$

• *Características del suelo de fundación y del material de relleno*

Peso unitario del material seco : $\gamma_s = 1900 \text{ Kg/m}^3$
 Angulo de fricción interna del relleno : $\phi = 35^\circ$
 Angulo de fricción interna suelo-concreto : $\delta = 2\phi/3 = 23.3^\circ$
 Angulo de inclinación del relleno : $\alpha = 0^\circ$
 Angulo de inclinación de la pared : $\beta = 0^\circ$
 Peso específico del suelo : $\gamma_e = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$

• *Características del concreto y acero de refuerzo:*

Concreto : $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Peso unitario del concreto : $\gamma_{concreto} = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 Recubrimientos : $r = 0.075 \text{ m}$

• *Parámetros para cálculos de la estabilidad:*

Cohesión : $C = 0 \text{ Kg/cm}^2$
 Coeficiente de presión lateral de reposo del suelo : $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) = 0.426$
 Fricción : $f = \tan(2\phi/3) = 0.431$
 : $K_a = 0.244$
 : $K_p = 3.69$

3.5.3. Metrado de cargas y fuerzas actuantes

El metrado de cargas se realizará por metro lineal de canal, sometido a diferentes sistemas de carga que son detallados a continuación:

• Debido al peso propio

Las cargas a considerar serán la carga de la losa y la carga de los muros:

$$W_{DC-muros} = 2 \times (\gamma_{concreto} \times H_1 \times e_m) = 2 \times (2400 \times 1.8 \times 0.25) = 2160 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{DC-losa inferior} = \gamma_{concreto} \times e_l \times (B_1 + 2 \times (B_2 + e_m))$$

$$= 2400 \times 0.30 \times (2.4 + 2 \times (0.6 + 0.25)) = 2952 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Muros	Peso:	2.160	Ton/m	brazo y=	1.05	m
Losa	Peso:	2.952	Ton/m	brazo y=	0.15	m
Peso Total de estructura:		5.112	Ton/m	brazo y=	0.53	m

• Debido a la presión lateral del terreno

Para el cálculo de las presiones del terreno, previamente calcularemos el coeficiente activo de presión:

$$K_a = \frac{\cos^2(35 - 0)}{\cos^2(0) \times \cos(0 + 23.3) \times \left(1 + \frac{\sin(35 + 23.3) \times \sin(35 - 0)}{\cos(0 + 23.3) \times \cos(0)}\right)} = 0.244$$

Presión lateral en la parte inferior:

$$EH_L = \gamma_s(H1 + e/2)K_a = 1900(1.80 + 0.15)0.244 = 904 \text{ Kg/m}^2$$

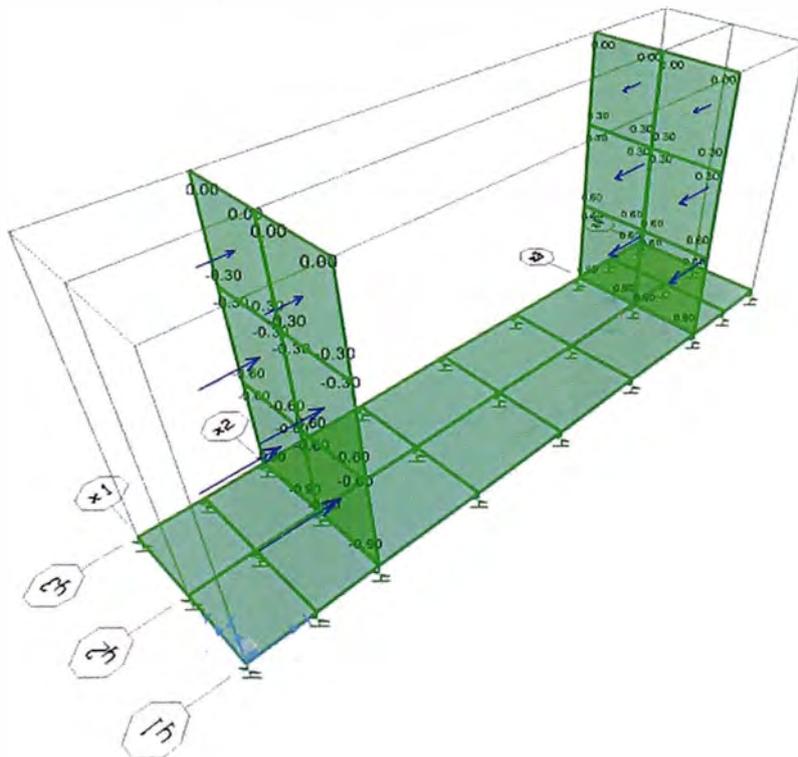


Figura 3.9 Carga debido a la presión lateral del terreno
(Fuente: Elaboración propia)

• Debido a la presión del agua

- Canal lleno de agua

Presión lateral en el parte inferior:

$$WA_{INF} = \gamma_{agua} \times He = 1000 \times 0.90 = 900 \text{ Kg/m}^2$$

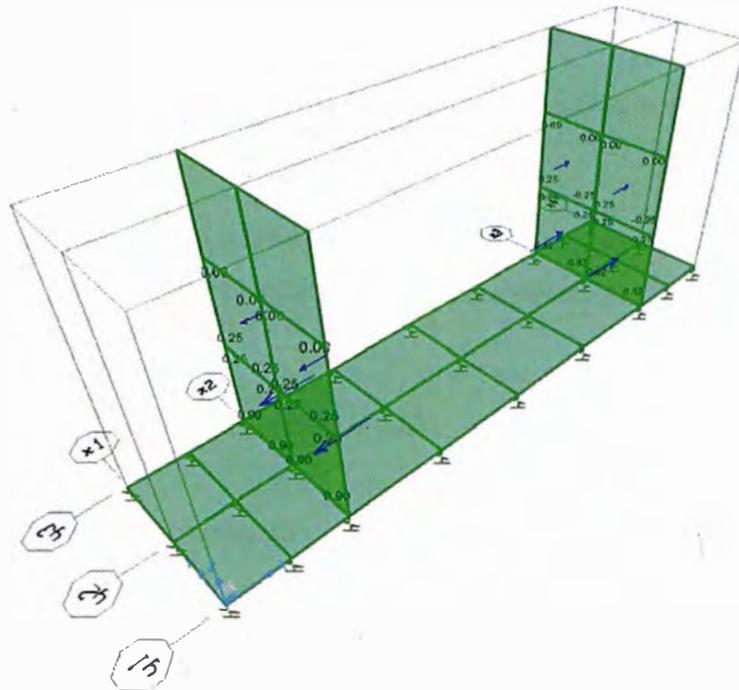


Figura 3.10 Carga debido a la presión lateral del agua
(Fuente: Elaboración propia)

Presión en la losa inferior:

$$WA = 900Kg/m^2.$$

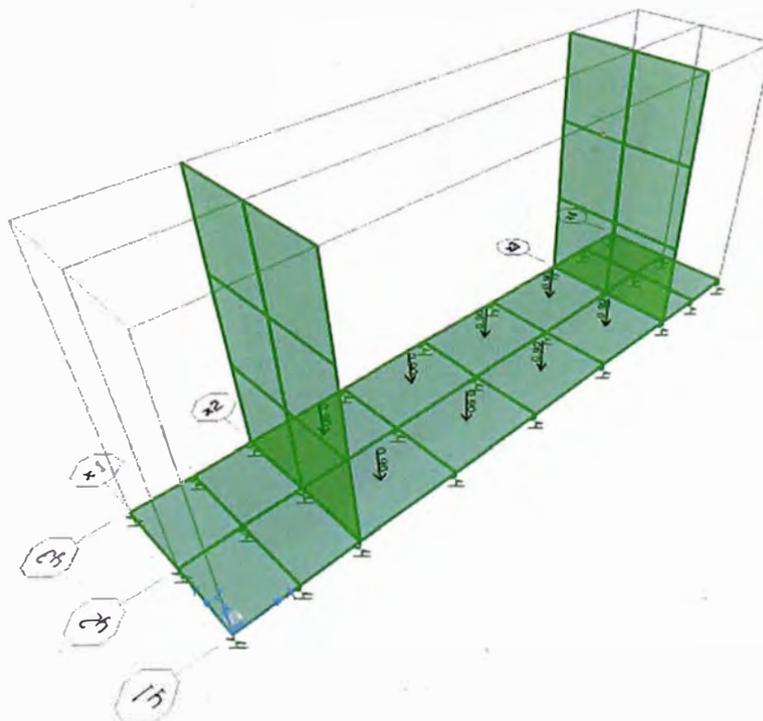


Figura 3.11 Carga debido a la presión vertical del agua
(Fuente: Elaboración propia)

- Canal vacía

Para este caso, no existe presión por parte del agua.

3.5.4. Combinaciones de carga

Se empleó la única combinación crítica para el diseño a la rotura:

- COMB1: $1.4 DC + 1.4(EH_L + WA)$

Por consideraciones de durabilidad, se amplifican por un factor de 1.3 los sumandos tal como lo indica el ACI para los elementos en contacto con el agua. Se tendría entonces:

- COMB1: $1.82 DC + 1.82 (EH_L + WA)$

3.5.5. Modelamiento estructural

El modelamiento del canal de concreto armado se realizará con ayuda del programa SAP 2000.

De los momentos obtenidos del programa SAP, sólo se ha tomado los momentos máximos para efectos de diseño, con el cual se diseñará el refuerzo vertical y horizontal.

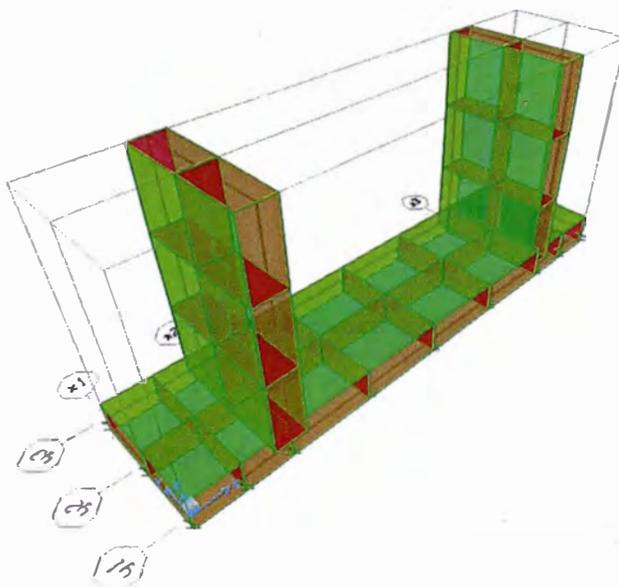


Figura 3.12 Modelo estructural
(Fuente: Elaboración propia)

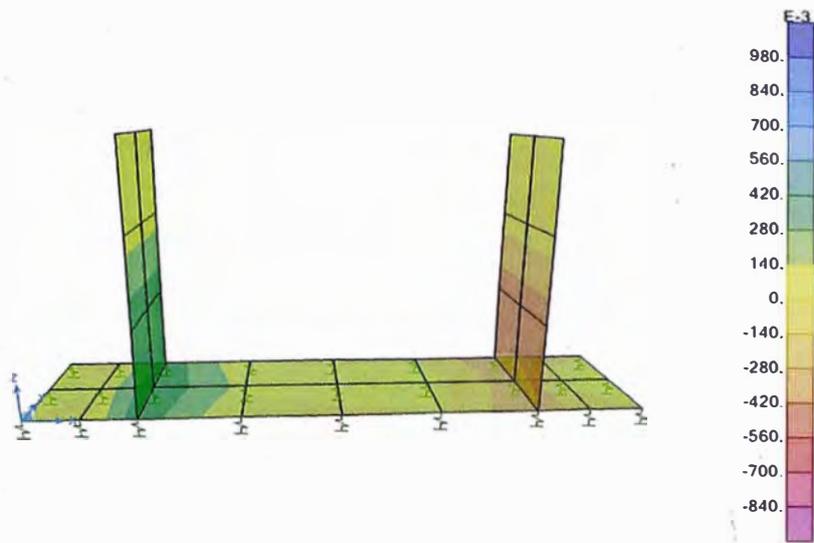


Figura 3.13 Momentos máximos
(Fuente: Elaboración propia)

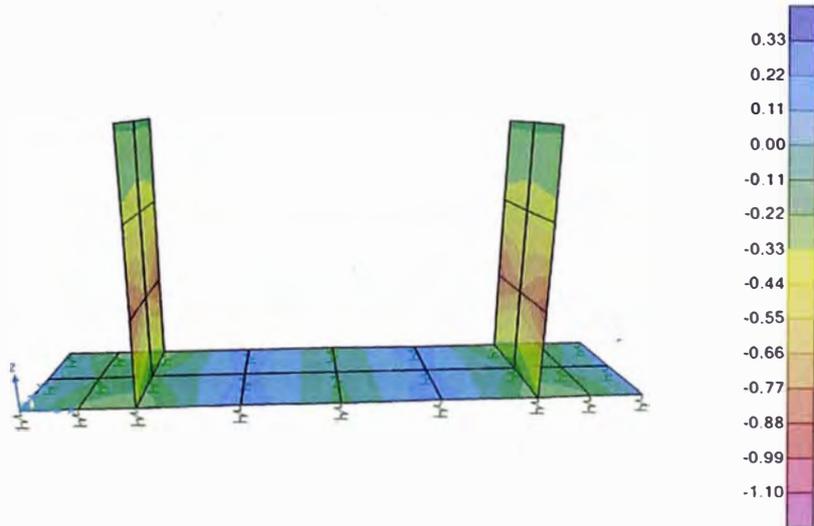


Figura 3.14 Esfuerzo cortante
(Fuente: Elaboración propia)

3.5.6. Determinación del acero estructural

Cálculo del refuerzo en la losa

Refuerzo mínimo

Esfuerzo de tracción por flexión : $f_{cr} = 2\sqrt{280} = 33.47 \text{ cm}^2$

Momento de inercia : $I_g = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 30^3 = 225000 \text{ cm}^2$

Profundidad del eje neutro : $c = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times I_g}{c} = \frac{33.47 \times 225000}{15} = 502\,050 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 502\,050 = 602\,460 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_{s-\min} = 7.5 \text{ cm}^2$$

- Armadura principal – cara superior

El acero requerido obtenido del máximo momento negativo es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$ y finalmente la distribución del acero negativo de la losa inferior será:

Distribución del acero en la cara interior : $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$

- Armadura principal – cara inferior

El acero requerido obtenido del máximo momento positivo es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$ y finalmente la distribución del acero positivo de la losa inferior será:

Distribución del acero en la cara interior : $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$

- Refuerzo por temperatura

Es para el refuerzo transversal en la losa inferior, se calcularan sólo por refuerzo de temperatura y se aplicará la siguiente expresión:

$$A_{s_t} = 0.0018bt = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Finalmente;

Distribución del refuerzo transversal en ambos lados: $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$

Verificación del acero por corte:

$$V_u = 6350 \text{ Kg} \leq \emptyset(0.25\sqrt{f'_c} \times bd_e) = 0.90 \times 0.25 \times \sqrt{\frac{280}{10.2}} \times 1000 \times 120.4 = 14477 \text{ kg}$$

Se observa que la losa es resistente al corte.

Cálculo del refuerzo de los muros

Armadura principal

Para el cálculo de la armadura principal paralela al tráfico, se emplearán los momentos máximos de fibra superior e inferior de la alcantarilla, para la determinación del acero en la parte superior e inferior respectivamente. Para su cálculo se emplearán las siguientes fórmulas:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} \quad (3.7)$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'_c \times b} \quad (3.8)$$

Dónde:

- A_s : Acero principal requerido (cm²)
- Mu : Momento último (Kg-cm), obtenido con el programa SAP 2000.
- F_y : Esfuerzo de fluencia del acero (4200 Kg/cm²)
- d : Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (cm)
- f'_c : Esfuerzo de compresión (280 kg/ cm²)
- b : Ancho de muro (100 cm).

Resultados

MS = 5.96 tonf.m (momento máximo)

Refuerzo vertical

As=9.97 cm²

Distribución del acero en las cara interior y exterior: ϕ 5/8" @ 20cm

Refuerzo horizontal

$A_{s_t} = 0.0018bt = 0.0018 \times 100 \times 25 = 6.1\text{cm}^2$

As=6.1 cm²

Distribución del acero en la cara interior : ϕ 1/2" @ 20cm

Finalmente la distribución de aceros será la siguiente:

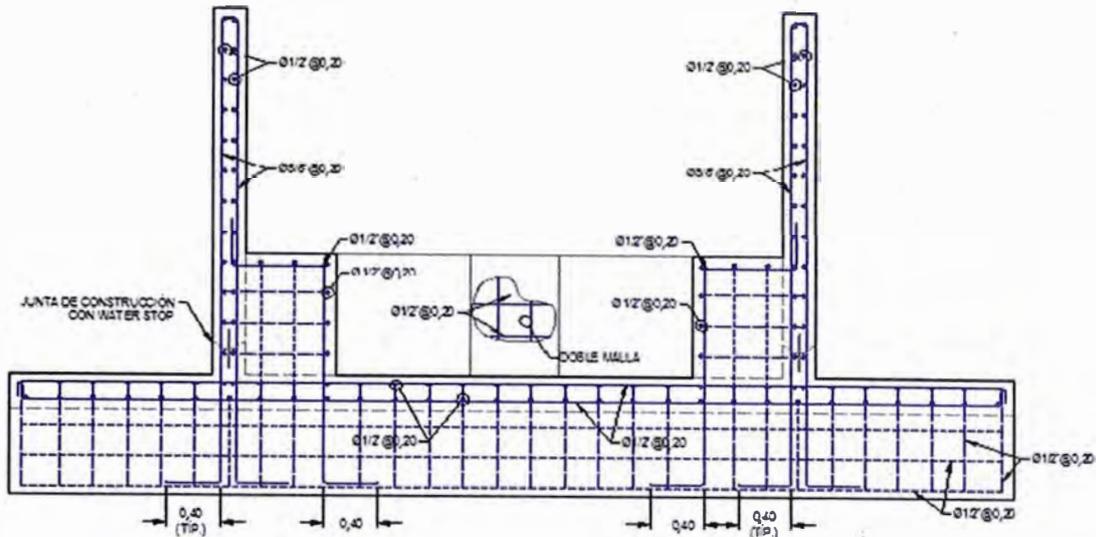


Figura 3.15 Distribución del acero de la entrada del aliviadero
(Fuente: Elaboración propia)

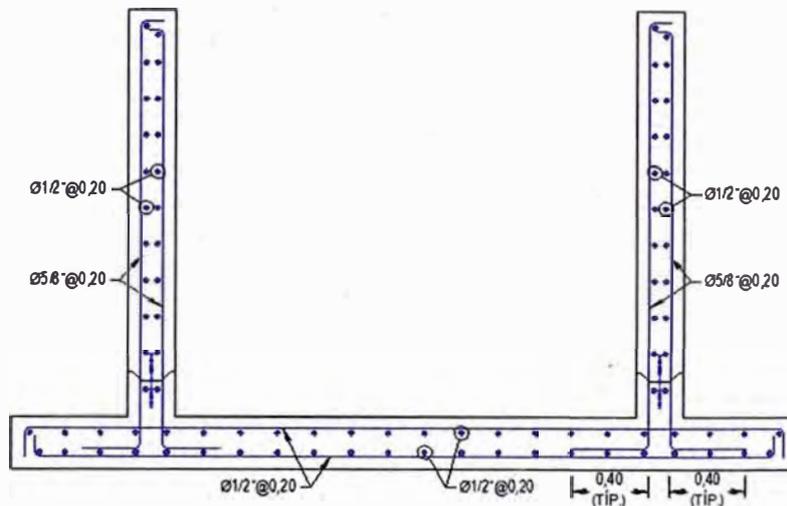


Figura 3.16 Distribución del acero en el canal Sur
(Fuente: Elaboración propia)

3.5.7. Análisis de resultados

Los cálculos proveen un diseño estructural del revestimiento del canal con suficiente rigidez, resistencia y estabilidad para soportar las cargas impuestas. Las deflexiones y desplazamientos obtenidos son menores que los permisibles. La distribución de los aceros del aliviadero y rampa con dados disipadores se muestra en el anexo 3.4, y en el anexo 3.6 se observa la distribución del acero en el canal Sur.

3.6. RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRÁULICO - ESTRUCTURAL

De acuerdo al diseño hidráulico y estructural, las estructuras serán de concreto armado con las siguientes características:

Concreto : $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

A continuación se describe el dimensionamiento definitivo de cada estructura:

- El aliviadero de emergencia

La altura de aliviadero es de 1 m y soporta una lámina de agua máxima de 0.80 m; obteniendo una longitud de aliviadero de 8 m; el aliviadero es tipo laberinto de forma trapezoidal.

Para la realización del aliviadero de emergencia se necesario considerar la remoción de gaviones hasta nivel de cimentación de dicha estructura y posteriormente la reposición de los mismos hasta el nivel de la cresta del dique. La estructura se apoyará sobre un solado de 0.20 m de espesor ($f'_c=100 \text{ kg/cm}^2$) como se muestra en anexo 3. 2 y anexo 3.3.

- Rampa dentada (dados disipadores)

La estructura de empalme entre el aliviadero y el canal consta de una rampa dentada, que tiene una sección rectangular con base y altura de 4.00 y 2.80 m, respectivamente, con espesor de muros y de base de 0.25 y 0.30 m. Esta estructura tiene una pendiente abrupta de 50%, por lo cual se proyectó colocar dados de concreto, los cuales están distribuidos estratégicamente para disipar la energía del flujo. Los dados de concreto tienen una base y altura de 1.00 y 0.90 m respectivamente. Posterior a la estructura de disipación hay una transición de 6.20 m de longitud donde el canal varía de 4.00 a 2.4 m de base y la altura varía de 2.80 a 1.80 m.

En el anexo 3.3, se muestra la distribución de los dados de concreto.

- Canal Sur

El canal Sur es de sección rectangular cuya base es 2.40 m y una altura 1.80 m; presenta espesores de muro de 0.25 m y de losa de 0.30 m, los cuales se apoyará sobre un solado de 0.10 m de espesor ($f'_c=100 \text{ kg/cm}^2$).

En los tramos donde las pendientes del camino de acceso son mayores, el canal presenta una pendiente de 2.5 a 6%. El canal presenta caídas consecutivas de

0.50 m de altura cada de 10 m de longitud, con la finalidad de disipar la energía generada en su recorrido.

En el anexo 3.5 se muestra la planta y perfil del desarrollo del canal Sur, y en el anexo 3.6, la sección típica del canal en forma escalonada.

Proceso constructivo

Cabe resaltar que por proceso constructivo las estructuras no se va construir monóticamente, debido a las juntas constructivas que se generan y son estas juntas las que pueden ocasionar que la estructura falle permitiendo el paso del agua. Debido a ello se debe colocar juntas impermeabilizantes, tales como el waterstop (Ver Figura 3.17) que son elementos, que incorporadas al concreto aseguran una perfecta estanqueidad en las obras hidráulicas. Son diseñadas en cruz, con nervaduras múltiples que permiten una buena adherencia, acoplamiento y retención al concreto, tiene además un centro protuberante que ayudan a resistir la presión originada por el movimiento de la estructura.

Para asegurar la impermeabilidad del sistema y la conservación del medio ambiente, será necesario el revestimiento del área de la estructura que estará en contacto con el agua, con un geosintético conocido como stud liner de 5 mm (ver figura 3.18).

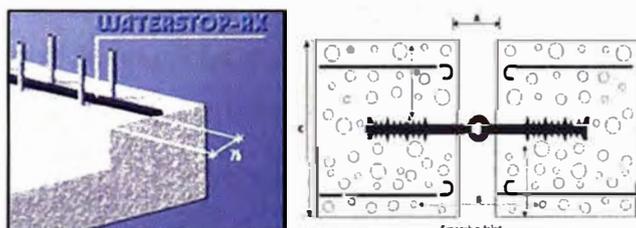


Figura 3.17 Junta Waterstop
 (Fuente: Elaboración propia)

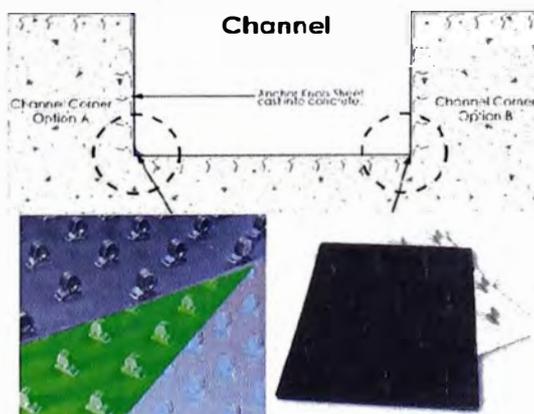


Figura 3.18 Revestimiento con Stud liner
 (Fuente: Elaboración propia)

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- ✓ En el diseño, la estructura de disipación que se adecúa mejor a la topografía accidentada de 50% de pendiente y al espacio disponible entre el aliviadero y el canal Sur, es una rampa dentada.
- ✓ Las estructuras normalizadas para la disipación de energía propuesta por el Bureau of Reclamation fueron desestimadas debido a que no se aplica en este caso.
- ✓ La estructura de disipación tipo SAF es otra alternativa para este caso, sin embargo se desestimó debido a que las dimensiones obtenidas son mayores en comparación con la rampa dentada, por lo tanto generaría un mayor costo de construcción.
- ✓ El diseño del aliviadero es tipo Laberinto de forma trapezoidal, por su geometría se adecúa al espacio disponible que un aliviadero convencional.
- ✓ El desarrollo del trazo del canal Sur se hizo manteniendo la pendiente del acceso existente con la finalidad de evitar excavaciones innecesarias.
- ✓ Otra de las estructuras de disipación propuesta que mejor se adecúa en los tramos con pendientes mayores a 6% del trazo del canal Sur, son las estructuras de caídas o graderías.

4.2. RECOMENDACIONES

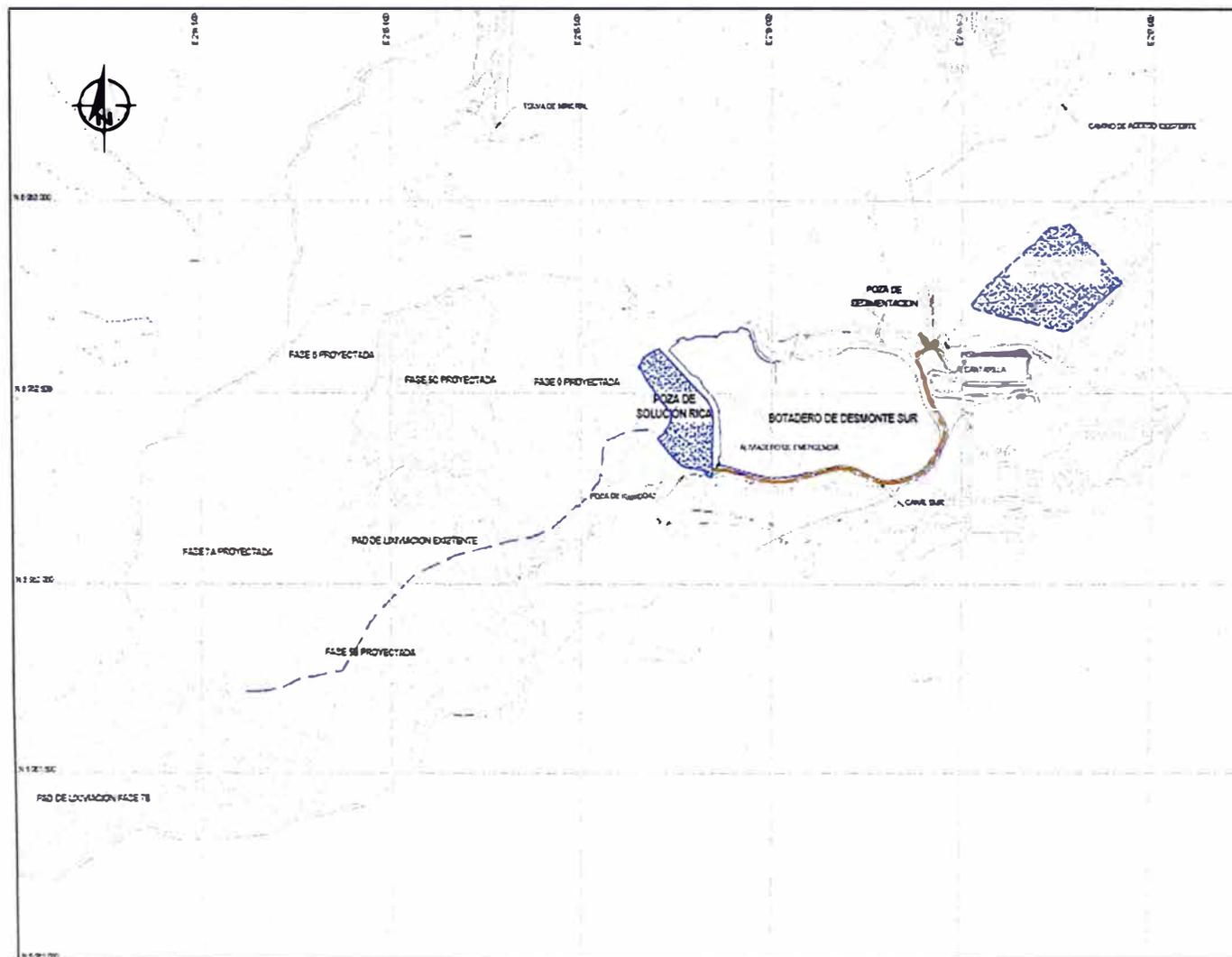
- ✓ Incentivar la investigación de otros tipos de estructuras de disipación en laderas de media a fuerte pendiente como canales de pantallas deflectoras (CPD) y canales de rápidas con tapa y columpio (CRTC).
- ✓ Ampliar temas de investigación sobre los aliviaderos tipo laberinto, su capacidad de descarga de las diferentes formas existentes.
- ✓ Revestir las estructuras con un geosintético de HDPE (stud liner).
- ✓ Colocar waterstop para impermeabilizar las juntas constructivas que se generan durante la construcción de las estructuras proyectadas.
- ✓ Realizar la limpieza y mantenimiento de las estructuras, después de una tormenta de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 350-06, Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary.
2. Autoridad Nacional del Agua, Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico, Ministerio de Agricultura, Lima – Perú, 2010.
3. Bureau of Reclamation (1973). “Desing of Small Dams”, U.S. Department of the Interior, Washington D.C.
4. Bureau of Reclamation, Design of Small canal, United States Department of the Interior, Denver – Colorado, 1978.
5. CASTILLO ELSITDIÉ, Luis Gerardo, “Disipadores de Energía”. Manual publicado por la Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España, 1987.
6. CHANSON, Hubert. “Hidráulica del flujo en canales abiertos”, McGraw-Hill Interamericana, 2002
7. CHOW, Ven Te. “Hidráulica de Canales Abiertos”, McGraw-Hill International Student Edition, 1994.
8. FALVEY, Henry T. “Hydraulic Design of Labyrinth Weirs”. 1st Edition. Reston: American Society of Civil Engineers, 2003.
9. NTE-060, Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado.
10. PETERKA, A. J. (1974) “Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators”. Engineering Monograph N°25. Bureau of Reclamation U.S. Department of the Interior. Washington.

ANEXOS

ANEXO 1: CUENCA DE APORTE



ANEXO 2: DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL SUR

Dimensionamiento del canal Sur

Tramos	Período Retorno	Flujo Pico	Tipo de Sección	Espesor de Revest.	Coef. Manning	Pendiente	Base	Velocidad	Tirante	Borde Libre	H Diseño	FR	Tipo de flujo
	[años]	[m ³ /s]		(m)		[m/m]		[m]					
1	500	14.0	Rectangular	0.25 / 0.30	0.012	0.025	2.40	7.85	0.75	0.69	1.80	2.89	Supercrítico
2	500	14.0	Rectangular	0.25 / 0.30	0.012	0.055	2.40	10.33	0.57	1.04	1.80	4.36	Supercrítico
3	500	14.0	Rectangular	0.25 / 0.30	0.012	0.060	2.40	10.65	0.55	0.82	1.80	4.58	Supercrítico

ÁRBOL DE PÉRDIDAS, MERRILL CROWE
VALORIZACIÓN DE LAS PÉRDIDAS POR ACTIVIDADES
USS/ AÑO

PROCESO	SUB PROCESOS	ACTIVIDADES	PERDIDAS						META (70% del REAL)	GAP (30% del REAL)	
			N°	NOMBRE DE LA PÉRDIDA	UM	Cant	USS/UM	USS/ año			
Recepción de solución rica	Bombeo de Fondos	1 Control de Turbidez	1	Incremento consumo diatomita Body feed	bolsas diatomita	1344	9	12096	8467	3629	
			2	Pérdida de flujo por Aumento de lavadas Filtros Clarificadores	# lavadas adicionales	96	16	1524	1067	457	
			3	Reducción ciclo operativo Filtros Prensa	# cosechas adicionales	30	357	10719	7503	3216	
			4	Desgaste Prematuro de sellos mecánicos bombas	horas paradas	0	0	0	0	0	
			5	Mayor consumo de diatomita en precipitado	bolsas diatomita	60	9	540	378	162	
		2 Dosificación de NaClO	6	Pérdida de flujo por encalchamiento de tuberías, bombas, sellos, telas filtros	0	0	0	0	0	0	
			7	Mayor consumo de ácido sulfámico en lavados de telas	bolsas Acido Sulfámico	64	22	1397	978	419	
			8	Mayor consumo de cianuro en lavados de telas	litros CNNA	320	0	103	72	31	
			9	Menor disponibilidad de equipos de instrumentación	horas de mantenimiento	120	10	1200	840	360	
			10	Mayor consumo de Anti-incrustante	litros	0	0	0	0	0	
		3 Muestreo de solución	11	NO CRITICO	0	0	0	0	0	0	
			12	Costo de energía por rebombeo de solución de rebose	m3	438000	0	14200	9940	4260	
			4 Control de nivel Tanque Hooper	13	Desgaste Prematuro de elementos de bombas	horas paradas	0	0	0	0	0
				14	Baja de la Eficiencia por ingreso de oxígeno al sistema	cosechas adicionales	12	377	4530	3171	1359
			5	Control Ingreso de Flujos	15	Pérdida de flujo	m3	1440	1	1143	800
Acondicionamiento de Solución	6 Control Nivel Tanque Body Feed	16	Mayor consumo de diatomita por rebose	bolsas	43	9	383	268	115		
		17	Pérdida de flujo por aumento de frecuencia de lavadas si baja el nivel del tanque	lavadas adicionales	90	16	1477	1034	443		
		18	Desgaste de bombas de dosificación si baja el nivel del tanque	horas de paradas	0	0	0	0	0		
		19	Pérdida de flujo si baja la dosificación por mayor numero de lavadas	lavadas adicionales	90	16	1477	1034	443		
		20	Pérdida de flujo si sube la dosificación por mayor numero de lavadas	lavadas adicionales	90	16	1477	1034	443		
	7 Dosificación de diatomita en Tanque Body feed	21	Mayor consumo de diatomita	bolsas	180	9	1620	1134	486		
		22	Aumento de consumo de diatomita por mala calidad de exceso de humedad por deterioro de bolsas	Kg	41	0	16	11	5		
		23	Pérdidas de flujo por saturación de filtros clarificadores	# lavadas adicionales	96	16	1524	1067	457		
	8 Control de turbidez	24	Pérdidas de flujo por saturación de filtros prensas	saturaciones	5	318	1588	1112	476		
		25	Pérdidas de flujo por paradas no programadas	\$	1	3500	3500	2450	1050		
	Bombeo de solución	9 Operación bombas Hooper	26	Pérdidas de flujo por eficiencia de bombeo	m3/hr	0	0	0	0	0	
			27	Pérdida de flujo por mala preparación	0	0	0	0	0		
			28	Mayor consumo de diatomita por rebose	bolsas	85	9	767	537	230	
			29	Pérdida de flujo por mayor lavadas por mala dosificación	0	0	0	0	0		
			30	Desgaste de bombas de dosificación si baja el nivel del tanque	0	0	0	0	0		
10 Preparación y dosificación de diatomita pre-coat		31	Aumento de consumo de diatomita por mala calidad de exceso de humedad por deterioro de bolsas	Kg	41	0	16	11	5		
		32	Pérdida de flujo por mayor tiempo en lavado antes de arranque	horas adicionales de lavado	2	82	141	99	42		
		33	Aumento de ley de barren por mal lanzamiento de fierro	N de malos lanzamientos	52	63	3246	2272	974		
		34	Mayor consumo de zinc por aumento de barren	Kg	619	4	2316	1621	695		
		35	Pérdida de flujo por mal lavado	horas	4	82	333	247	106		
11 Lavado Filtro clarificador		36	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si no se cambian telas clarificador	horas	72	159	11434	8003	3430		
		37	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si se colocan mal las telas del clarificador	horas	72	159	11434	8003	3430		
		38	Pérdida de flujo por mayor tiempo de parada de filtro	horas	8	79	648	454	194		
		39	Pérdida de flujo por mal lavado de filtro	horas	8	79	648	454	194		
		40	Pérdida de flujo por parada de mantenimiento no programado	horas	32	79	2541	1779	762		
12 Cambio telas filtro clarificador	41	Pérdida de flujo por no controlar el flujo mínimo de clarificador	horas	6	1275	7755	5429	2327			
	42	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa si la turbidez de salida clarificador es mayor a 0.5 ntu	saturaciones	12	635	7622	5336	2287			
	43	Baja la ley del precipitado por mayor contenido de insolubles	cosechas adicionales	12	357	4288	3001	1286			
	44	Mayor frecuencia de cosechas	cosechas adicionales	15	357	5359	3752	1608			
	45	Pérdida de flujo por saturación de clarificador	horas	48	16	762	534	229			
13 Lavado manual filtro clarificador	46	Pérdida por daño al equipo por colapso por sobrepresión, rotura de placa compresión	horas manito	8	79	635	445	191			
	47	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a falla de agua de vacío	horas	2	63	126	88	38			
	48	Daño a la bomba de vacío por falla de agua, desgaste de rotor, eje y carcasa	\$	1	2000	2000	1400	600			
	49	Aumento de consumo de zinc	Kg	36	4	135	94	40			
	50	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a falla de vacío	horas	3	126	377	264	113			
14 Operación de filtro clarificador	51	Aumento de consumo de zinc	Kg	36	4	135	94	40			
	52	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a ingreso de oxígeno por bajo nivel de torre	0	0	0	0	0				
	53	Aumento de consumo de zinc	Kg	144	4	539	377	162			
	54	Pérdida de flujo debido a muy alto nivel de torre	horas	24	79	1906	1334	572			
	55	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a muy alto nivel de torre	horas	12	189	2265	1585	679			
15 Control de presión filtro clarificador	56	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a mala operación mecánica de bomba de vacío	horas	3	159	476	333	143			
	57	Aumento de consumo de zinc	Kg	36	4	135	94	40			
	58	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a ingreso de oxígeno no verificado o por falla de oxímetro	horas	8	126	1007	705	302			
	59	Aumento de consumo de zinc	Kg	48	4	180	126	54			
	60	Pérdida de flujo por no controlar un flujo mínimo distribuido por cada torre	horas	48	40	1906	1334	572			
16 Control de agua	61	Pérdida de flujo por falla en el flujo mínimo no detectada	horas	2	40	79	56	24			
	62	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por poca dosificación de zinc	horas	24	126	3020	2114	906			
	63	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa por exceso de dosificación de zinc	horas	18	79	1429	1000	429			
	64	Aumento de consumo de zinc por exceso de dosificación de zinc	Kg	173	4	646	452	194			
	65	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por bajo nivel de zinc en el cono por ingreso de oxígeno	horas	4	189	755	528	226			
17 Control de presión filtro clarificador	66	Aumento de consumo de zinc por Pérdida de zinc por rebose de cono	Kg	29	4	108	75	32			
	67	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por rebose de zinc del cono	horas	2	252	503	352	151			
	68	Aumento de consumo de zinc por manipulación para llenado de conos	Kg	913	4	3413	2389	1024			
	69	Aumento de consumo de zinc por mala calidad de zinc por exceso de humedad	0	0	0	0	0				
	70	Mayor consumo de cianuro por exceso de dosis de cianuro	Kg	13418	2	25494	17846	7648			
18 Control de fuerza de cianuro	71	Mayor consumo de zinc por baja dosificación de cianuro	Kg	29	4	108	75	32			
	72	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por baja dosificación de cianuro al cono	horas	48	21	1007	705	302			
	73	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por bajo flujo por gasificación de bomba de cianuro	horas	48	21	1007	705	302			
	74	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por falla en la bomba de dosificación	horas	48	21	1007	705	302			
	75	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa	horas	72	79	5717	4002	1715			
19 Control de nivel de torres	76	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por no controlar flujo adecuado durante operación	horas	48	126	6040	4228	1812			
	77	Pérdida de flujo por falla en la operación de bombas verticales	horas manito	6	79	476	333	143			
	78	Desgaste de bomba por cavitación	0	0	0	0	0				
	79	Pérdida de flujo por cavitación	0	0	0	0	0				
	80	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por ingreso de oxígeno por bajo nivel de sello de agua	horas	12	126	1510	1057	453			
20 Control de Oxímetros	81	Control de solución de sello de agua	0	0	0	0	0				
	82	Cosecha de filtros prensas	horas	2	238	476	333	143			
	83	Secado de filtros prensas	0	0	0	0	0				
	84	Pérdida de flujo por deficiente lavado (tiempo)	horas	12	79	953	667	286			
	85	Mayor consumo de reactivos (Cianuro, Acido Sulfámico, etc), debido a saturación de telas	0	1	500	800	560	240			
21 Operación de bombas de precipitado	86	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por no controlar flujo adecuado en el lanzamiento	horas	24	32	778	544	233			
	87	Mayor consumo de zinc	Kg	12	4	45	31	13			
	88	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por deficiente compresión	horas	24	32	778	544	233			
	89	Pérdida de flujo por fallas en equipos de compresión	horas manito	4	32	130	91	39			
	90	No hay pérdidas	0	0	0	0	0				
22 Control de fuerza de cianuro	91	Pérdida de flujo	0	0	0	0	0				
	92	Mayor consumo de diatomita	bolsas	2	9	18	13	5			
	93	Mayor consumo de zinc	Kg	12	4	45	31	13			
	94	Aumento de precipitado en filtro GAF por inadecuada manipulación en la cosecha	0	0	0	0	0				
	95	Pérdida de flujo por demora en el cambio de telas	0	0	0	0	0				
23 Control de nivel de sellos de agua	96	Control de solución rica y barren	horas	4	126	502	352	151			
	97	Operación de Varían	0	0	0	0	0				
	98	NO CRITICO, Se mide en lab. Quim	0	0	0	0	0				
	99	Pérdida de flujo por fallas de equipos de bombas barren	horas	6	119	715	500	214			
	100	Pérdida de flujo por encalchamiento de tuberías, bombas, sellos, manijeras de resgo	0	0	0	0	0				
24 Dosificación de Zinc	101	Mayor consumo de Anti-incrustante	0	0	0	0	0				
	102	Si el nivel es bajo: daño a los equipos	\$	1	4000	4000	2800	1200			
	103	Si el nivel es alto: pérdida de cianuro que se rebosa a losa y de ahí al cono	m3	28900	0	438	306	131			
	104	Baja: menor recuperación de Au, mayor inventario	0	0	0	0	0				
	105	Alta: mayor consumo de CNNA y recuperación de otros metales	0	0	0	0	0				
25 Control de nivel tanque Barren	106	Considerado en pérdidas del 98 al 105	0	0	0	0	0				
	107	Considerado en pérdidas del 98,104 y105	0	0	0	0	0				
	108	Considerado en pérdidas del 98,104 y105	0	0	0	0	0				
	109	0	0	0	0	0	0				
	110	Mayor consumo de CNNA	0	0	0	0	0				
26 Control de flujo y fuerza de Cianuro	111	Fallas en equipos	0	0	0	0	0				
	112	Pérdida de flujo por encalchamiento de tuberías, bombas, sellos, manijeras de resgo	0	0	0	0	0				
	113	Menor disponibilidad de equipos de instrumentación	0	0	0	0	0				
	114	Mayor consumo de Anti-incrustante	0	0	0	0	0				
	115	Horas programadas	m3	17651	1	14015	9811	4205			
Disponibilidad		53	Control de disponibilidad de planta	m3	17651	1	14015	9811	4205		
			TOTAL				207674	145372	62302		

**ARBOL DE PERDIDAS, MERRILL CROWE
PRIORIZACIÓN DE LAS PÉRDIDAS POR PARETO
US\$/ AÑO**

PROCESOS	SUB PROCESOS	ACTIVIDADES	PERDIDAS	PRIORIZACION DE PERDIDAS				META (70% del REAL)	GAP (30% del REAL)	
				US\$/ año	% US\$ / año	US\$ Acum/ año	% US\$ Acum/ año			
	DESCRIPCION	DESCRIPCION	Nº	Nombre de la pérdida	US\$/ año	% US\$ / año	US\$ Acum/ año	% US\$ Acum/ año	US\$/ año	US\$/ año
Merrill Crowe	Precipitación	Dosificación de CNNa	70	Mayor consumo de cianuro por exceso de dosis de cianuro	25494	12.3%	25494	12%	17846	7644
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	12	Costo de energía por rebombeo de solución de rebose	14200	6.8%	39694	19%	9940	4266
	Disponibilidad de planta	Control de disponibilidad de planta	115	Horas programadas	14015	6.7%	53710	26%	9811	4206
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	1	Incremento consumo diatomita Body feed	12096	5.8%	65806	32%	8467	3629
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	36	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si no se cambian telas clarificador	11434	5.5%	77239	37%	8003	3430
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	37	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si se colocan mal las telas del clarificador	11434	5.5%	88673	43%	8003	3430
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	3	Reducción ciclo operativo Filtros Prensa	10719	5.2%	99392	48%	7503	3216
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	41	Pérdida de flujo por no controlar el flujo mínimo de clarificador	7755	3.7%	107147	52%	5429	2327
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	42	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa si la turbidez de salida clarificador es mayor a 0.5 ntu	7622	3.7%	114769	55%	5336	2287
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	76	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por no controlar flujo adecuado durante operación	6040	2.9%	120809	58%	4228	1812
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	75	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa	5717	2.8%	126526	61%	4002	1719
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	44	Mayor frecuencia de cosechas	5359	2.6%	131895	64%	3752	1608
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	14	Baja de la Eficiencia por ingreso de oxígeno al sistema	4530	2.2%	136415	66%	3171	1359
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	43	Baja la ley del precipitado por mayor contenido de insolubles	4288	2.1%	140702	68%	3001	1286
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	102	Si el nivel es bajo; daño a los equipos	4000	1.9%	144702	70%	2800	1200
	Clarificación	Bombeo de solución	25	Pérdidas de flujo por paradas no programadas	3500	1.7%	148202	71%	2450	1050
	Precipitación	Dosificación de Zinc	68	Aumento de consumo de zinc por manipulación para llenado de conos	3413	1.6%	151615	73%	2389	1024
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	33	Aumento de ley de barren por mal lanzamiento de filtro	3246	1.6%	154861	75%	2272	974
	Precipitación	Dosificación de Zinc	62	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por poca dosificación de zinc	3020	1.5%	157881	76%	2114	906
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	40	Pérdida de flujo por parada de mantenimiento no programado	2541	1.2%	160422	77%	1779	762
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	34	Mayor consumo de zinc por aumento de barren	2316	1.1%	162738	78%	1621	699
	Desoxigenación	Torres de vacío	55	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a muy alto nivel de torre	2265	1.1%	165002	79%	1585	679
	Desoxigenación	Bombas de vacío	48	Daño a la bomba de vacío por falta de agua, desgaste de rotor, eje y carcasa	2000	1.0%	167002	80%	1400	600
	Desoxigenación	Torres de vacío	54	Pérdida de flujo debido a muy alto nivel de torre	1906	0.9%	168908	81%	1334	572
	Desoxigenación	Torres de vacío	60	Pérdida de flujo por no controlar un flujo mínimo distribuido por cada torre	1906	0.9%	170814	82%	1334	572
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	21	Mayor consumo de diatomita	1620	0.8%	172434	83%	1134	486
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	24	Pérdidas de flujo por saturación de filtros prensas	1588	0.8%	174022	84%	1112	476
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	23	Pérdidas de flujo por saturación de filtros clarificadores	1524	0.7%	175546	85%	1067	457
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	2	Pérdida de flujo por Aumento de lavadas Filtros Clarificadores	1524	0.7%	177070	85%	1067	457
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	80	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por ingreso de oxígeno por bajo nivel de sello de agua	1510	0.7%	178580	86%	1057	453
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	17	Pérdida de flujo por aumento de frecuencia de lavadas si baja el nivel del tanque	1477	0.7%	180057	87%	1034	443
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	19	Pérdida de flujo si baja la dosificación por mayor número de lavadas	1477	0.7%	181534	87%	1034	443
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	20	Pérdida de flujo si sube la dosificación por mayor número de lavadas	1477	0.7%	183010	88%	1034	443
	Precipitación	Dosificación de Zinc	63	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa por exceso de dosificación de zinc	1429	0.7%	184440	89%	1000	429
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	7	Mayor consumo de ácido sulfámico en lavados de telas	1397	0.7%	185837	89%	978	419
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	9	Menor disponibilidad de equipos de instrumentación	1200	0.6%	187037	90%	840	360
	Precipitación	Dosificación de CNNa	15	Pérdida de flujo	1143	0.6%	188180	91%	800	343
	Precipitación	Dosificación de CNNa	72	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por baja dosificación de cianuro al cono	1007	0.5%	189187	91%	705	302
	Precipitación	Dosificación de CNNa	73	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por bajo flujo por descalibración de bomba de cianuro	1007	0.5%	190194	92%	705	302
	Precipitación	Dosificación de CNNa	74	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por falla en la bomba de dosificación	1007	0.5%	191200	92%	705	302
	Desoxigenación	Torres de vacío	58	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a ingreso de oxígeno no verificado o por falla de	1007	0.5%	192207	93%	705	302
	Precipitación	Operación de filtros prensa	84	Pérdida de flujo por deficiente lavado (tiempo)	953	0.5%	193160	93%	667	286
	Precipitación	Operación de filtros prensa	85	Mayor consumo de reactivos (Cianuro, Acido Sulfámico, etc), debido a saturación de telas	800	0.4%	193960	93%	560	240
	Precipitación	Operación de filtros prensa	86	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por no controlar flujo adecuado en el lanzamiento	778	0.4%	194737	94%	544	233
	Precipitación	Operación de filtros prensa	88	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por deficiente compresión	778	0.4%	195515	94%	544	233
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	28	Mayor consumo de diatomita por rebose	767	0.4%	196282	95%	537	230
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	45	Pérdida de flujo por saturación de clarificador	762	0.4%	197044	95%	534	229
	Precipitación	Dosificación de Zinc	65	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por bajo nivel de zinc en el cono por ingreso de oxígeno	755	0.4%	197799	95%	528	226
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	98	Pérdida de flujo por fallas de equipos de bombas barren	715	0.3%	198614	96%	500	214
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	38	Pérdida de flujo por mayor tiempo de parada de filtro	648	0.3%	199161	96%	454	194
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	39	Pérdida de flujo por mal lavado de filtro	648	0.3%	199809	96%	454	194
	Precipitación	Dosificación de Zinc	64	Aumento de consumo de zinc por exceso de dosificación de zinc	646	0.3%	200456	97%	452	194
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	46	Pérdida por daño al equipo por colapso por sobrepresión, rotura de placa rompresión	635	0.3%	201091	97%	445	191
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	5	Mayor consumo de diatomita en precipitado	540	0.3%	201631	97%	378	162
	Desoxigenación	Torres de vacío	53	Aumento de consumo de zinc	539	0.3%	202169	97%	377	162
	Precipitación	Dosificación de Zinc	67	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por rebose de zinc del cono	503	0.2%	202673	98%	352	151
	Precipitación	Monitoreo de leyes	96	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren	502	0.2%	203175	98%	352	151
	Desoxigenación	Torres de vacío	56	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a mala operación mecánica de bomba de vacío	476	0.2%	203651	98%	333	143
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	77	Pérdida de flujo por falla en la operación de bombas verticales	476	0.2%	204128	98%	333	143
	Precipitación	Operación de filtros prensa	82	Pérdida de flujo por demora en la cosecha	476	0.2%	204604	99%	333	143
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	103	Si el nivel es alto; pérdida de cianuro que se rebosa a losa y de ahí al pond	438	0.2%	205042	99%	306	131
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	16	Mayor consumo de diatomita por rebose	383	0.2%	205425	99%	268	115
	Desoxigenación	Bombas de vacío	50	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a falta de vacío	377	0.2%	205803	99%	264	113
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	35	Pérdida de flujo por mal lavado	353	0.2%	206155	99%	247	106
	Desoxigenación	Torres de vacío	59	Aumento de consumo de zinc	180	0.1%	206335	99%	126	54
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	32	Pérdida de flujo por mayor tiempo en lavado antes de arranque	141	0.1%	206476	99%	99	42
	Desoxigenación	Bombas de vacío	49	Aumento de consumo de zinc	135	0.1%	206611	99%	94	40
	Desoxigenación	Bombas de vacío	51	Aumento de consumo de zinc	135	0.1%	206745	100%	94	40
	Desoxigenación	Torres de vacío	57	Aumento de consumo de zinc	135	0.1%	206880	100%	94	40
	Precipitación	Operación de filtros prensa	89	Pérdida de flujo por fallas en equipos de compresión	130	0.1%	207010	100%	91	39
	Desoxigenación	Bombas de vacío	47	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a falta de agua de vacío	126	0.1%	207135	100%	88	38
	Precipitación	Dosificación de Zinc	66	Aumento de consumo de zinc por Pérdida de zinc por rebose de cono	108	0.1%	207243	100%	75	32
	Precipitación	Dosificación de CNNa	71	Mayor consumo de zinc por baja dosificación de cianuro	108	0.1%	207351	100%	75	32
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	8	Mayor consumo de cianuro en lavados de telas	103	0.0%	207454	100%	72	31
	Desoxigenación	Torres de vacío	61	Pérdida de flujo por falla en el flujometro no detectada	79	0.0%	207534	100%	56	24
	Precipitación	Operación de filtros prensa	87	Mayor consumo de zinc	45	0.0%	207579	100%	31	13
	Precipitación	Operación de filtros prensa	93	Mayor consumo de zinc	45	0.0%	207623	100%	31	13
	Precipitación	Operación de filtros prensa	92	Mayor consumo de diatomita	18	0.0%	207641	100%	13	5
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	22	Aumento de consumo de diatomita por mala calidad de exceso de humedad por deterioro de bolsas	16	0.0%	207658	100%	11	5
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	31	Aumento de consumo de diatomita por mala calidad de exceso de humedad por deterioro de bolsas	16	0.0%	207674	100%	11	5
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	4	Desgaste Prematuro de sellos mecánicos bombas	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	6	Pérdida de flujo por encalchamiento de tuberías, bombas, sellos, telas filtros	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	10	Mayor consumo de Anti-incrustante	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	11	NO CRITICO	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Acondicionamiento de Solución	13	Desgaste Prematuro de elementos de bombas	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Bombeo de solución	18	Desgaste de bombas de dosificación si baja el nivel del tanque	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Bombeo de solución	26	Pérdidas de flujo por eficiencia de bombeo	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	27	Pérdida de flujo por mala preparación	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	29	Pérdida de flujo por mayor lavadas por mala dosificación	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	30	Desgaste de bombas de dosificación si baja el nivel del tanque	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Desoxigenación	Torres de vacío	52	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a ingreso de oxígeno por bajo nivel de torre	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Dosificación de Zinc	69	Aumento de consumo de zinc por mala calidad de zinc por exceso de humedad	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	78	Desgaste de bomba por cavitación	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	79	Pérdida de flujo por cavitación	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	81	0	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de filtros prensa	83	No hay pérdidas	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de filtros prensa	90	No hay pérdidas	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de filtros prensa	91	Pérdida de flujo	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de filtros prensa	94	Aumento de precipitado en filtro GAF por inadecuada manipulación en la cosecha	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Operación de filtros prensa	95	Pérdida de flujo por demora en el cambio de telas	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Precipitación	Monitoreo de leyes	97	NO CRITICO. Se mide en lab. Quim	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	99	Pérdida de flujo por encalchamiento de tuberías, bombas, sellos, mangueras de riego	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	100	Menor disponibilidad de equipos de instrumentación	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	101	Mayor consumo de Anti-incrustante	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	104	Baja: menor recuperación de Au, mayor inventario	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	105	Alta: mayor consumo de CNNa y recuperación de otros metales	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	EWTP1	106	Considerado en pérdidas del 98 al 105	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	EWTP1	107	Considerado en pérdidas del 98,104 y105	0	0.0%	207674	100%	0	0
	Envío Solución Barren	EWTP1	108	Considerado en pérdidas del 98,104 y105	0	0.0%	207674	10		

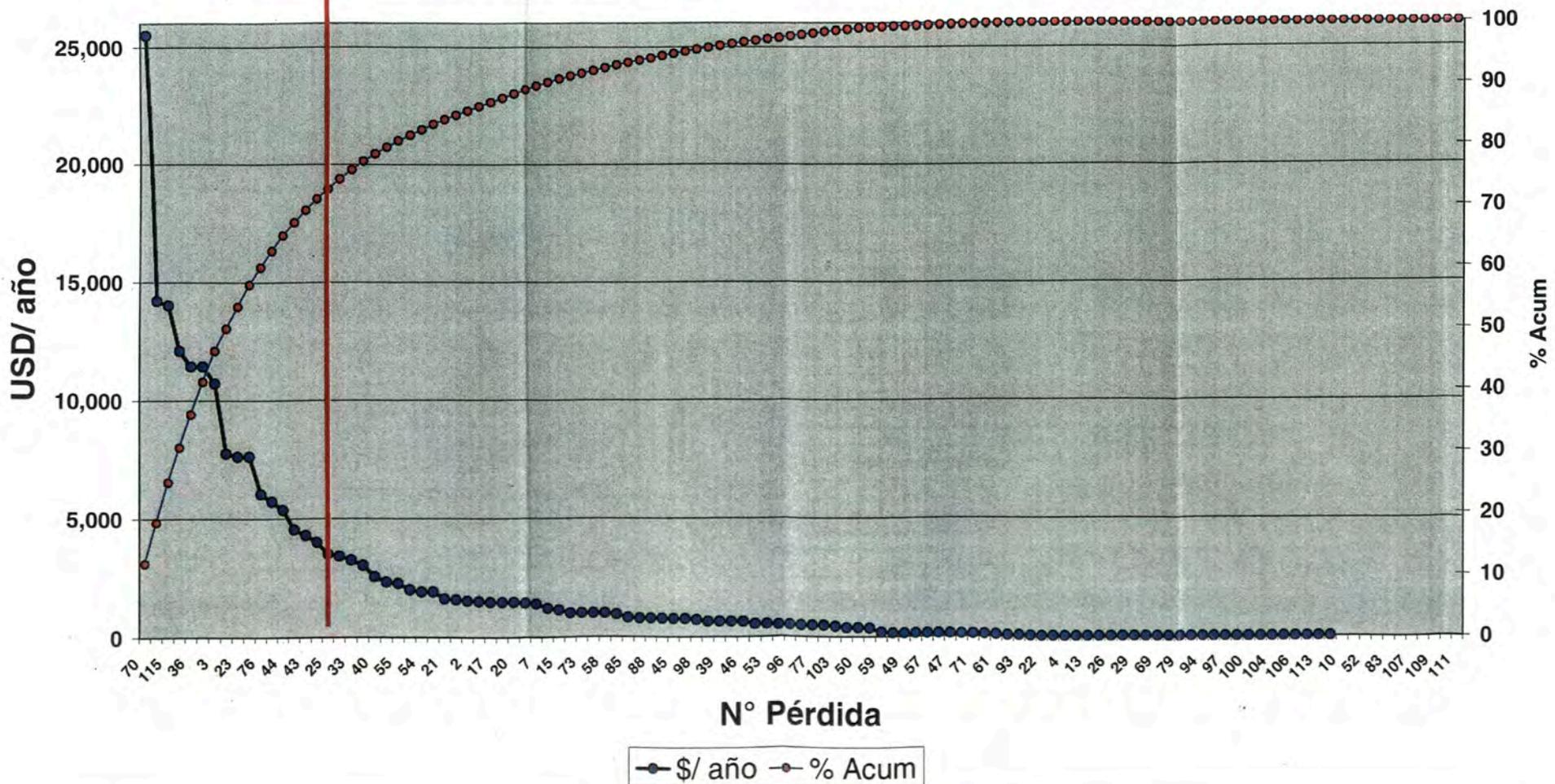
PRIORIZACIÓN DE PÉRDIDAS - PROCESO MERRILL CROWE PAMPALARGA

DIAGRAMA DE PARETO

PROCESOS	SUB PROCESOS	ACTIVIDADES	PÉRDIDAS			META (70% del REAL)		PÉRDIDA MEDIDA ENERO 2007	
			N°	Nombre de la pérdida	US\$/ año	US\$/ año	US\$/ año	%	
Merrill Crowe	Precipitación	Dosificación de CNNA	70	Mayor consumo de cianuro por exceso de dosis de cianuro	25494	17846	19121	75%	
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	12	Costo de energía por rebombeo de solución de rebose	14200	9940	11360	80%	
	Disponibilidad de planta	Control de disponibilidad de planta	115	Horas programadas	14015	9811	8409	60%	
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	1	Incremento consumo diatomita Body feed	12096	8467	6653	55%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	36	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si no se cambian telas clarificador	11434	8003	6860	60%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	37	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa con turbidez si se colocan mal las telas del	11434	8003	2287	20%	
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	3	Reducción ciclo operativo Filtros Prensa	10719	7503	8039	75%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	41	Pérdida de flujo por no controlar el flujo mínimo de clarificador	7755	5429	3878	50%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	42	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa si la turbidez de salida clarificador es mayor a 0.5	7622	5336	3430	45%	
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	76	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por no controlar flujo adecuado durante	6040	4228	2114	35%	
	Precipitación	Operación de bombas de precipitado	75	Pérdida de flujo por saturación de filtro prensa	5717	4002	3430	60%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	44	Mayor frecuencia de cosechas	5359	3752	5359	100%	
	Recepción de Solución Rica	Bombeo de Ponds	14	Baja de la Eficiencia por ingreso de oxígeno al sistema	4530	3171	2038	45%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	43	Baja la ley del precipitado por mayor contenido de insolubles	4288	3001	4288	100%	
	Envío Solución Barren	Operación Bombas Barren	102	Si el nivel es bajo: daño a los equipos	4000	2800	4000	100%	
	Clarificación	Bombeo de solución	25	Pérdidas de flujo por paradas no programadas	3500	2450	3500	100%	
	Precipitación	Dosificación de Zinc	68	Aumento de consumo de zinc por manipulación para llenado de conos	3413	2389	3413	100%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	33	Aumento de ley de barren por mal lanzamiento de filtro	3246	2272	1461	45%	
	Precipitación	Dosificación de Zinc	62	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren por poca dosificación de zinc	3020	2114	3020	100%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	40	Pérdida de flujo por parada de mantenimiento no programado	2541	1779	2033	80%	
	Clarificación	Operación de filtros clarificadores	34	Mayor consumo de zinc por aumento de barren	2316	1621	1505	65%	
	Desoxigenación	Torres de vacío	55	Pérdida de eficiencia por aumento de ley de barren debido a muy alto nivel de torre	2265	1585	2265	100%	
	Desoxigenación	Bombas de vacío	48	Daño a la bomba de vacío por falta de agua, desgaste de rotor, eje y carcasa	2000	1400	2000	100%	
					167002	116902	110462	66%	

Diagrama de Pareto

Total: 115 Pérdidas por 207k\$ Críticas: 23 Pérdidas por 167 k\$





MATRIZ DE HABILIDADES OPERADORES Y MANTENEDORES

Yanacocha

AREA: Pampa Larga | PLANTA: Merrill Crowe

Leyenda		Colaboradores												N° de Colaboradores	
No conoce	0 Puntos													de	10
Recibo Capacitación Aprendiz	1 Punto													Implementación	
Práctica la Habilidad	2 Puntos													Meta	
Puede Enseñar la Habilidad	3 Puntos													Despues de Implementación	
Realiza Mejoras	4 Puntos													TPM ²	Status
														Grupal	

Conocimiento y Habilidades Requeridas	Colaboradores												C	P	E	M				
	Jorge Oliva	Róger Chunque	Benito Llanos	Wilmer Tacilla	Carlos Soto	Luis Torres	Robert Maica	Victor Valdivieso	Róger Chegne	C	P	E					M			
Básico	Uso/Conocimiento de herramientas manuales																	84	3	4
	Lubricación Básica de Motores y Bombas																	84	0	0
	Medición y monitoreo de: vibración y temperatura																	84	0	0
	Conocimiento básico de válvulas industriales																	84	0	0
	Electricidad Básica																	84	0	0
	Analizadores en línea (PLC)																	84	0	0
	Elemento de Sujeción																	84	8	10
Operación y Mantenimiento de Bombas	Procedimiento de arranque y apagado de las bombas																	84	8	10
	Mediciones de vibración y temperatura																	84	8	10
	Cavitación en las bombas																	84	8	10
	Válvulas y conexiones del sistema de bombeo																	84	8	10
Clarificación	Operación de filtros clarificadores																	84	8	10
	Dosificación de ayuda filtrante																	84	8	10
	Mantenimiento de los filtros clarificadores																	84	8	10
Desoxigenación	Parámetros de operación de la bomba de vacío																	84	0	0
	Análisis de oxígeno disuelto en la solución																	84	8	10
	Control de presión de vacío en las bombas																	84	8	10
Precipitación	Variables de operación de la precipitación																	0		
	Análisis de absorción atómica																	84	8	10
	Procedimiento en la carga de zinc al dosificador																	84	8	10
Filtro Prensa	Operación del filtro prensa																	84	8	10
	Parámetros de operación del filtro prensa																	84	0	0
	Mantenimiento del filtro prensa																	84	0	0
	Operación del compresor de aire																	84	8	10
	Sistema hidráulico de compresión del filtro																	84	8	10
Mat pel	Procedimiento en la preparación de NaCN																	84	8	10
	Dosificación de cianuro de sodio al cono																	84	7	8
Seguridad	Higiene Industrial y Enfermedades Ocupacionales																	84	9	11
	Manejo de Cianuro																	84	5	6
	Manejo de Mercurio																	84	6	7
	Lucha contra Incendios y Respuesta a Emergencias																	84	8	10
	Trabajos en Caliente																	84	8	10
	Trabajos en Altura																	84	8	10
	Aislamiento de energía																	84	8	10
	Trabajo en Espacios Confinados																	84	9	11
Medio Ambiente	Manejo Ambiental en Minera Yanacocha																	84	9	11
	Manejo de Residuos en Procesos																	84	0	0
	Manejo de Hidrocarburos y Productos Químicos																	84	0	0
	Investigación de Incidentes Ambientales y Elaboración de Inspecciones Ambientales																	84	0	0
	Plan de Manejo de Fluidos																	84	0	0
	Requerimientos y Regulaciones en Cantidad y Calidad de Agua																	84	0	0
TPM	Conocimiento de 5 Ss																	84	9	11
	Conocimientos de los conceptos básicos del TPM																	84	9	11
	Mantenimiento Autónomo para Operadores																	84	0	0
	MA - Etapa 1 - Limpieza																	84	0	0
	MA - Etapa 2 - Eliminación de Fuentes de Contaminación y locales de difícil acceso																	84	0	0
	MA - Etapa 3 - Estandización																	84	0	0
	ME - Conocimiento y Aplicación de herramienta de análisis de los 5 porques																	84	0	0
	ME - Conocimiento y Aplicación del ciclo de mejora CAP-Do																	84	0	0
	MP - Conocimiento y confección de análisis de fallas																	84	9	11
Motivación	Comunicaciones Efectivas																	84	0	0
	Toma de Decisiones y Proactividad																	84	0	0
	Trabajo en Equipo																	84	0	0
	Manejo de Conflictos																	84	0	0
	Liderazgo Situacional																	84	0	0

Situación global del Trabajador		A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M	A	P	E	M								
Total		25	0	0	0	29	0	0	0	29	0	0	0	28	0	0	0	27	0	0	0	28	0	0	0	27	0	0	0	28	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0
Objetivo		210		Performance (%)		11.9	13.8	13.8	13.3	12.9	13.3	12.9	13.3	7.1	0.0																										

