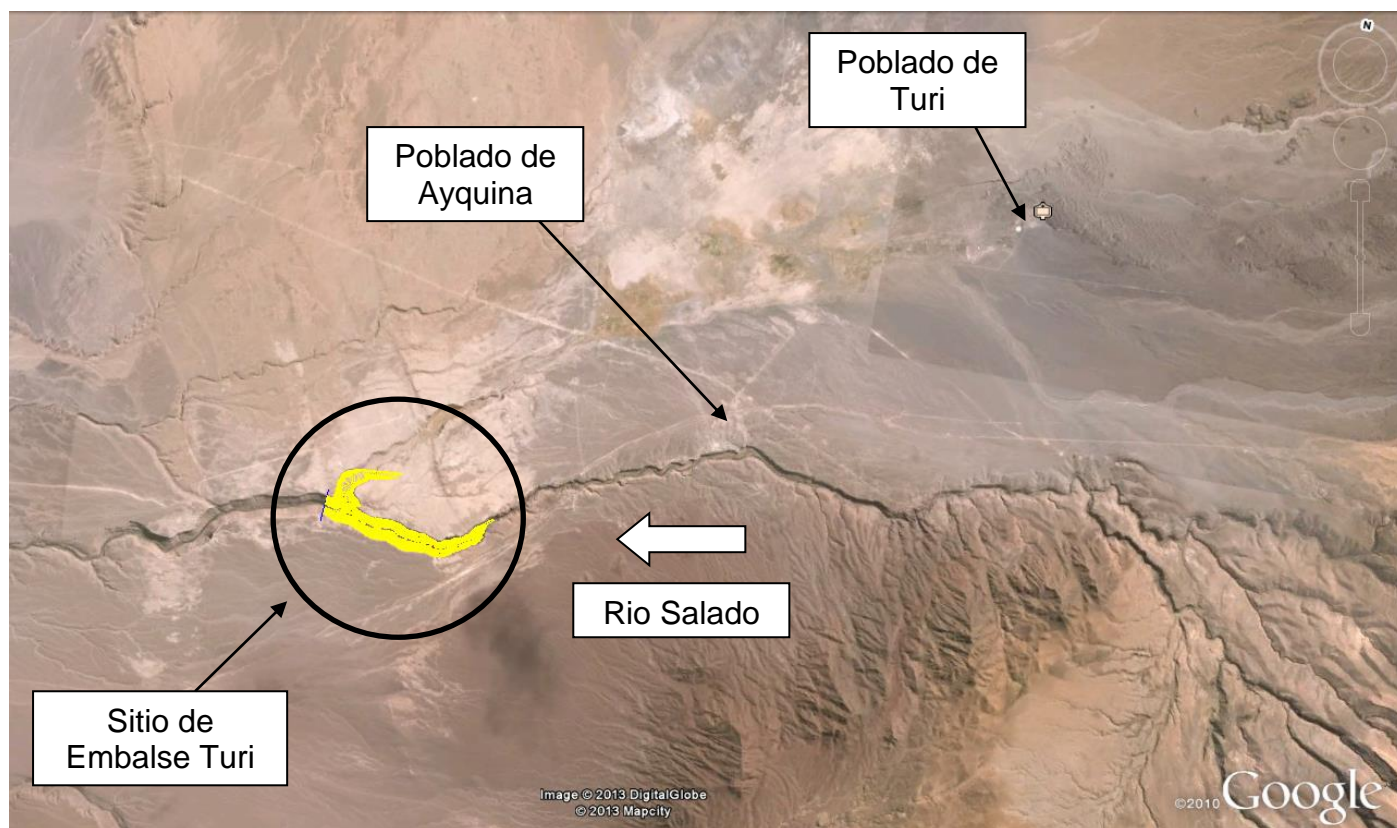


1. INTRODUCCIÓN

En este acápite se considera el diseño a nivel de perfil de la presa denominada Turi, cerca al poblado de Ayquina en la comuna del Loa Alto, dicha obra sería utilizada para dar seguridad de riego a la agricultura del río Salado y Loa. En la figura 1-1 se muestra una ubicación general del emplazamiento de la obra.

FIGURA 1-1
UBICACIÓN GENERAL SITIO EMBALSE TURI



FUENTE: GOOGLE EARTH

Se procedió a realizar los estudios básicos de hidrología, mecánica de suelos y restitución aerofotogramétrica con la finalidad de dimensionar un embalse de riego para tres tamaños distintos y determinar los costos para cada uno de los tamaños elegidos y concluir con una curva de costos en función del volumen.

2. HIDROLOGIA

En el siguiente acápite se presenta el caudal medio y máximo de diseño de las obras de evacuación del sitio de embalse denominado Turi. Para ello se realizó un análisis de las estadísticas existentes y de todos aquellos antecedentes relacionados con los aportes hídricos en la zona de estudio. El comportamiento hidrológico de esta zona, al igual que la mayoría de las cuencas de la zona norte, está directamente relacionado con las precipitaciones de origen estival características del invierno altiplánico. Las precipitaciones y los caudales se comportan como valores extremos, con una alta variabilidad anual, por ejemplo en el caso de Turi más del 90% de las precipitaciones se concentra entre los meses de Diciembre-Marzo, lo que genera que la escorrentía directa se concentre también durante estos meses.

Los principales objetivos del estudio del Sitio Turi corresponden a:

- a)** Determinar la pluviometría y los recursos de agua disponibles, expresados en series estadísticas de caudales medios mensuales.
- b)** Hidrología de crecidas, mediante la determinación de los caudales extremos que afectan con mayor frecuencia para los periodos de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años. Para las obras de evacuación de embalse se determinaron las crecidas asociadas a 1.000 y 10.000 años.
- c)** Estudio de la sedimentación, orientado a determinar el volumen muerto del embalse. Se realizó un análisis del sedimento en suspensión, y estimación del sedimento de arrastre de fondo como un porcentaje del arrastre en suspensión utilizando tasas regionales cercanas al área de estudio.

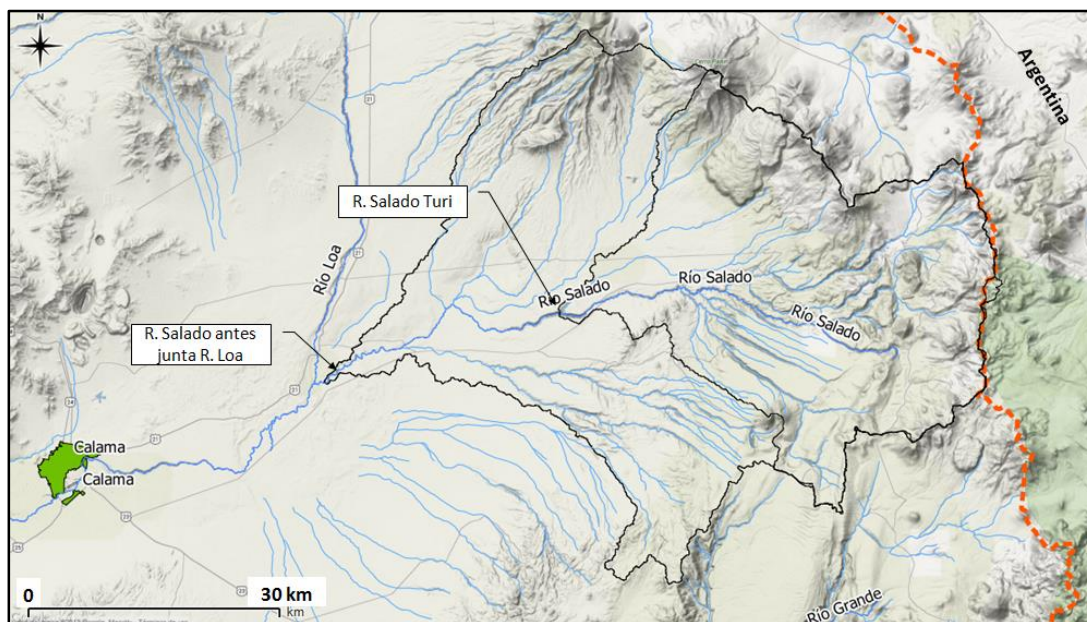
2.1. ÁREA DE ESTUDIO

Para caracterizar cada alternativa de ubicación de embalse desde el punto de vista geomorfológico se consideró la información proporcionada por el modelo de elevación digital GDEM- ASTER, con 90 m de resolución. El modelo de elevación digital (DEM) fue obtenido en la página de la NASA y el Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI) denominado ASTER-GDEM (<http://www.gdem.aster.ersdac.or.jp/>). Esta información se procesó en una plataforma SIG con tal de delimitar cada cuenca y obtener los principales parámetros geomorfológicos, dicha delimitación se realizó con el programa GRASS-GIS.

La cuenca aportante al sitio de embalse Turi se muestra en la Figura 2.1-1, en la que también aparece la cuenca del Río Salado antes de la junta con el Río Loa.

En el Cuadro 2.1-1 se presentan las características geomorfológicas de cada una de las cuencas delimitadas.

**FIGURA 2.1-1
UBICACIÓN SITIO TURI**



Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 2.1-1
CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS**

Cuencas y Alternativas	Área (km ²)	Altura Mín. (m.s.n.m.)	Altura Máx. (m.s.n.m.)	Altura Med. (m.s.n.m.)	Pendiente Cuenca %	Largo Cauce (km)	Largo Centro Gravedad (km)
R. Salado antes junta R. Loa	2.364	2.498	5.898	3.575	16,2	78,4	56,0
Sitio Turi	1.080	2.743	5.696	3.955	19,5	49,7	34,8

Fuente: Elaboración propia

2.1.1. Pluviometría

El comportamiento hidrológico está directamente relacionado con las precipitaciones de origen estival características del invierno altiplánico. Las precipitaciones y los caudales se comportan como valores extremos, con una alta variabilidad anual, por ejemplo la mayor cantidad de las precipitaciones se concentra entre los meses de Diciembre-Marzo, lo que genera que la escorrentía directa se concentre también durante estos meses.

En el Cuadro 2.1.1-1 muestra las estaciones con registros de precipitación de interés, donde se muestra el Código BNA, Nombre Estación, Coordenadas UTM, Altura y extensión de los registros:

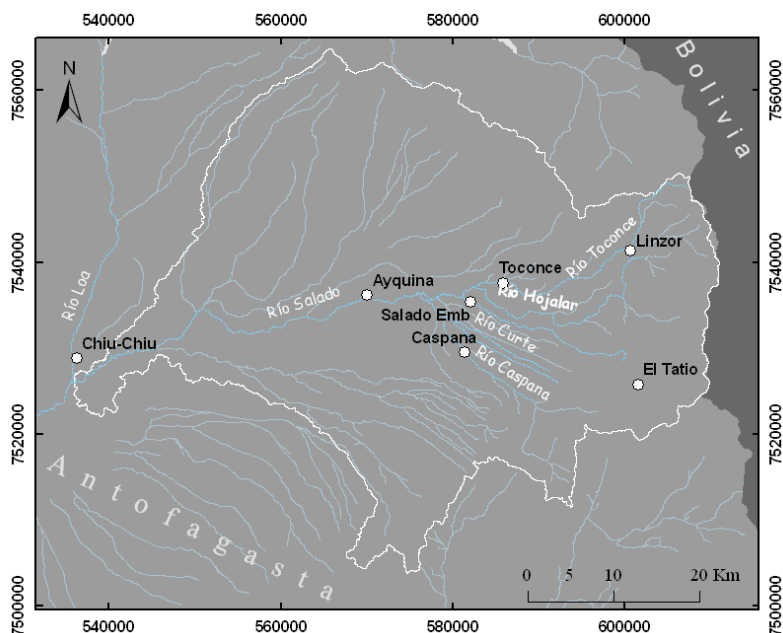
**CUADRO 2.1.1-1
ESTACIONES CON INFORMACIÓN DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H**

Código BNA	Nombre	UTM Este (m)	UTM Norte (m)	Altura (m.s.n.m.)	Registro
02105022-9	El Tatio	601.540	7.525.794	4.370	1977-2012
02105021-0	Caspana	581.393	7.529.513	3.260	1971-2008
02105020-2	Salado Embalse	582.081	7.535.382	3.200	1975-2012
02105018-0	Ayquina	570.039	7.536.172	3.031	1967-2012
02105017-2	Toconce	585.923	7.537.625	3.310	1972-2012
02105016-4	Linzor	600.724	7.541.397	4.100	1973-2012
02104010-K	Chiu-Chiu	536.253	7.528.884	2.524	1974-2012

Fuente: BNA-DGA

En la Figura 2.1.1-1 se muestra la ubicación de las estaciones al interior de la Cuenca del Río Salado, y la red hidrográfica con los principales cauces y quebradas.

**FIGURA 2.1.1-1
ESTACIONES PLUVIOMETRICAS**



Fuente: BNA-DGA

Las estaciones ubicadas a diferentes alturas, entre 2.500 m.s.n.m. y 4.300 m.s.n.m., permiten estimar la precipitación máxima y media de cada alternativa de estudio.

Para estimar la precipitación media mensual y anual de cada cuenca en estudio se rellenaron y extendieron las series estadísticas mediante los métodos más adecuados a la zona de estudio. Las series de precipitación mensual incompletas se rellenaron y extendieron con el objeto de lograr una mejor estimación de los valores característicos de largo plazo registrados en cada estación. Para el relleno se utilizó un modelo de regresión lineal corregido con una variable aleatoria que permite preservar los parámetros estadísticos de cada serie (Fernández, B., Salas, J. 1995. Transferencia de información hidrológica por correlación. Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. Vol. 10 N°1, Julio 1995), según la expresión:

$$Y_1 = \alpha \cdot Y_2 + \beta + \sqrt{1 - R^2} \cdot \varepsilon \cdot S_Y$$

Donde:

Y₁: corresponde a la variable que se desea rellenar

Y₂: corresponde a la variable que se utilizará para rellenar la estadística de Y₁

α: pendiente de la regresión entre la variable Y₁ e Y₂

β: coeficiente de intersección de la regresión entre la variable Y₁ e Y₂

R²: coeficiente de determinación de la regresión entre la variable Y₁ e Y₂

ε: error aleatorio asociado a una distribución normal con media 0 y desviación estándar igual a 1

S_Y: desviación estándar de la serie Y₁ original

Este método de correlación se considera más adecuado dado la naturaleza de los eventos de precipitación en la zona y la necesidad de preservar la variabilidad que existe entre estaciones en la zona de estudio. En la Figura 2.1.1-2 se muestra la disponibilidad de información original asociada a las estaciones con registro pluviométrico.

FIGURA 2.1.1-2

DIAGRAMA DE BARRAS DE DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Estación	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89					
Chiu-Chiu															0	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	X		
Ayquina							0	X	X	π	Δ	X	X	X	X	0	X	X	X	X	π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
Salado Embalse															0	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
Toconce												π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	Δ	X	
Caspana											X	X	π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	Δ	X	
El Tatio																																			
Linzor															0	X	X	X	X	X	π	Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	Δ	X	

Estudio de Prefactibilidad: Alternativas de Obras de Regulación y Control de Crecidas en la Hoya del Río Salado (Afluente del Río Loa), Región de Antofagasta

Estación	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Chiu-Chiu	0	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	0	
Ayquina	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	X	X	π	0	
Salado Embalse	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	X	X	X	π	X	Δ	0	Δ	π	0		
Toconce	π	X	X	X	X	X	π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π		
Caspana	Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	0						
El Taño	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	Δ	Δ	X		π	π	X	π	π	0		
Linzor	Δ	π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	Δ	X	π	π	0	0	π	0		

Leyenda Meses con Información
 X = 12 π > 10 Δ > 7 0 < 7

Fuente: Elaboración propia

Esta metodología de relleno se presenta en detalle en la Revista SOCHID Vol. 10, Fernández B. y Salas J., 1995, y ha sido utilizada en estudios para la Dirección General de Aguas y Dirección de Obras Hidráulicas. La ventaja de este método es que preserva la variabilidad natural que existe originalmente entre ambas series, y no ve afectado su coeficiente de determinación inicial al utilizar directamente el relleno mediante correlación lineal simple. La metodología se puede utilizar para rellenar directamente las series de precipitación, o bien utilizar variables transformadas para aquellas series que poseen asimetría negativa o positiva, o una alta variabilidad de valores extremos. La naturaleza de las precipitaciones en la zona corresponde a valores con tendencias extremas, esto significa, años con muy secos y años muy húmedos respecto al valor medio de las precipitaciones.

Generalmente cuando se tienen variables con distribuciones de frecuencias con asimetría negativa (frecuencias altas hacia el lado derecho de la distribución) para valores muy altos o muy bajos, es conveniente aplicar una transformación de variable. Las transformaciones más clásicas corresponden a \sqrt{x} , $\ln(x)$ y $1/x$, que comprimen los valores altos y expanden los pequeños. En este caso en particular, el relleno se aplicó en la variable transformada con la raíz cuadrada de la serie original.

$$Y_1 = \sqrt{Pp_1}$$

Donde Y_1 corresponde a la variable transformada a rellenar y Pp_1 al valor de la precipitación registrada por la estación 1. Posteriormente, se rellenó la serie estadística Y_1 y luego se transformó en la serie original.

En el Cuadro 2.1.1-2 se muestra el resumen de la serie de precipitación, tanto en su forma original como rellenada. En la Figura 2.1.1-3 aparece la comparación de los parámetros estadísticos originales y rellenados.

En el Anexo Digital 1-1 Precipitación Mensual Río Salado se muestra en detalle el relleno de las precipitaciones mensuales.

En la Figura 2.1.1-3 se observa un buen comportamiento de la metodología de relleno al preservar los principales estadísticos de la muestra y la variabilidad que existe entre las series original y rellenada.

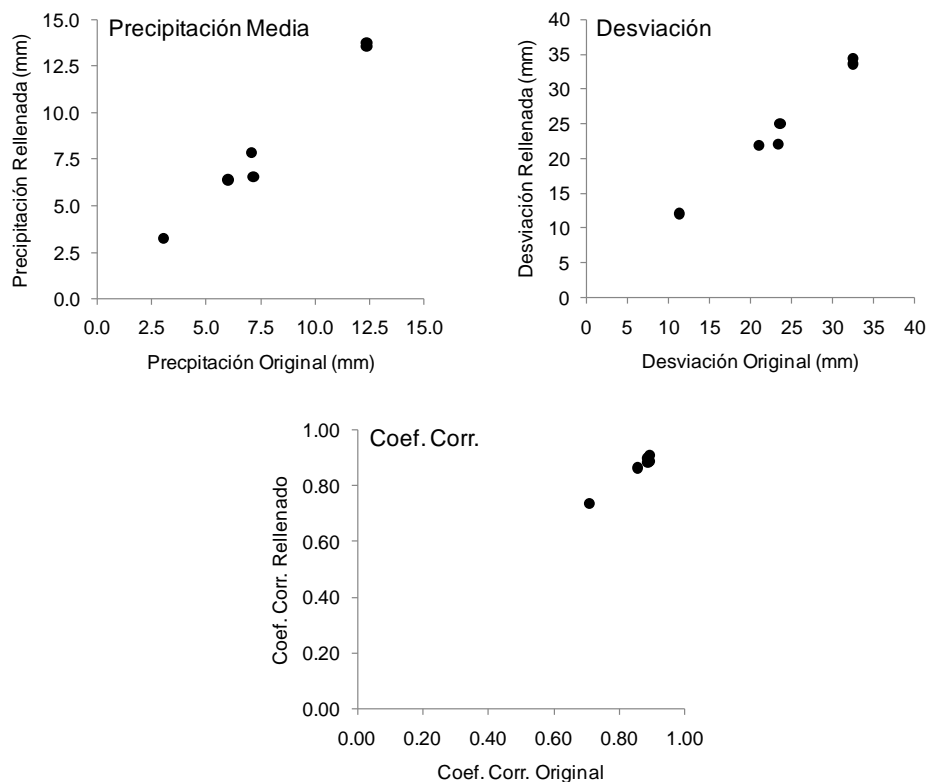
De esta manera se obtuvieron series extendidas y rellenadas, tal como se muestra en el diagrama de barra de la Figura 2.1.1-4.

**CUADRO 1.2.2-2
PARÁMETROS ESTADÍSTICOS ORIGINALES Y RELLENADOS**

Estación	Precipitación Media (mm)		Desviación (mm)		Coeficiente de Determinación	
	Original	Rellenada	Original	Rellenada	Original	Rellenada
El Tatio	12,4	13,6	32,4	33,5	0,888	0,899
Linzor	12,4	13,9	32,4	34,5	0,888	0,888
Caspana	7,2	6,6	23,2	22,1	0,854	0,864
Ayquina	3,0	3,3	11,3	12,0	0,891	0,891
Saldo Emb.	6,0	6,4	21,0	22,0	0,891	0,913
Toconce	7,1	7,9	23,7	25,2	0,705	0,741

Fuente: Elaboración propia

**FIGURA 2.1.1-3
COMPARACIÓN DE PARÁMETROS DE LA SERIE ORIGINAL Y RELLENADA**



Fuente: Elaboración propia

**FIGURA 2.1.1-4
DIAGRAMA DE BARRA CON SERIES EXTENDIDAS Y RELLENADAS**

Estación	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89
Chiu-Chiu														0	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ayquina							0	X	X	π	Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Salado Emb.							0	X	X	π	Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Toconce													Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Caspana							0	X	X	π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
El Tatio														π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Linzor														π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Leyenda: Rojo: Año con Relleno, Negro: Original
X = 12 π > 10 Δ > 7 0 < 7

Estación	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Chiu-Chiu	Δ	Δ	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	Δ
Ayquina	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	Δ
Salado Emb.	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	Δ
Toconce	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	Δ
Caspana	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	Δ
El Tatio	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	π	Δ
Linzor	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	π	Δ

Leyenda: Rojo: Año con Relleno, Negro: Original
X = 12 π > 10 Δ > 7 0 < 7

Fuente: Elaboración propia

Para obtener la precipitación espacial se trazaron los polígonos de Thiessen correspondientes a la cuenca delimitada por cada alternativa, tal como se muestra en la Figura 1.2.2-5, con sus respectivos porcentajes de influencia en el Cuadro 2.1.1-3.

En el Anexo Digital 1-2 Precipitación Mensual se muestra la estimación de la precipitación media de la cuenca, para el método de los Polígonos de Thiessen, a nivel mensual y anual.

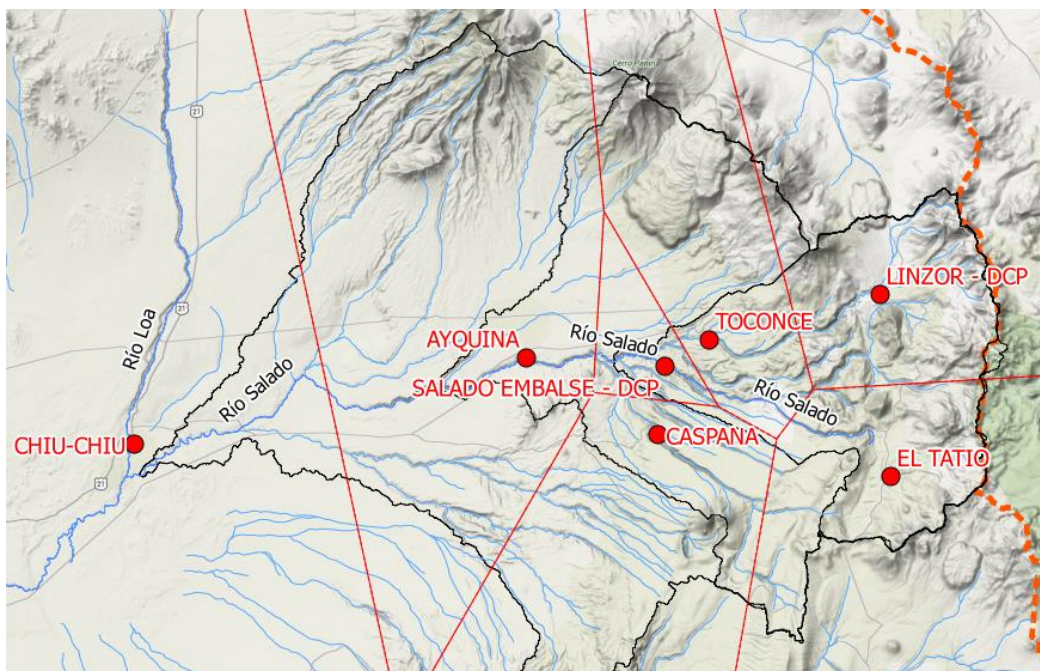
**CUADRO 2.1.1-3
PORCENTAJE DE ÁREA POLÍGONOS DE THIESSEN**

	El Tatio	Linzor	Caspana	Chiu-Chiu	Ayquina	Salado	Toconce
Sitio Turi	0,22	0,21	0,12	0,00	0,12	0,07	0,26
Estación Curtí	0,32	0,42	0,01	0,00	0,00	0,05	0,18

Fuente: Elaboración propia

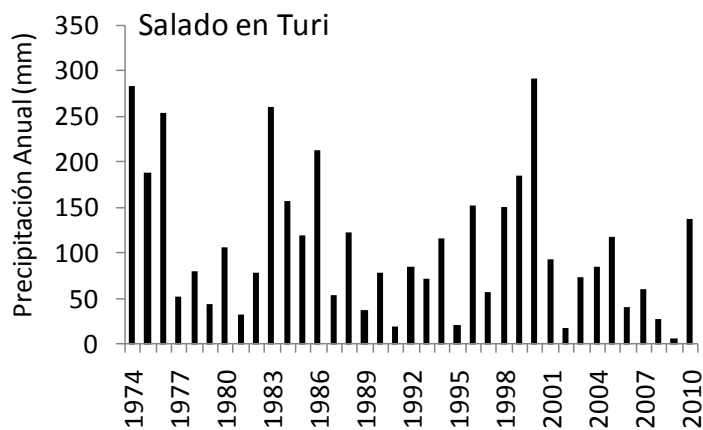
En el Cuadro 1.2.2-4 se muestra la precipitación anual media asociada al sitio de embalse en Turi y la cuenca R. Salado en Curtí. En la Figura 2.1.1-6 serie de precipitación para el sitio de embalse Turi.

**FIGURA 2.1.1-5
POLÍGONOS DE THIESSEN CUENCA RIO SALADO Y TURI**



Fuente: Elaboración propia

**FIGURA 2.1.1-6
SERIE DE PRECIPITACIÓN ANUAL RÍO SALADO EN TURI**



Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 2.1.1-4
SERIE DE PRECIPITACIÓN ANUAL CURTÍ Y TURI (mm)**

Fecha	Curtí	Turi	Fecha	Curtí	Turi
1974/75	352	282	1993/94	90	72
1975/76	253	187	1994/95	155	117
1976/77	301	254	1995/96	27	21
1977/78	70	52	1996/97	194	152
1978/79	109	80	1997/98	78	57
1979/80	64	44	1998/99	212	150
1980/81	140	106	1999/00	224	185
1981/82	46	33	2000/01	352	291
1982/83	110	79	2001/02	88	93
1983/84	330	259	2002/03	22	18
1984/85	211	157	2003/04	106	74
1985/86	140	120	2004/05	86	85
1986/87	268	212	2005/06	185	118
1987/88	78	54	2006/07	55	41
1988/89	148	123	2007/08	94	60
1989/90	44	37	2008/09	36	28
1990/91	123	79	2009/10	5	7
1991/92	29	20	2010/11	179	138
1992/93	99	85	PpMedia	138	107

Fuente: Elaboración propia

La precipitación máxima en 24 hrs para cada alternativa se realizó mediante el análisis de las tormentas máximas registradas en la Cuenca del Río Salado. La selección de dichas tormentas se muestra en el Cuadro 2.1.1-5.

**CUADRO 2.1.1-5
INFORMACIÓN DE TORMENTAS MÁXIMAS ANUALES**

Año	Fecha	El Tatio mm	Linzor mm	Toconce mm	Caspana mm	Salado Emb. mm	Ayquina mm	Chiu-Chiu mm
1975	23-ene	-	10,5	27,5	18,5	-	44,5	3,5
1976	27-ene	-	42,0	9,5	5,5	4,0	4,5	0,0
1977	20-feb	-	9,5	64,0	48,5	32,0	16,5	2,5
1978	01-ene	20,0	14,5	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0
1979	27-mar	13,0	-	6,0	2,0	1,0	1,5	0,5
1980	21-mar	2,5	19,0	3,0	4,0	4,0	15,5	0,0
1981	09-feb	0,0	38,5	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0
1982	21-sep	0,0	17,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1983	06-ene	21,0	14,6	12,0	6,0	8,5	4,0	0,0
1984	04-ene	12,0	12,8	29,5	26,5	22,5	12,5	1,5
1985	18-feb	21,0	45,0	42,0	0,0	22,0	1,5	0,0
1986	29-ene	13,0	6,1	17,0	43,0	41,0	11,5	0,0

**CUADRO 2.1.1-5
INFORMACIÓN DE TORMENTAS MÁXIMAS ANUALES**

Año	Fecha	El Tatio mm	Linzor mm	Toconce mm	Caspana mm	Salado Emb. mm	Ayquina mm	Chiu-Chiu mm
1987	04-ene	56,0	30,0	17,0	18,0	14,5	23,5	0,0
1988	13-feb	0,0	20,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1989	10-feb	8,0	28,5	14,0	11,0	18,0	9,5	0,0
1990	11-mar	12,0	3,5	28,0	12,0	13,0	2,0	0,0
1991	22-ene	20,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1992	06-ene	16,0	12,0	4,0	3,0	6,5	2,0	0,0
1993	25-mar	1,5	4,0	5,0	5,0	15,0	7,5	2,5
1994	09-mar	12,5	25,0	21,5	20,0	17,0	24,0	0,5
1995	29-ene	46,0	32,8	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1996	29-ago	0,0	1,4	9,0	6,5	6,0	4,5	4,8
1997	24-feb	26,5	40,0	9,5	14,0	3,5	5,0	0,0
1998	20-ene	38,0	24,0	5,5	12,0	2,5	6,0	0,0
1999	05-feb	50,0	3,5	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0
2000	23-ene	11,0	15,0	26,5	50,0	1,0	0,0	0,0
2001	28-feb	7,5	4,5	50,0	0,0	16,5	16,5	4,5
2002	09-mar	-	20,5	19,0	76,0	-	24,0	3,5
2003	15-may	10,0	0,5	8,5	4,5	5,5	5,0	6,5
2004	12-feb	-	47,5	-	-	0,0	0,0	0,0
2005	16-ene	8,5	-	35,0	25,5	26,0	9,0	0,1
2006	07-feb	-	21,4	-	0,0	26,7	0,0	0,0
2007	14-ene	9,5	31,8	13,0	10,0	1,9	0,0	0,5
2008	17-ene	17,6	-	4,0	0,0	-	-	0,0
2009	17-ene	0,7	-	0,5	-	-	10,5	0,0
2010	30-jun	8,7	-	2,0	-	-	0,5	0,0
2011	01-feb	31,6	12,3	7,5	-	5,6	2,5	0,0
2012	04-ene	21,4	24,0	55,0	-	43,7	5,0	0,0

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 2.1.1-6, se muestran los resultados de este análisis para la Alternativa Sitio de Embalse Turi. Posteriormente, en la Figura 2.1.1-7, se muestra la curva de mejor ajuste. Para las tres alternativas se seleccionó la precipitación de Gumbel, también conocida como Extremo Tipo I, como la más apropiada.

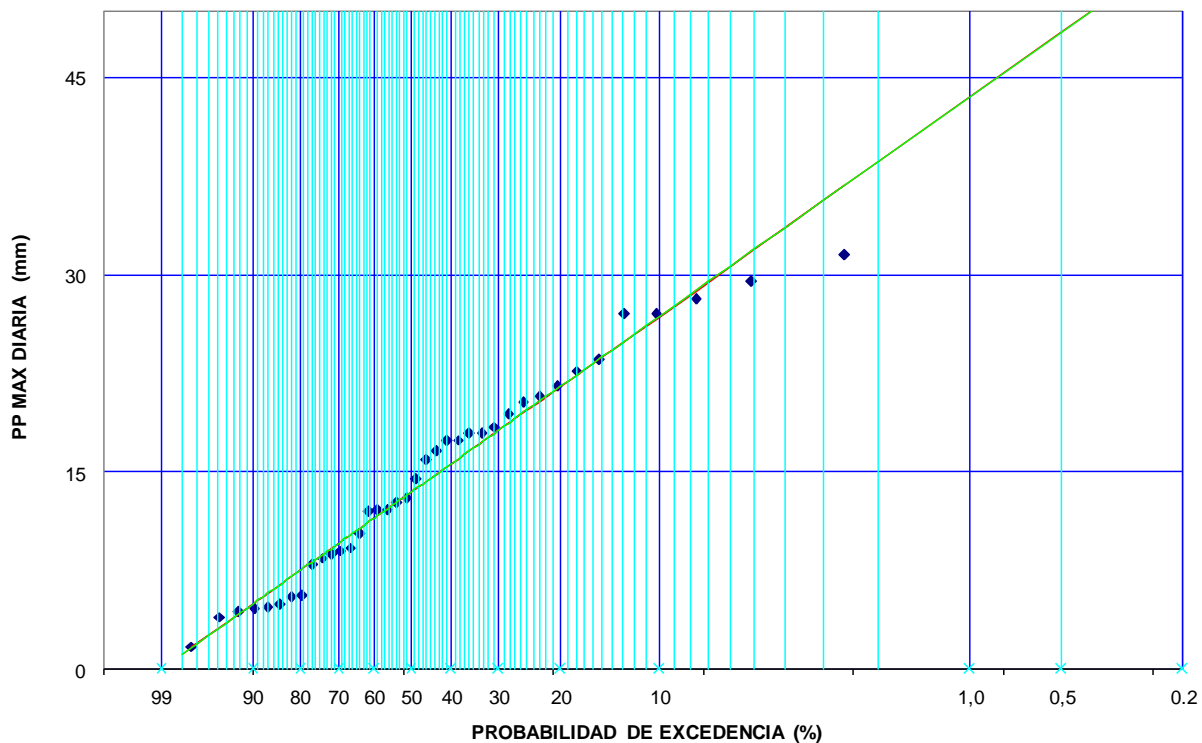
En el Anexo Digital 1-2 Ajuste de Precipitaciones Máximas en 24 hrs se muestra el ajuste de frecuencia de la precipitación máxima estimada en Turi.

CUADRO 2.1.1-6
PRECIPITACIÓN MÁXIMA SEGÚN AJUSTE DE FRECUENCIA EN TURI (mm)

T (años)	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel
5	21,5	21,6	21,3	21,8	21,5
10	25,0	29,1	25,3	26,8	26,8
20	28,0	37,2	28,7	31,3	31,9
50	31,3	49,0	32,7	36,3	38,5
100	33,5	58,9	35,4	39,6	43,5
200	35,5	69,7	38,0	42,6	48,4
1.000	39,6	98,7	43,5	48,4	59,8
10.000	44,7	150,9	50,6	54,4	76,2
χ^2 Calc.	1,8	1,0	1,0	1,3	0,1
χ^2 Teor.	6,0	6,0	3,8	3,8	6,0

Fuente: Elaboración propia

FIGURA 2.1.1-7
PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)
AJUSTE DE FRECUENCIA GUMBEL
ALTERNATIVA TURI



Fuente: Elaboración propia

2.2. CAUDALES MEDIOS MENSUALES

La disponibilidad del recurso se caracteriza por caudales y crecidas repentinas en la época estival en la que ocurren las precipitaciones asociadas al conocido Invierno Altiplánico, mientras que durante el resto de los meses del año la escorrentía se asocia a un flujo base menor.

En el Cuadro 2.2-1 se muestran las estaciones con información de caudales, sin embargo de estas estaciones Río Salado en Loa presenta solo un par de años al comienzo del registro y luego datos esporádicos en el último periodo, siendo considerada una estación que no entrega datos validos para el análisis del recurso en la zona, por lo que las estaciones de Río Salado en Ayquina y R. Salado en Curti, se consideran apropiadas para el estimar el caudal disponible.

**CUADRO 2.2-1
ESTACIONES CON INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA**

Código BNA	Nombre	UTM Este	UTM Norte	Altura m.s.n.m.	Registro
02105002-4	R. Salado en Ayquina	567.504	7.534.956	2.980	1975-2012
02105001-6	R. Salado Curti	578.012	7.536.045	3.080	1975-2012
02105005-9	R. Salado a. jta. Loa	536.865	7.526.665	2.500	Deficiente

Fuente: BNA-DGA

En la Figura 2.2-1 se muestra el diagrama de barras con información de caudales medios mensuales en la zona de estudio.

**FIGURA 2.2-1
DIAGRAMA DE BARRAS INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA**

Estación	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			
Ayquina	X	X	X	X	X	X	X	X	0			π	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	0	Δ	X	X	Δ
Curti	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	π	0
Leyenda Meses con Información																																						
X = 12		π > 10		Δ > 7		0 < 7																																

Fuente: BNA-DGA

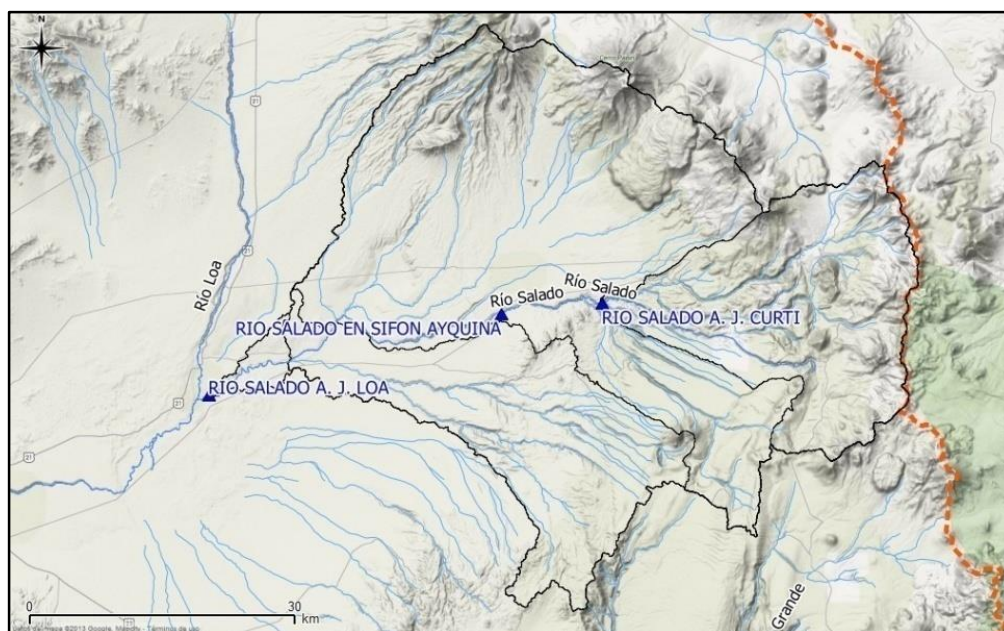
La estación Río Salado Antes de Junta en Río Loa corresponde a una estación con datos no confiables para datos de crecida, embancada y no representativa de los caudales en eventos extremos. Sin embargo, en esta zona la DGA ha realizado 275 aforos puntuales entre los años 1985 y 2010, por lo que esta información se considera de relevancia en la estimación del recurso medios en la zona de estudio.

En lo que sigue se muestra la estimación del caudal medio mensual, mediante el ajuste del modelo hidrológico concentrado GR2M, para el cual se ajustan los parámetros del

modelo en con los registros de la estación fluviométrica de Río Salado a. Curti y luego se extrapolan al Sitio de Embalse Turi.

En la Figura 2.2-2 se muestran la ubicación de las estaciones fluviométricas. En la Figura 2.2-3 se muestra una imagen con las estaciones fluviométricas del Río Salado, proveniente del archivo fotográfico de la División de Hidrología de la Dirección General de Aguas.

**FIGURA 2.2-2
ESTACIONES CON INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA**



Fuente: BNA-DGA

La estación Río Salado en Curti presenta problemas en su registro posterior al año 2011 debido a un doble canal en el que atraviesan los caudales mayores a cierto umbral, tal como se observa en la Figura 2.2-3.

**FIGURA 2.2-3
ESTACIONES FLUVIOMETRICAS EN RÍO SALADO**



Fuente: Archivo Fotográfico, DGA

2.2.1. Modelación de Caudales Medios Mensuales

La estimación de caudales mensuales se realizó a través de un modelo hidrológico concentrado, para el que se calibraron los parámetros y luego se extrapolaron al resto de la cuenca considerando la naturaleza y distribución espacial de los parámetros hidrometeorológicos. Dicho modelo fue desarrollado por la unidad de investigación en hidrología del IRSTEA-Antony (ex CEMAGREF, Francia), que elaboró una serie de modelos precipitación–escorrentía llamados modelos “GR”, que hacen referencia a un conjunto de modelos Ingenio-Rurales (se refiere a zonas rurales mecanizadas), considerados como herramientas simples y de gran alcance. Los modelos GR han evolucionado en sus diferentes versiones como el GR1A, GR2M y GR4J, donde el número indica la cantidad de parámetros a calibrar y la última letra se asocia al paso de tiempo (sigla en francés): J (diario), M (mensual) y A (anual).

Las simulaciones se realizaran usando un modelo GR2M, un modelo hidrológico concentrado y parsimonioso. A pesar que posee sólo dos parámetros de ajuste, el modelo ha demostrado un buen comportamiento al compararlo con otros modelos de precipitación escorrentía por diferentes trabajos (Michel, 1989, Kabouya, 1990, Mouelhi et. Al, 2006).

Para la aplicación del modelo se requiere información de precipitación, evaporación y registros fluviométricos, que puede ser obtenida de estaciones cercanas a la zona de estudio.

El modelo se basa en dos parámetros asociados a distintas funciones: la función de producción del modelo se organiza alrededor de un reservorio llamado reservorio-suelo y la función de transferencia está gobernada por el segundo reservorio llamado reservorio de agua gravitacional donde el aporte es instantáneo al inicio del paso de tiempo, y luego el reservorio se vacía gradualmente. El nivel de este reservorio determina el caudal que puede liberar. En forma esquemática, el modelo se presenta en la Figura 2.2.1-1.

Los dos parámetros libres de GR2M son X1, la capacidad de almacenamiento máxima del suelo, y X2, el intercambio de flujo externo. Las variables internas de estado consisten en la cantidad de humedad de suelo (S), y almacenamiento cuadrático (R). El modelo está forzado por precipitación mensual y evapotranspiración mensual y entrega caudales mensuales. La capacidad de almacenamiento máxima, X1, controla la respuesta a los eventos de precipitación, y en cierta medida la variabilidad del flujo. Mientras X1 aumenta el flujo simulado depende menos los eventos actuales y más del almacenamiento previo, o sea de los eventos pasados. Para pequeños X1, la precipitación es transformada directamente como exceso de precipitación y es rastreada como flujo de salida. En otras palabras, X1 controla la respuesta y el comportamiento como filtro del modelo.

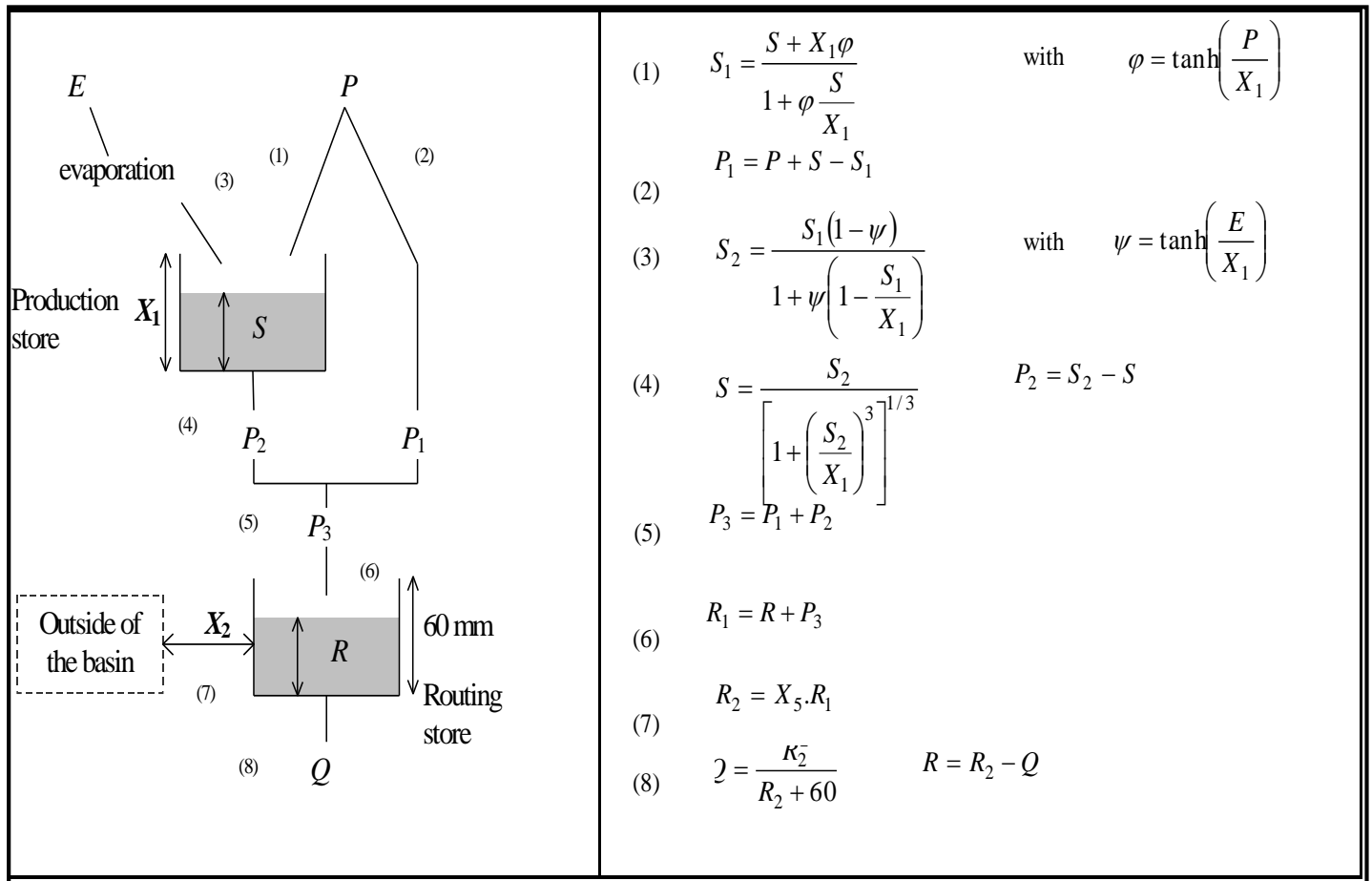
En el Cuadro 2.2.1-1 se muestran los parámetros ajustados en el modelo, en la cuenca definida por R. Salado en Ayquina, ya que posee registros más representativos que la estación R. Salado en Curti, desde el punto de vista de caudales mensuales. El ajuste de los parámetros del modelo se realizó entre el periodo 1988 a 2011, sin embargo el año 2001, que coincide con los eventos de crecida, se observa un cambio en la tendencia de los registros fluviométricos. Esto se debe a que después de las crecidas se debieron realizar ajustes que cambiaron la curva de descarga. Sin embargo no es posible modificar y corregir estos registros fluviométricos sino se tiene una estación confiable. En el caso de R. Salado en Curti, actualmente se están realizando modificaciones, pero solo para periodos muy recientes (2012), por lo que se decide adoptar un conjunto de parámetros capaz de reproducir los datos registrados por la estación R. Salado en Ayquina. La función objetivo que se maximizó corresponde al coeficiente de Nash-Suclife, el que entregó valores bastante confiables para ambos periodos (el valor 1,0 representa un ajuste ideal).

**FIGURA 2.2.1-1
ESQUEMA DEL MODELO GR2M**

Parámetro del Modelo	1988-2001	2001-2011
X1: Capacidad de almacenamiento	133	45
X2: Parámetro de intercambio	1,58	1,62
Coefficiente de Nash-Suclife	0,916	0,715

Fuente: Elaboración propia

**FIGURA 2.2.1-1
ESQUEMA DEL MODELO GR2M**



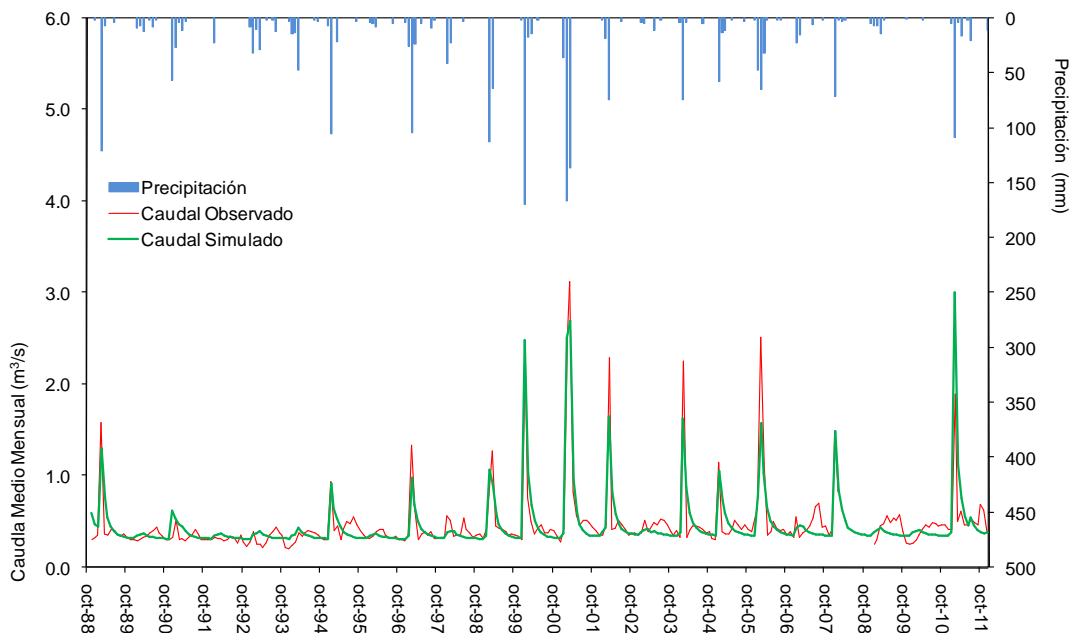
Fuente: Mouelhi et. Al, 2006

En la Figura 2.2.1-2 se muestran las series de caudal observado, caudal simulado y precipitación mensual en Ayquina.

Se observa que los impulsos producto de eventos de precipitación se ven bien representados, salvo el valor máximo de entre los años 2000 y 2005, en que se ve subestimado. Dado que la variabilidad propia de los flujos bases que se deben a fenómenos más complejos no se bien representados, sin embargo el valor del caudal base se considera en términos medio como representativo.

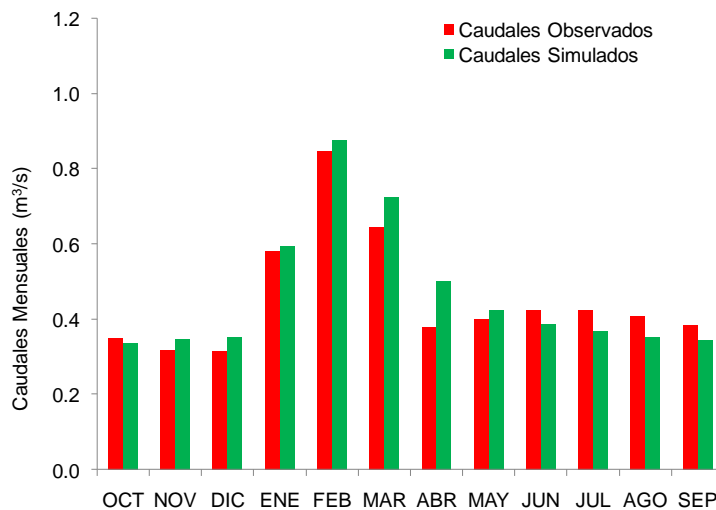
En la Figura 2.2.1-3 se muestra la curva de variación mensual y la curva de duración de los caudales, simulados y observados.

FIGURA 2.2.1-2
ESTACIONES CON INFORMACIÓN DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS



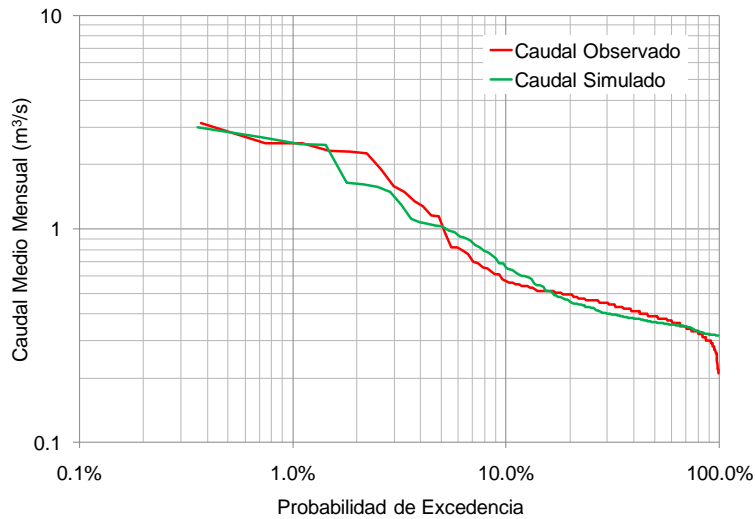
Fuente: Elaboración propia

FIGURA 2.2.1-3
CURVA DE VARIACIÓN MENSUAL



Fuente: Elaboración propia

FIGURA 2.2.1-4
CURVA DE DURACIÓN



Fuente: Elaboración propia

Se observa como el modelo, a pesar de simplificar los procesos físicos mediante expresiones matemáticas se considera adecuado para generar series de caudal en zonas sin control pluviométrico. Se considera que el modelo representa de buena manera los caudales en la zona sin control fluviométrico y es posible utilizarlo para extrapolar información a otras partes de interés en la cuenca.

Se aplicó la siguiente metodología para estimar los caudales del Sitio Turi a partir de los caudales generados en Curti:

$$Q_{R.Salado.Turi} = Q_{R.Salado.Curti} + Q_{Cuenca.Intermedia}$$

Donde:

$Q_{R.Salado.Turi}$: Caudal del Río Salado en Turi (m³/s)

$Q_{R.Salado.Curti}$: Caudal del Río Salado en Curti (m³/s)

$Q_{Cuenca.Intermedia}$: Caudal del Río Salado en Cuenca Intermedia (m³/s)

En el Anexo Digital 1-6 se muestra el modelo GR2M para el Río Salado en Curti y para el Río Salado en Turi.

En el Cuadro 2.2.1-2 se muestran los caudales medios mensuales modelados en Curti y simulados para el Sitio de Embalse de Turi respectivamente.

CUADRO 2.2.1-2
CAUDAL MEDIO MENSUAL SEGÚN ALTERNATIVAS (M³/S)

Río Salado en Curti													
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Anual
Qmedio	0,337	0,346	0,352	0,593	0,875	0,726	0,502	0,423	0,385	0,369	0,354	0,345	0,468
Pexc=5%	0,368	0,426	0,449	1,197	2,068	1,463	0,775	0,558	0,465	0,444	0,406	0,385	0,698
Pexc=10%	0,361	0,406	0,424	0,983	1,621	1,210	0,697	0,523	0,445	0,426	0,394	0,376	0,634
Pexc=50%	0,336	0,342	0,347	0,491	0,686	0,620	0,480	0,417	0,382	0,366	0,352	0,344	0,452
Pexc=70%	0,327	0,319	0,320	0,369	0,483	0,471	0,412	0,380	0,359	0,344	0,337	0,331	0,393
Pexc=85%	0,318	0,298	0,296	0,280	0,342	0,360	0,355	0,347	0,338	0,324	0,322	0,320	0,343
Pexc=90%	0,314	0,289	0,285	0,245	0,291	0,317	0,331	0,332	0,328	0,315	0,316	0,314	0,322
Pexc=95%	0,307	0,275	0,269	0,201	0,228	0,262	0,298	0,311	0,315	0,302	0,306	0,306	0,292
Río Salado en Turi													
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Anual
Qmedio	0,347	0,356	0,362	0,603	0,889	0,743	0,519	0,436	0,396	0,379	0,364	0,354	0,480
Pexc=5%	0,379	0,439	0,459	1,210	2,087	1,493	0,811	0,577	0,479	0,457	0,418	0,396	0,714
Pexc=10%	0,371	0,418	0,435	0,996	1,641	1,236	0,727	0,541	0,458	0,438	0,405	0,387	0,649
Pexc=50%	0,346	0,352	0,357	0,502	0,702	0,635	0,496	0,429	0,393	0,377	0,363	0,353	0,463
Pexc=70%	0,336	0,328	0,329	0,379	0,496	0,484	0,424	0,390	0,369	0,354	0,346	0,341	0,404
Pexc=85%	0,327	0,307	0,305	0,289	0,353	0,371	0,364	0,356	0,348	0,334	0,331	0,329	0,353
Pexc=90%	0,322	0,297	0,293	0,253	0,300	0,327	0,338	0,341	0,337	0,324	0,325	0,323	0,331
Pexc=95%	0,316	0,283	0,277	0,208	0,236	0,270	0,303	0,319	0,323	0,311	0,314	0,315	0,301

Fuente: Elaboración propia

2.3. CAUDALES DE CRECIDA

En el Cuadro 2.3-1 se muestran los registros de caudales máximos de las estaciones Río Salado en Sifón Ayquina y Salado Antes de Junta en Curti.

CUADRO 2.3-1
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS
CUENCA DEL RÍO SALADO (M³/S)

R. Salado en Ayquina		R. Salado en Curti	
Fecha	Q _{MaxInst}	Fecha	Q _{MaxInst}
1976	s/i	1976-ENE-29	73,9
1977	s/i	1977-FEB-22	153,8
1978-FEB-5	1,63	1978-FEB-5	1,5

CUADRO 2.3-1
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS
CUENCA DEL RÍO SALADO (M3/S)

R. Salado en Ayquina		R. Salado en Curti	
Fecha	Q _{MaxInst}	Fecha	Q _{MaxInst}
1979-DIC-29	5,01	1979-DIC-30	6,0
1980-SEPT-17	5,2	1980-SEP-17	7,2
1981-FEB-26	24,8	1981-FEB-26	10,8
1982-DIC-30	5,2	1982-DIC-30	7,4
1983-ENE-1	1,95	1983-JUL-22	8,9
1984-ENE-5	19,38	1984-ENE-9	19,5
1985-FEB-19	25,2	1985-MAR-6	38,4
1986-ENE-30	10,9	1986-ENE-30	12,4
1987-ENE-5	17,9	1987-ENE-5	20,4
1988-DIC-7	0,8	1988-MAR-8	3,5
1989-FEB-11	25,56	1989-FEB-11	30,6
1990-DIC-31	1,31	1990-DIC-31	1,4
1991-ENE-1	8,51	1991-ENE-1	8,6
1992-SEPT-17	0,79	1992-SEP-17	0,5
1993-ENE-23	1,7	1993-ENE-22	4,0
1994-MAR-10	3,57	1994-DIC-14	1,3
1995-ENE-29	14,64	1995-ENE-30	19,0
1996-MAR-22	0,58	1996-SEP-1	0,5
1997-FEB-24	51,54	1997-FEB-24	59,4
1998-FEB-10	7,44	1998-FEB-9	9,4
1999-MAR-13	9,84	1999-MAR-12	12,3
2000-ENE-23	69,64	2000-ENE-23	67,0
2001-FEB-28	109,32	2001-FEB-27	144,8
2002-MAR-9	31,79	2002-MAR-6	22,7
2003-FEB-7	9,95	2003-FEB-7	3,3
2004-FEB-10	31,48	2004-FEB-10	69,5
2005-ENE-17	15,26	2005-ENE-13	27,6
2006-FEB-7	128,85	2006-FEB-7	80,6
2007-ENE-15	2,7	2007-ENE-15	2,7
2008-ENE-22	7,63	2008-ENE-21	33,4
2009-MAR-13	1,51	2009-JUL-5	3,7
2010-AGO-15	0,78	2010-AGO-12	0,6
2011-FEB-4	38,63	2011-FEB-2	51,0

Fuente: DGA

2.3.1. Ajuste de Frecuencia

De los valores presentados en el Cuadro 2.3.1-1 se observa que los valores registrados en la estación R. Salado en Curti presentan valores mayores que los valores registrados en R. Salado en Ayquina. La estimación de caudales máximos siempre tiene un componente mayor de incertidumbre asociada, especialmente por que corresponden a valores extrapolados de la curva de descarga. Para este análisis se consideran como representativos los valores máximos estimados a partir de la estación R. Salado Curti, ya que presenta valores mayores y entregan mayor seguridad, sin sobreestimar de manera dramática los caudales registrados en la zona de estudio.

Se realizó un análisis de frecuencia a los valores de la estación R. Salado en Curti, en la que se obtuvo el valor de caudal para diferentes periodos de retorno como se muestra en el Cuadro 2.3.1-1, mientras que en la Figura 2.3.1-1 se muestra el mejor ajuste de frecuencia asociado a la distribución de probabilidad Log-Pearson.

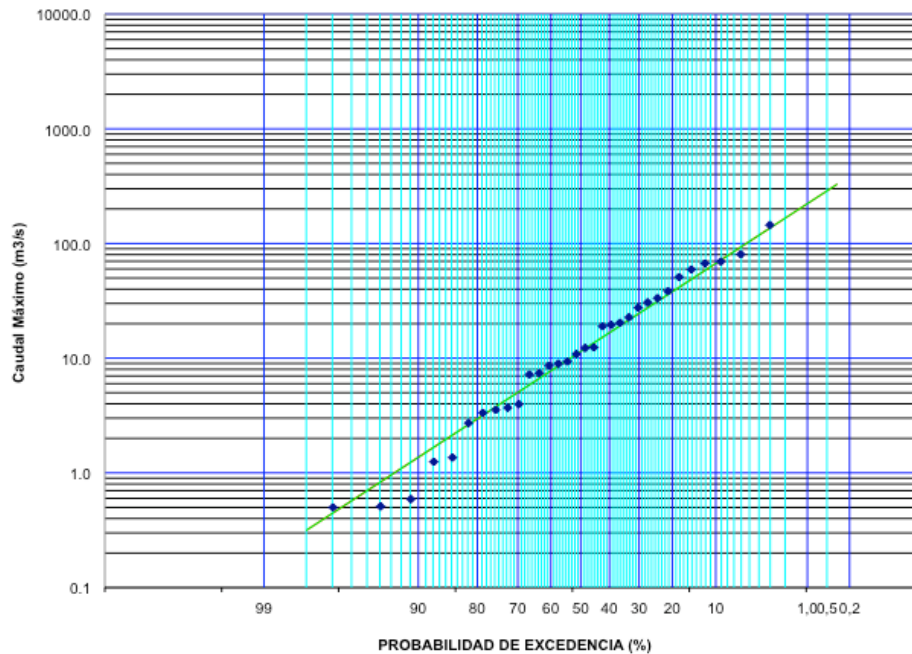
CUADRO 2.3.1-1
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS CUENCA DEL RÍO SALADO (m³/s)

T (años)	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel
5	50,9	37,2	42,0	38,0	51,4
10	64,7	73,0	63,9	67,0	72,5
20	76,1	127,2	86,5	104,2	92,7
50	89,0	237,8	117,4	165,9	118,9
100	97,5	360,9	141,5	222,4	138,5
200	105,4	528,6	166,3	287,4	158,0
1,000	121,5	1161,0	225,7	471,0	203,3
10,000	141,3	3037,1	315,5	810,6	268,0
χ^2 Calc.	20,9	5,3	2,9	3,1	3,6
χ^2 Teor.	6,0	6,0	3,8	3,8	6,0
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

Fuente: Elaboración propia

Los valores adoptados como representativos corresponden a los estimados mediante la expresión Log-Pearson, tal como se observa en la Figura 2.3.1-1 muestran un ajuste aceptable.

FIGURA 2.3.1-1
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS CUENCA DEL RÍO SALADO CURTI
AJUSTE CON DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON (m³/s)



Fuente: Elaboración propia

En el Estudio Eventos Hidrometeorológicos Extremos en el País, Caudales Máximos y Mínimos, DGA AC 1995, se realizó el ajuste de frecuencia a los caudales máximos medios diarios para la estación Río Salado antes de Junta con Río Curti para el periodo 1967-1991. Considerando que la Cuenca del Río Salado corresponde a la Zona Homogénea Fp, $\alpha = 3,07$, es posible transformar estos valores a caudal máximo instantáneo según la siguiente expresión:

$$QMI = \alpha QMMD$$

Donde:

QMI: Caudal Máximo Instantáneo (m³/s)

QMMD: Caudal Máximo Medio Diario (m³/s)

α : Coeficiente de transformación de Caudal Máximo Medio Diario a Caudal Máximo Instantáneo según zona homogénea.

En el Cuadro 2.3.1-2 se muestran los valores medios diarios máximos e instantáneos estimados. Se observa que para 100 años el valor estimado corresponde a un valor mayor al entregado por la distribución Log-Pearson del Cuadro 2.3.1-1, sin embargo se debe considerar que el estudio DGA-AC 1995 posee una estadística de menor registro y con valores extendidos, por lo que estos valores se consideran solo referenciales. De esta forma se concluye que los valores del Cuadro 2.3.1-1 representan correctamente los caudales máximos del Río Salado en la zona de estudio.

CUADRO 2.3.1-2
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS DGA-AC R. SALADO EN CURTI (m³/s)

T (años)	QMDM (m ³ /s)	QMI (m ³ /s)
5	8,8	27,0
10	17,2	52,8
20	30,6	93,9
50	60,2	184,8
100	96,3	295,6

Fuente: DGA-AC 1995 y Elaboración propia

2.3.2. Formula Racional

Para la determinación el caudal máximo de crecida, la expresión del Método Racional tiene la siguiente forma:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Donde:

- Q = Caudal máximo para un periodo determinado (m³/s).
- C = Coeficiente de escurrimiento de la cuenca.
- A = Área de la cuenca aportante (km²).
- i = Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h).

La intensidad de lluvia de diseño se adopta como la intensidad asociada al tiempo de concentración y se obtiene de la relación Grunsky:

$$I_{tc} = \frac{P_{24}^T}{24} * \frac{\sqrt{24}}{\sqrt{t_c}}$$

Donde:

I_{tc} = Intensidad media máxima para el periodo (mm/hr).

P_{24}^T = Precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno de T.

t_c = Tiempo de concentración (h)

El tiempo de concentración (t_c) de la cuenca aportante se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua, hidráulicamente más alejada, alcance el punto de salida de la cuenca, este se puede determinar mediante la fórmula de "California Highways and Public Works":

$$t_c = 0,95 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce principal, en km

H = Diferencia de elevación en m entre el comienzo del cauce principal y el punto estudiado.

En el Cuadro 2.3.2-1 se muestra el área y caudal asociado a sitio de embalse Turi y a la estación delimitada por Curtí, con las áreas de precipitación no nula (Adoptados del Capítulo 5 Estudio Hidrológico).

**CUADRO 2.3.2-1
ÁREA Y TIEMPO DE CONCENTRACIÓN ADOPTADOS PARA CADA SITIO**

Alternativa	Área (km ²)	Área (PP > 0) (km ²)	% Área (PP > 0)	Altura Mínima (m.s.n.m.)	Altura Máxima (m.s.n.m.)	Largo Cauce (km)	Tc (h)
Sitio Turi	1.050	683	65%	2,743	5,696	49,7	4,0
Estación Curtí	546	546	100%	3.031	5.595	42,1	3,5

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 1.2.7-2 se muestra la precipitación máxima en 24 h asociada a cada alternativa de estudio.

CUADRO 2.3.2-2
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS (MM)

Alternativa	5	10	20	50	100	200	1.000	10.000
Sitio Turi	18	23	28	35	39	44	55	71
Estación Curti	24	30	36	43	49	55	68	87

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 2.3.2-3 se muestra la intensidad máxima asociada al tiempo de concentración para cada alternativa estimada mediante la expresión de Grunsky.

El coeficiente de escurrimiento se adopto como un coeficiente empírico de manera que tal que se ajustó a los valores de caudal máximo estimados mediante el análisis de frecuencia en la estación de R. Salado en Curti. De esta manera este coeficiente permite estimar valores representativos del comportamiento de los caudales instantáneos máximos observados en la zona de estudio.

CUADRO 2.3.2-3
INTENSIDAD MÁXIMA ASOCIADA AL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (MM/H)

Alternativa	5	10	20	50	100	200	1.000	10.000
Sitio Turi	2,2	2,7	3,3	3,9	4,4	4,9	6,1	7,8
Estación Curti	2,6	3,3	4,0	4,7	5,4	6,0	7,4	9,5

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 2.3.2-4
COEFICIENTE “C(T)” RACIONAL EMPÍRICO AJUSTADO

	5	10	20	50	100	200	1000	10000
C(T) Racional Ajustado	0,10	0,13	0,17	0,23	0,27	0,31	0,42	0,56

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 11.2.7-5 se muestran los caudales estimados mediante el Método Racional con coeficiente C(T) empírico ajustado para el Sitio de Embalse en Turi.

**CUADRO 2.3.2-5
CAUDAL MÁXIMO ESTIMADO MEDIANTE FÓRMULA RACIONAL (M³/S)**

Alternativa	5	10	20	50	100	200	1.000	10.000
Sitio Turi	40	69	107	174	230	295	484	828

Fuente: Elaboración propia

2.3.3. Verni King

Al igual que la formula racional, la expresión de Verni-King se modificó mediante un coeficiente empírico C(T). La expresión de la Fórmula de Verni-King tiene la siguiente forma:

$$Q = c(T) * 0,00615 * P^{1,2} * A^{0,8}$$

Donde:

Q : Gasto máximo en m³/s

P : Precipitación máxima en 24 horas, en mm.

A : Superficie de la cuenca, en km².

C(T) : Coeficiente Empírico Ajustado

En el Cuadro 1.2.8-1 se muestra el valor de los coeficientes empíricos ajustados para la expresión de Verni-King.

**CUADRO 1.2.8-1
COEFICIENTE EMPÍRICO VERNI-KING**

	5	10	20	50	100	200	1000	10000
Coef. Empírico V.K.	0,47	0,62	0,77	0,99	1,14	1,27	1,60	2,03

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 1.2.8-2 se muestra el valor del caudal máximo estimado mediante la expresión de Verni-King y el coeficiente empírico ajustado.

CUADRO 1.2.8-2
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO VERNI-KING (M³/S)

Alternativa	5	10	20	50	100	200	1.000	10.000
Sitio Turi	40	70	108	176	234	300	489	839

Fuente: Elaboración propia

En el Anexo Digital 1- 4 Caudales Máximos se presenta en detalle los valores de caudal máximo tanto mediante el Método Racional como el Método de Verni King utilizando los coeficientes empíricos ajustados en la zona de estudio.

2.3.4. Hidrograma Unitario Sintético

Para estimar el caudal máximo y los volúmenes asociados a crecidas de diferentes periodos de retorno se utilizó el Hidrograma Unitario Sintético. En primer lugar se realizó una revisión de parámetros y calibración del valor de Curva Número, considerando los datos de la estación Río Salado antes de la Junta Río Curti.

Para aplicar esta metodología se considera un hidrograma unitario adimensional y posteriormente se distribuye la precipitación para distintos periodos de retorno de acuerdo a los hietogramas propuestos por Espíldora y Echaverría, 1979. La precipitación de diseño corresponde a la precipitación máxima asociado a una determinada duración para distintos periodos de retorno. Se utilizó el hidrograma unitario sintético de Linsley estándar, donde se consideran las siguientes expresiones, para una duración de exceso de lluvia dada:

Tiempo al peak:

$$t_p = C_t \left(\frac{L_C * L_G}{\sqrt{S}} \right)^{nt}$$

Tiempo precipitación unitaria:

$$t_u = \frac{t_p}{5,5}$$

Caudal Peak:

$$q_p = C_p t_p^{n_p}$$

Tiempo Base:

$$T_B = C_B t_p^{n_b}$$

Tiempo al Peak corregido:

$$t_p = t_p + \frac{t_r - t_u}{4}$$

Donde:

t_r = duración de la lluvia unitaria (h)

t_p =Tiempo de retardo o tiempo transcurrido entre el centro de gravedad de la lluvia efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa (h)

T_B =Tiempo base del hidrograma (h)

q_p =Caudal peak del hidrograma (L/s/km²)

Los parámetros que definen el hidrograma han sido considerados en base al estudio de Arteaga y Benítez (1986). En el Cuadro 2.3.4-1 se muestran los valores más representativos de la zona de estudio.

**CUADRO 2.3.4-1
COEFICIENTES PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL HIDROGRAMA UNITARIO**

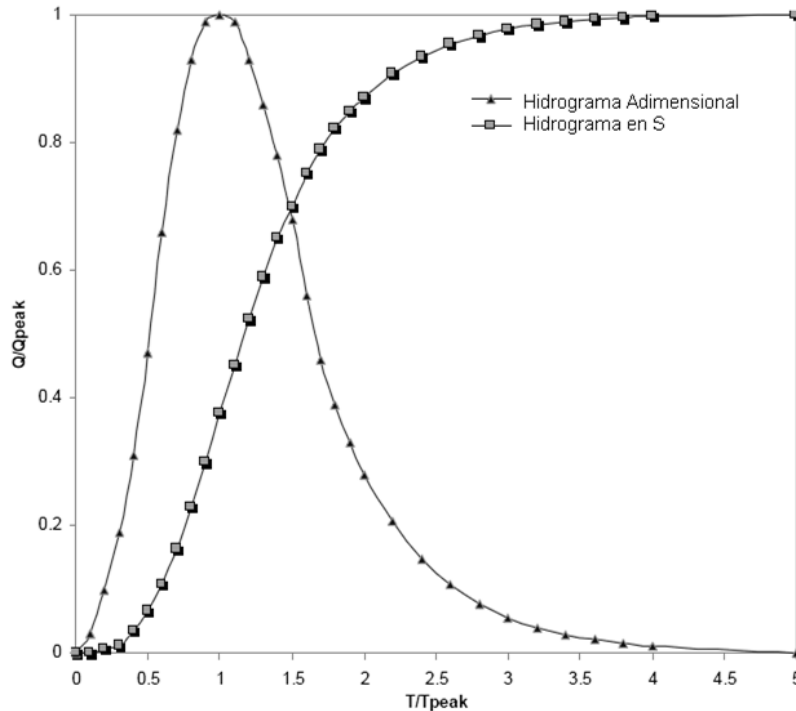
Parámetro	Valores	Parámetro	Valores
C_t	0,3240	n_p	-0,7840
n_t	0,4210	C_B	5,0430
C_p	140,0	n_B	0,8442

Fuente: Arteaga y Benítez (1986)

La Figura 2.3.4-2 presenta el hidrograma unitario adimensional definido para una cuenca ideal según el SCS.

La distribución de la precipitación se realizó mediante las curvas propuestas por Espíldora y Echaverría (1979), en las que se analizaron lluvias para distintas duraciones y se obtuvieron 3 distribuciones tipo (adelantada, centrada y atrasada), de las que se selecciono la distribución centrada. Si bien los coeficientes presentados en el Cuadro 1.2.9-1 se consideran representativos para obtener los parámetros del hidrograma unitario sintético de la zona de estudio, el tiempo al peak fue ajustado según valores observados en la zona. Este valor se ajusto en 2,4 hrs considerando el estudio del Embalse Livilcar, desarrollado por MN Ingenieros, DOH 2012. En el Cuadro 2.3.4-2 se muestran los parámetros de ajuste del Hidrograma Unitario.

**FIGURA 2.3.4-1
HIDROGRAMA ADIMENSIONAL SCS**



Fuente: SCS, 1979.

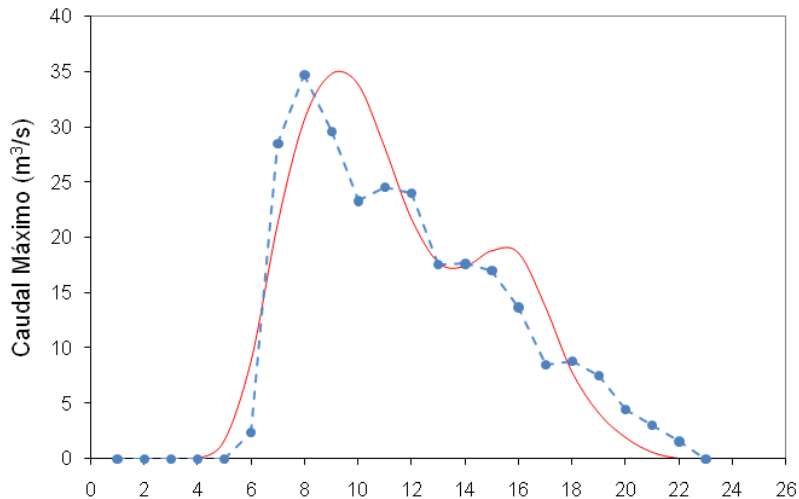
**CUADRO 2.3.4-2
PARÁMETROS DEL HIDROGRAMA UNITARIO**

tp (h)	2,4	Tb (hr)	7,3
qp (L/s/km²/mm)	118,4	Tu	0,44

Fuente: Elaboración propia

Considerando los parámetros anteriores se procedió a realizar una calibración de la Curva Numero en una tormenta registrada en Febrero-2012 en la Estación Río Salado antes de junta con Río Curti. En la Figura 2.3.4-3 se muestra el hidrograma observado y calibrado para la cuenca Río Salado en Juna Curti.

FIGURA 2.3.4-3
HIDROGRAMA UNITARIO AJUSTADO PARA RÍO SALADO EN JUNTA CURTI



Fuente: Elaboración propia

El valor de Curva Numero III calibrado corresponde a 83,5. También se chequeó que el valor de 2,4 hrs permitió generar valores representativos del tipo de crecidas en la zona, en el que las crecidas son de origen repentino y con un tiempo al peak de corta magnitud.

Para determina el caudal máximo asociado a distintos periodos de retorno se considero una duración de 30 horas, considerando que este valor maximiza el peak de la crecida. Sin embargo para estimar el valor del volumen de cada crecida se procedió a utilizar una duración de 3 días, considerando que una tormenta de esta duración permite estimar valores más realistas desde el punto de vista de volúmenes de crecida, debido a la duración de las tormentas en la zona de estudio. En el Anexo Digital 1- 5 HUS se muestran los caudales máximos para el Sitio Turi.

En el Cuadro 2.3.4-3 se muestra el caudal máximo obtenido mediante HUS para los distintos periodos de retorno.

CUADRO 2.3.4-3
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO SEGÚN HUS (M³/S)

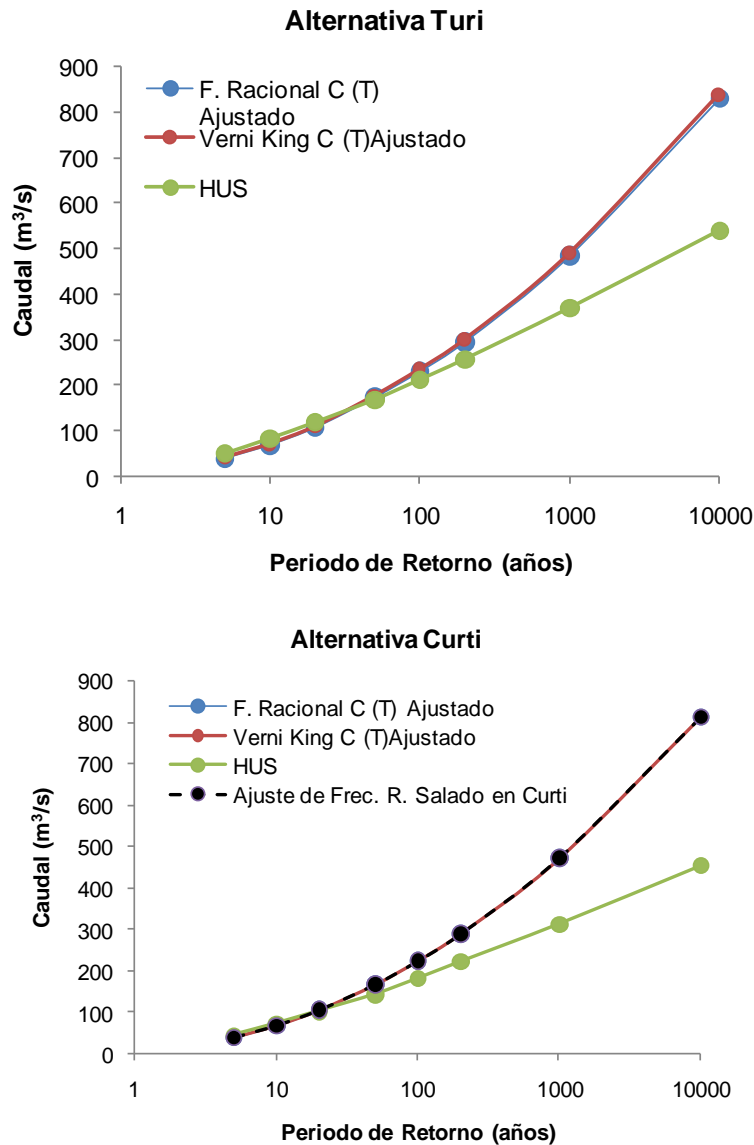
Alternativas	5	10	20	50	100	200	1.000	10.000
Sitio Turi	54	83	114	157	191	226	308	429

Fuente: Elaboración propia

2.3.5. Caudales Adoptados

La estimación del caudal máximo se realizó mediante análisis de frecuencia, Formula Racional, Verni-King e Hidrograma Unitario Sintético. En la Figura 2.3.5-1 se muestran los caudales obtenidos para cada alternativa mediante distintas metodologías.

**FIGURA 2.3.5-1
CAUDALES MÁXIMOS PARA CADA ALTERNATIVA DE ESTUDIO**



Fuente: Elaboración propia

Se adoptaron como definitivos los caudales provenientes de la Formula Racional Ajustados, ya que esta fórmula se ajustó mediante un coeficiente empírico a los resultados del análisis de frecuencia, y presenta los valores con mayor seguridad para los distintos puntos de estudio.

En el Cuadro 2.3.5-1 se muestra el resultado para cada alternativa de embalse, mientras que en el Cuadro 2.3.5-2 se muestran los valores de caudal máximo en Loa en Calama según el Plan Maestro de Aguas Lluvias de Calama, 2001.

**CUADRO 2.3.5-1
CAUDALES MÁXIMOS POR ALTERNATIVA (m³/s)**

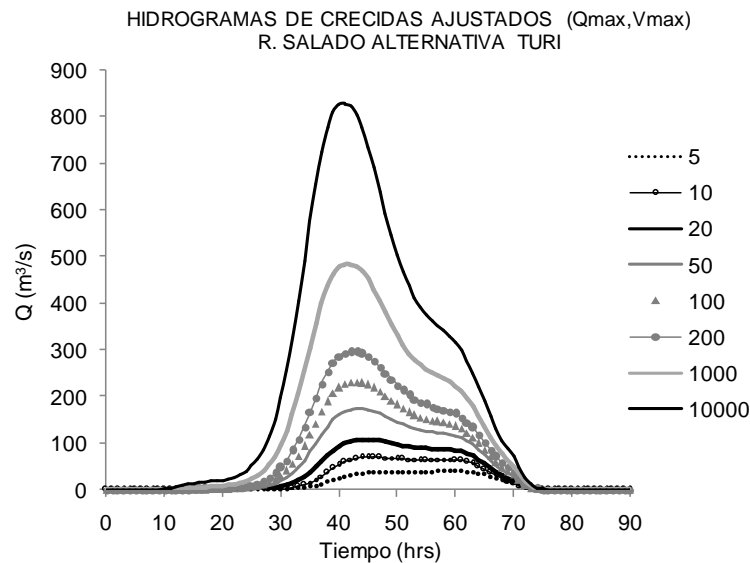
Alternativa	T = 5	T = 10	T = 20	T = 50	T = 100	T = 200	T = 1.000	T = 10.000
Sitio Turi	40	69	107	174	230	295	484	828
Curti	38	67	104	166	222	287	471	811

Fuente: Elaboración propia

2.3.6. Hidrogramas Ajustados

Para generar los hidrogramas de crecida representativos en las distintas zonas de alternativas se procedió a ajustar los hidrogramas de crecidas de 3 días de crecidas al valor máximo del Cuadro 2.3.6-1. En la Figura 2.3.6-1 se muestran los hidrogramas de crecida de la alternativa Río Loa en Turi ajustados a Q_{max} y volúmenes representativos de crecidas asociadas a 3 días de crecidas.

**FIGURA 2.3.6-1
HIDROGRAMAS DE CRECIDA AJUSTADOS**



De esta manera se generaron los Hidrogramas de Crecida que cumplen con el caudal peak máximo y el volumen para distintos periodos de retornos. En el Anexo Digital 4-5 HUS se muestran los valores de cada hidrograma de crecida. De esta manera fue posible generar hidrogramas representativos en volumen y caudal máximo para las zonas de interés del estudio.

2.4. VOLUMEN MUERTO

El objetivo principal de este acápite es cuantificar el Gasto Sólido Total (GST) asociado a las distintas alternativas de embalse. Para ello, se estimaron las principales componentes de este fenómeno, como Gasto Sólido de Fondo (GSF) y Gasto Sólido en Suspensión (GSS). El volumen muerto se calculó como el aporte de ambas componentes que llegan al punto del embalse durante un periodo de vida útil de 50 años.

El enfoque para estimar el Gasto Sólido Total asociado a un punto determinado del río fue el siguiente:

$$\mathbf{GST = GSF + GSS}$$

Donde:

GST : Gasto Total de Sedimentos (kg/s)

GSF : Gasto Arrastre de Fondo (kg/s)

GSS : Gasto Sólidos en Suspensión del Cauce (kg/s)

El Gasto Sólido en Suspensión que proviene de la erosión de la lluvia sobre el suelo, y que llegan al cauce a través del arrastre de la escorrentía superficial, se conoce como lavado de cuenca, por otro lado también el Gasto Sólido en Suspensión está compuesto por partículas del fondo que entran en suspensión por efecto del proceso hidrodinámico del escurrimiento. El Gasto Sólido de Fondo corresponde al que se genera debido a la erosión del río, producto del esfuerzo de corte sobre las partículas que componen el fondo del cauce, este arrastre se transporta de dos formas: como arrastre de fondo propiamente tal, o partículas que durante periodos intermitentes son capaces de entrar en suspensión. Ambos Gastos Sólidos en Suspensión (de lavado de arrastre de fondo) corresponden las mediciones que registran las estaciones sedimentométricas de la Red del BNA-DGA. La estimación del volumen muerto para un horizonte determinado, 50 años, considera el aporte de producción del Gasto Sólido Total de la Cuenca.

En lo que sigue se describen distintitos métodos para estimar ambas componentes. En el Anexo Digital 1-6 se muestra la estimación de producción de sedimento para cada método.

2.4.1. Gasto Sólido Suspendido

2.4.1.1. Método MUSLE

Esta expresión ha sido utilizada para estimar la pérdida de suelo que ocurre producto de la erosión de distintos eventos de precipitación en un año, y sus distintos parámetros se han calibrados y estudiado para diversas zonas. La fórmula general se expresa como:

$$A=11,8*(V*q_p)^{0,56}*LS*C*P$$

Donde:

A = Pérdida de suelo asociada a cada evento [t/ha]

V = Volumen de una crecida [m³]

q_p = Caudal Peak de la crecida [m³/s]

K = Factor erodabilidad del suelo en [ton ha h ha⁻¹ Mj⁻¹ cm⁻¹]

LS = Factor topográfico (función de longitud-inclinación-forma de la pendiente), adimensional.

C = Factor ordenación de los cultivos (cobertura vegetal), adimensional.

P = Factor de prácticas de conservación (conservación de la estructura del suelo), adimensional.

En el Anexo 1-6 Volumen Muerto se muestran los valores adoptados para el sitio de Embalse Turi. En el Cuadro 2.4.1.1-1 se muestra el valor estimado, en cuanto a volumen acumulado en 50 años de vida útil:

CUADRO 2.4.1.1-1
VOLUMEN ESTIMADO MEDIANTE MUSLE

	Turi
Vol. 50 años (hm³)	5,9
Ef. Atrape	80%
Volumen T (hm³)	4,8

Fuente: Elaboración propia

2.4.1.2. Tasa Ayquina

La estación sedimentométrica Ayquina cuenta con registros de gasto sólido suspendido. Los registros de gasto sólido en suspensión se ajustan a una curva del tipo:

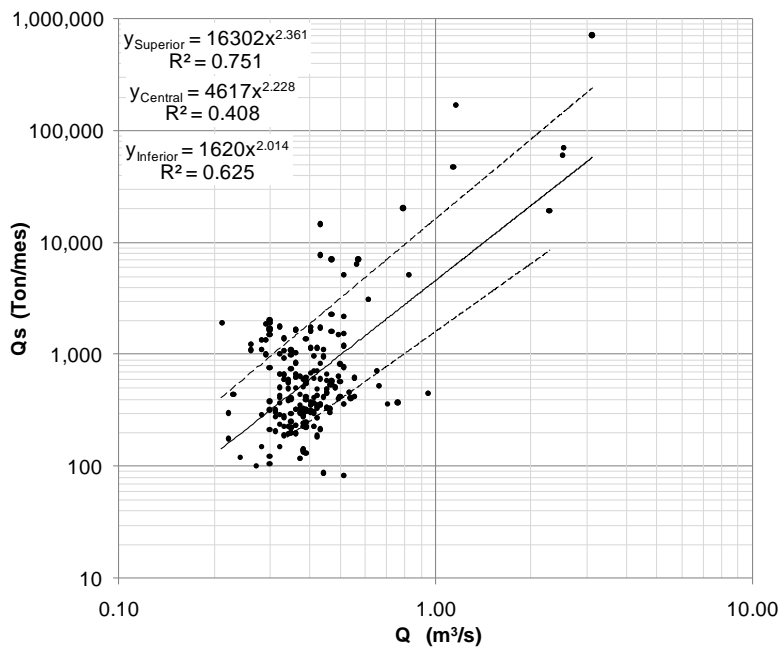
$$Q_s = a \cdot Q^b$$

Donde a y b corresponden a parámetros que dependen de las características geomorfológicas de la cuenca, del tipo de cobertura y del tipo de suelo, Q_a corresponde al gasto sólido (ton/d) y Q_l al gasto líquido (m^3/s). En la Figura 2.4.1.2-1 se muestra el ajuste de tres líneas de tendencia.

Estos valores permiten estimar la producción de sedimentos asociada a distintas tendencias de producción. Si bien estos valores corresponden a mediciones puntuales, se puede suponer constante la tasa de erosión y estimar el valor del volumen producido para las diferentes alternativas. En el Cuadro 2.4.1.2-1 se muestran los valores estimados para las distintas alternativas.

Al suponer constante la tasa de erosión podrían estar cometiéndose errores de sobreestimación para las alternativas de mayor área, ya que generalmente la tasa tiende a disminuir a medida que aumenta el área, esto debido a que el arrastre de sólidos no alcanza a llegar al cauce mientras aumenta el área y la distancia de recorrido.

FIGURA 2.4.1.2-1
TENDENCIAS DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTO EN SUSPENSIÓN
ESTACIÓN SEDIMENTOMÉTRICA AYQUINA



Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 2.4.1.2-1
PARÁMETROS DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS**

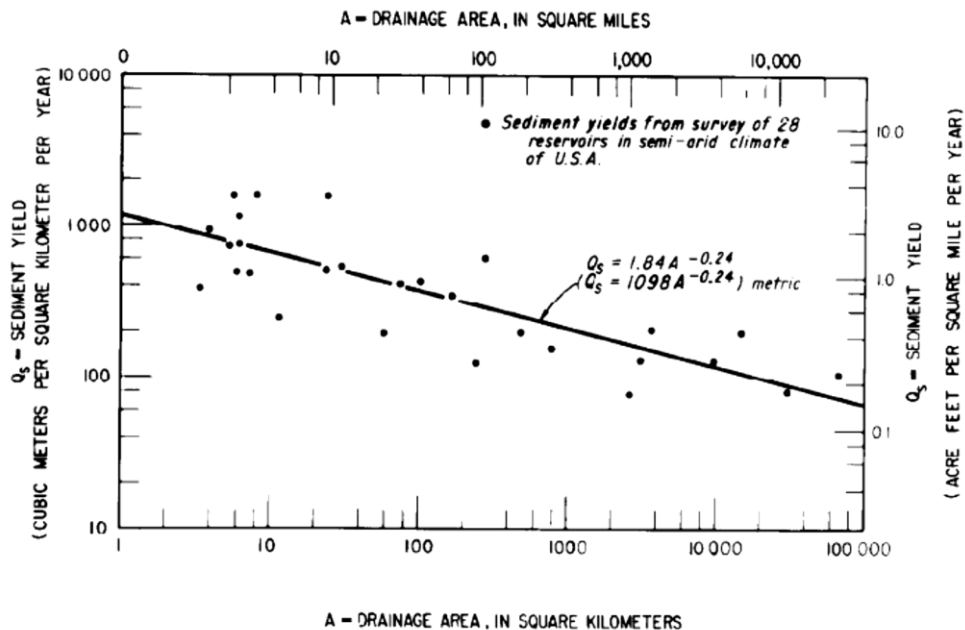
		Turi
Área	km ²	1,080
Tend. Media	m ³ /km ² /año	57
Vida Útil	años	50
Vol. T.med.	hm ³	3,1
Eficiencia Atrape		0,8
Vol. T.med.	hm ³	2,4

Fuente: Elaboración propia

2.4.1.3. MÉTODO USBR

La expresión de la USBR (1974), se obtuvo de correlacionar la producción de sedimento asociada a 28 cuencas de clima semiárido, tal como se muestra en la Figura 2.4.1.3-1.

**FIGURA 2.4.1.3-1
PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS VS ÁREA SEGÚN USBR**



Fuente: USBR, 1974

En el Cuadro 2.4.1.3-1 se muestra el gasto sólido en términos volumétricos asociado a la zona de embalse.

CUADRO 2.4.1.3-1
GASTO SÓLIDO Y VOLUMEN MUERTO ASOCIADO A 50 AÑOS DE VIDA ÚTIL

		Turi
Área	km²	1.080
Área Pp	%	75
Tend. Media	m³/km²/año	154
Tend. Media	t/km²/año	254
Vida Útil	años	50
Vol. T.med.	hm³	8,3

Fuente: Elaboración propia

2.4.1.4. Relación Gasto Sólido Suspendido / Gasto Arrastre de Fondo

La estimación del gasto de arrastre de fondo se realiza mediante la relación que existe entre el gasto sólido suspendido y el gasto de arrastre de fondo (GSS/GSF). En el Cuadro 2.4.1.4-1 se muestra la relación que existe para diferentes cuencas según diferentes estudios.

CUADRO 2.4.1.4-1
RELACIÓN GSF/GSS SEGÚN TASAS REGIONALES

CUENCA	Gasto Sólido Suspendido	Área Cuenca	Producción Específica	Gasto Sólido de Fondo	Área Cuenca	Producción Específica	G.S.Fondo/ G.S.Susp.	Antecedente
	(t/día)			(t/día)		(t/día/km ²)		
Aconcagua	-	-	0,66	-	-	0,33	50%	CICA,1982
Aconcagua	2055	2060	1,00	349	2060	0,17	17%	Benítez, 1977
Maipo	11233	4968	2,26	2808	4968	0,57	25%	CNR, 1984
Cachapoal	8723	6841	1,28	279	6841	0,04	3%	ENDESA,1984
Tinguiririca	4981	3089	1,61	204	3089	0,07	4%	ENDESA,1984
Maule(Colbún)	6800	4542	1,50	646	4542	0,14	10%	ENDESA,1977
Melado	2795	2261	1,24	266	2261	0,12	10%	ENDESA,1978
San Juan Quirihue	143	240	0,59	14	240	0,06	10%	SIGA,2008
R. Salado Ayquina	196	805	0,26	-	-	-	-	Est. Ayquina

Fuente: JRI, 2008, Modificado

La relación que existe entre el Gasto de Arrastre de Fondo y el Gasto Sólido Suspendido presenta un valor máximo para el Aconcagua, estimado entre un 17% y un 50%, se debe tener en cuenta que el Aconcagua corresponde a una cuenca que se origina en la Cordillera de Los Andes y que posee influencia de zona nival. Para el resto de las cuencas se observa una relación entre el 3% y el 25%. La cuenca en estudio, corresponde a una cuenca de régimen pluvial que se origina en la cordillera de los Andes. Adoptar un valor de 20 % como representativo de la cuenca delimitada por la ubicación de embalse en las zonas de embalse se considera como un valor razonable. En el Cuadro 2.4.1.4-2 se muestra el

Gasto de Fondo estimado según la relación adoptada. Las metodologías propuestas por la USBR, y las tasas regionales consideran la producción sólida total que la cuenca aporta al reservorio (gasto en suspensión y de arrastre) y presentan valores de producción de sedimento muy alto, por lo que no se consideran para sumar el gasto de arrastre de fondo.

**CUADRO 2.4.1.4-2
GASTO SÓLIDO SUSPENDIDO Y GASTO SÓLIDO FONDO (hm³)**

Alternativa	Volumen GSS		Volumen GSF	
	MUSLE	Tasa AYQUINA	0.2*MUSLE	0.2*Tasa Ayquina
Turi	3,6	5,2	0,71	1,05

Fuente: Elaboración propia

2.4.2. Volumen Sólido Suspendido y de Fondo Adoptados

Los valores obtenidos por el método de la USBR sobrestiman los valores de tasa estimada mediante MUSLE y la tasa de Ayquina, por lo que solo se considera como un valor de referencia y no es posible adoptarlo como tasa de diseño.

En el Cuadro 2.4.2-1 se muestran los valores de volumen muerto adoptado para el sitio de Turi, en el que se adopta el promedio entre el Volumen Muerto obtenido mediante las metodologías de Ayquina y MUSLE.

**CUADRO 2.4.2-1
VOLUMEN MUERTO ADOPTADO PARA TURI (HM³)**

Alternativa	Volumen G.S.S. Hm3	Volumen G.S.F. Hm3	Volumen G.S.F.+G.S.F. Hm3
Turi	3,60	0,72	4,32

Fuente: Elaboración propia

3. ESTUDIOS DE TERRENO

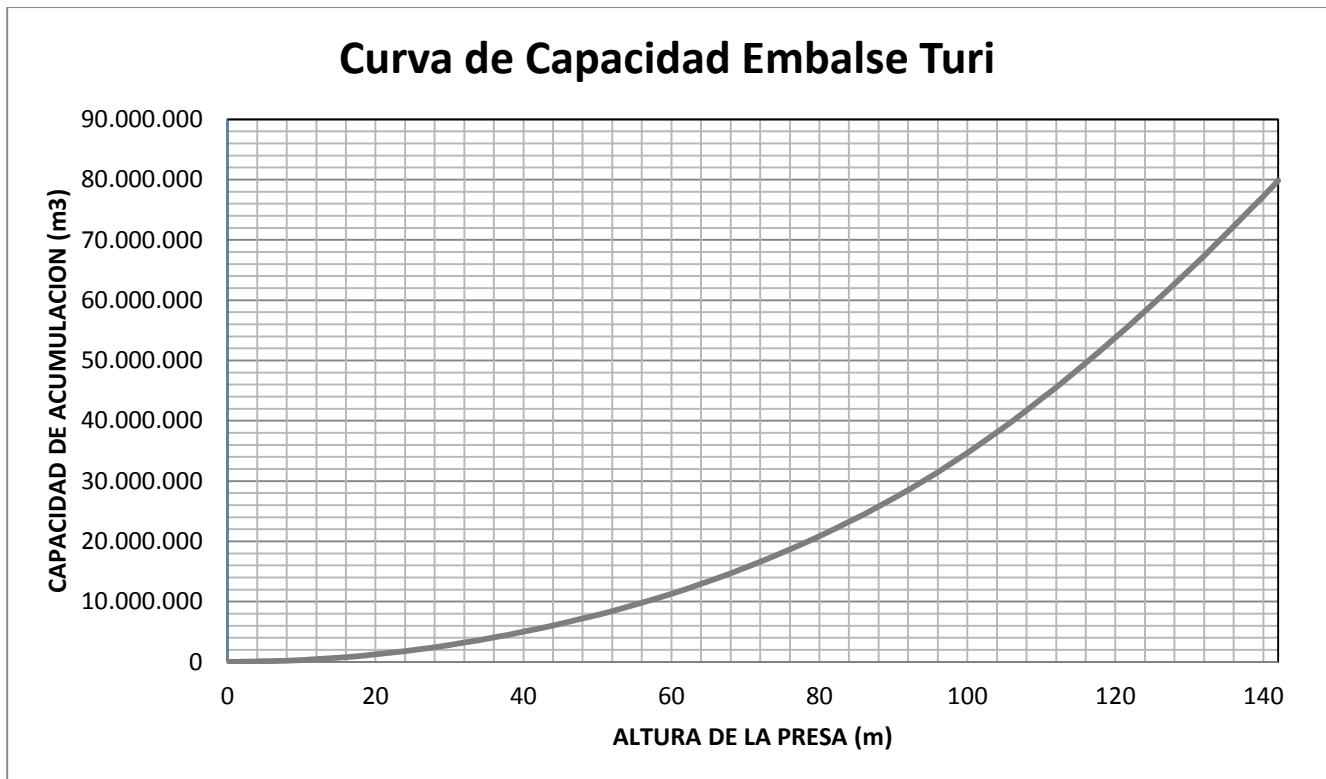
3.1. RESTITUCION AEROFOTOGRAMETRICA

Los antecedentes necesarios para el diseño a nivel de perfil se obtuvieron de la restitución realizada al río Salado escala 1:5.000 realizada en este estudio que cubrió el sector del río Salado denominado Turi.

3.1.1. Curva de Embalse

Con los antecedentes disponibles se generó la curva de embalse la cual se muestra en la figura 3.1.1-1

FIGURA 3.1.1-1
CURVA DE CAPACIDAD EMBALSE TURI



FUENTE: RESTITUCION AEROFOTOGRAMETRICA AÑO 2013

En función de la curva de capacidad se estudiarán tres tamaños de embalse en función de la altura H para la confección de la curva de costos, según lo anterior las alturas a estudiar serán 66 m (altura útil de 60 m y volumen total de 11,3 Hm), 86 m (altura útil de 80 m y volumen total de 20,9 Hm) y 106 m (altura útil de 100 m y volumen total de 34,7 Hm). Se

considera una altura máxima de 100 m debido a que no es recomendable del punto de vista de costos presas de mayor altura.

3.2. MECANICA DE SUELOS

3.2.1. DETERMINACION DEL TIPO DE PRESA A UTILIZAR

Básicamente se piensa en una presa CFGD esto debido a que existen abundantes empréstitos de gravas cerca del tipo GP (Gravas pobremente graduadas). La inclinación de los taludes que constituirá el muro del embalse serán de aproximadamente V: H = 1.0: 2.0 para el talud de aguas arriba y V:H = 1,0:2,0 para el talud de aguas abajo, según los antecedentes disponibles de la fundación se presenta roca según la estratigrafía del sondaje de 50 m de profundidad realizado en el lecho de la zona de emplazamiento según lo indicado en la Figura 3.2.1-1.

**FIGURA 3.2.1-1
ESTRATIGRAFIA SONDAJE SITIO TURI EN EL CENTRO DEL VALLE**

H	COTAS LIMITES (m)		ESPESOR (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL
	DE SDE	HASTA		
1	0.00	0.80	0.80	Roca de aspecto Sedimentario, compuesta por un Conglomerado de matriz de Areno Limosa, con abundante carbonatos y sales de color blanquizzo, altamente cementados, de estructura porosa.
2	0.80	50.00	49.20	Roca de aspecto Sedimentario, fracturada y medianamente alterada, color marrón claro, dureza media, fracturas en matriz Areno Limosa de apariencia Conglomerados con incrustaciones de Gravas sub angulares, tamaño máximo 1" y disminuyendo con la profundidad, se observan poros aislados, abundantes fracturas en planos diversos al inicio del estrato y disminuyendo gradualmente con la profundidad, en cota final de 49,50 a 50,00 m, se observa baja cementación y aumento de alteración del estrato.

En función de los resultados del sondaje para el control de las filtraciones por debajo del muro, se dispondrá de la Pared Moldeada, que inicialmente deberá alcanzar una profundidad media de 20,0 m de modo de alcanzar la roca fracturada.

Adicionalmente en los estribos del muro, se realizarán inyecciones para el llenado de las grietas. Estas se realizarán en una línea, utilizando lechada de cemento, relación a/c = 0,7. La profundidad máxima de la inyección, disminuirá proporcionalmente con la altura de agua del embalse, partiendo en 20 m de profundidad bajo la pared moldeada, en las laderas cercanas al fondo del valle, para quedar con un mínimo de 2,0 m, a nivel de la altura máxima de aguas.

4. PREDISEÑO DE EMBALSE

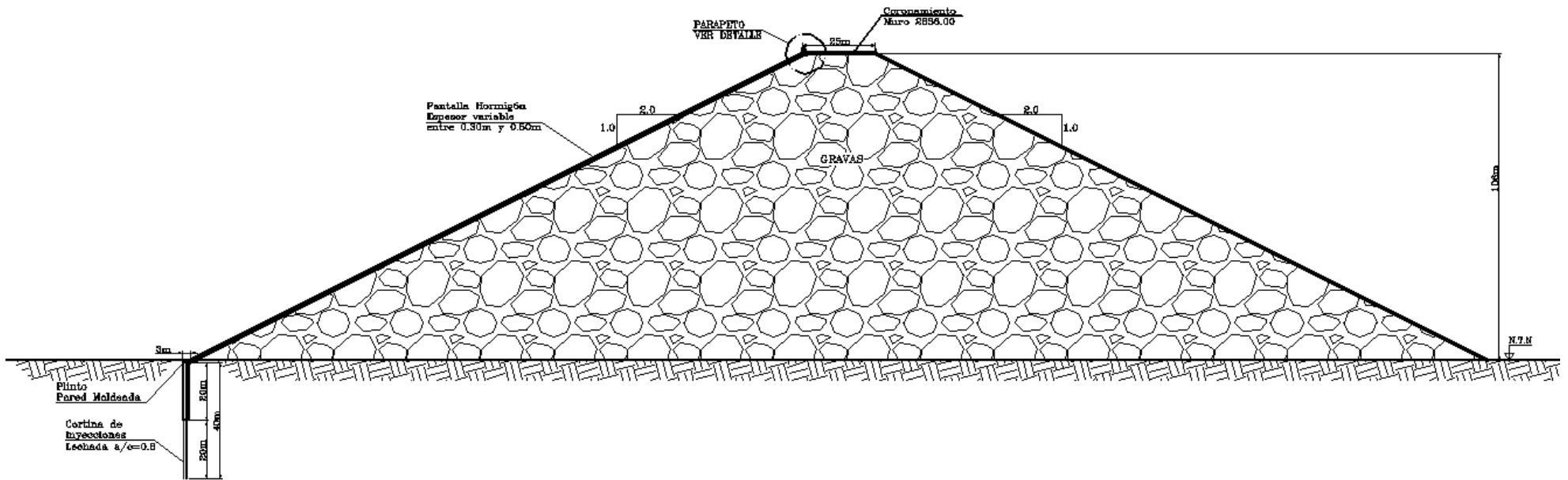
4.1. MURO DE EMBALSE

De acuerdo con el estudio geotécnico, se ha definido las siguientes dimensiones y características del muro del embalse:

- Tipo de presa: presa del tipo CFGD, de 106.0 m de altura máxima, constituida por un relleno compactado de material gravoso con cara de hormigón por aguas arriba, plinto para anclar a la roca los estribo.
- La inclinación de los taludes que constituirá el muro del embalse serán de aproximadamente V: H = 1.0: 2.0 para el talud de aguas arriba y V: H = 1.0: 2.0 para el talud de aguas abajo.
- Ancho de coronamiento mínimo de la presa de 25.0 m.
- Se considera pared moldeada de 20 m de profundidad para evitar filtraciones de la presa por el fondo, mas cortinas de inyecciones para evitar filtraciones hasta una profundidad de 1/2 de la altura del muro medida desde el valle.

En el diseño de las obras anexas se consideró el cálculo de estas para el mayor tamaño de embalse, esta simplificación obedece a que la diferencia de costos de las obras anexas para los tres tamaños es despreciable ya que solamente varían en forma muy acotada los costos del dissipador de energía.

FIGURA 4.1-1
CORTE TIPICO MURO EMBALSE



4.1.1. Cálculo de la revancha

La altura total del embalse, corresponde a la altura del volumen muerto, más el volumen útil y más la revancha. La revancha se desglosa en las partes siguientes:

- Vertedero: Hd (m)
- Rev. Asentamiento: r1 (m)
- Rev. por Ola: r2 (m)
- Rev. de cierre (factor de seguridad): r3 (m)

A continuación, se detalla el cálculo de la revancha del embalse, la cual se aplica a los 3 diferentes tamaños de embalse.

4.1.1.1. Altura de Agua Sobre Umbral (Hd)

La altura de agua sobre el umbral se determina a partir de la ecuación de gasto del vertedero:

$$Q = m \cdot L \cdot h_d \sqrt{2 \cdot g \cdot h_d} ; g, m, l \text{ son constantes}$$

Q : caudal de salida [m^3/s] Donde:

L : ancho del vertedero [m]

h : altura de agua del embalse sobre la cota del vertederero [m]

m : coeficiente de gasto

Se adoptado un valor de caudal de diseño de 488 m^3/s , equivalente a un período de retorno de 1.000 años. El Cuadro 4.2.1-1 muestra los parámetros y resultados obtenidos por el cálculo.

CUADRO 4.1.1.1-1
CALCULO DE LA ALTURA SOBRE EL UMBRAL

Parámetro	Unidad	Magnitud
Q	m^3/s	488
m	m	0.45
L	m	50
g	m/s^2	2.89
Hd	m	9.81

Como se observa la altura de agua sobre el vertedero con una crecida milenaria sería de 2.89 metros. En el Anexo 3 se presentan los cálculos en detalle.

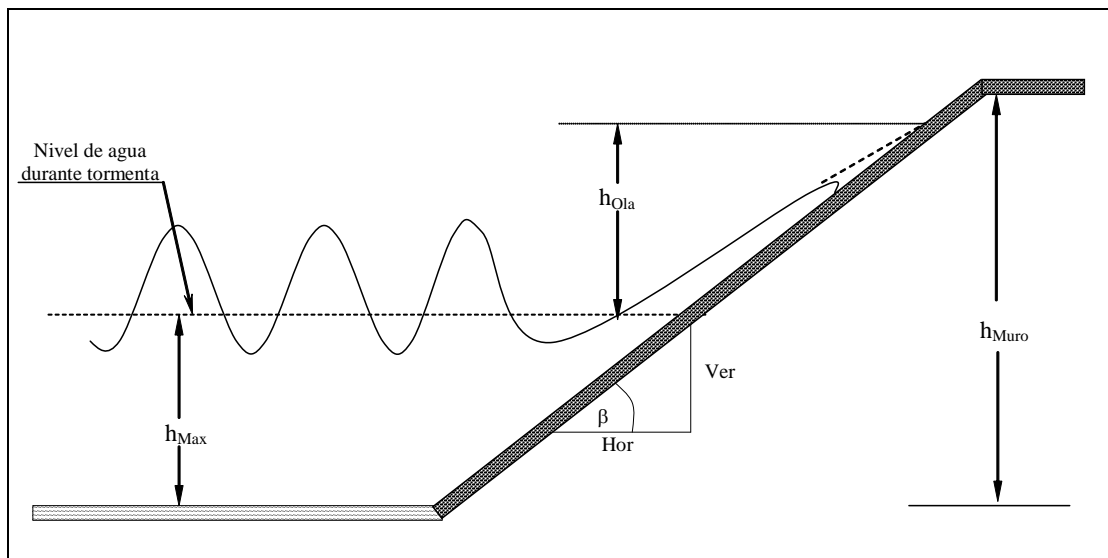
4.1.1.2. Revancha por Asentamiento del Muro y Fundación (r1)

A partir de la experiencia de varias presas de CFGD, se considera una altura de prevención de 1 en 100 (0,01) de la altura de agua a capacidad normal o un mínimo de 0,10 m. De esta manera, el muro más alto resulta de 100 m por lo que la revancha se evalúa en 1,00 m.

4.1.1.3. Revancha por Oleaje (r2)

La altura de oleaje se refiere al nivel sobre la superficie libre máxima que alcanza una ola después de reventar sobre el talud de aguas arriba durante una tormenta (h_{ola}), tal como se muestra en la Figura 1.4.2.3-1

FIGURA 4.1.1.3-1
REVANCHA POR OLEAJE



Fuente: Elaboración propia

En la determinación de la revancha, se requiere conocer las siguientes variables:

- Dirección de diseño del viento
- Fetch efectivo
- Velocidad de diseño del viento sobre el agua
- Duración mínima del viento

Las variables anteriormente indicadas se obtienen a partir de los registros meteorológicos, sin embargo, si no se disponen de ellos, como es el caso de este estudio, existen recomendaciones con los cuales se determinan resultados más conservadores:

- **Dirección del Viento:** La dirección del viento se puede suponer fijando el punto en la línea de la ribera opuesta según el mayor trecho del espejo de agua del embalse desde el sitio de la presa,
- **Fetch Efectivo:** Se traza la línea central (o línea de diseño) a partir del punto medio de la presa hasta el punto de la ribera opuesta que da la mayor longitud en el espejo del agua

Luego se trazan 7 líneas radiales con ángulos de 6° entre sí a ambos lados de la línea central. Aplicando la ecuación del Fetch efectivo, se obtuvo 0,394 millas (633 m). En el Anexo digital 3 se presenta el detalle de este cálculo.

Velocidad de Diseño: Como el valor del Fetch efectivo es menor a 1 milla, se sugiere una velocidad de viento sobre la mayor longitud desde la presa a la ribera opuesta, velocidad que es igual a 50 mph. Este valor está basado en las recomendaciones para la estimación de la revancha o borde libre mínimo del Bureau of Reclamation, en su publicación técnica Diseño de Presas Pequeñas.

Se consideran las expresiones empíricas para determinar la altura debido al oleaje. El Fetch (F) se expresa en millas, la altura debido al oleaje (h_{ola}) en pies y la velocidad del viento en mph. Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 4.1.1.3-2

**CUADRO 4.1.1.3-2
ALTURA DE OLA**

Autor	Altura	
	Pie	m
Stevenson	2.65	0.8074
Molitor	2.46	0.7509
Creager	1.36	0.4148
Bur. of Rec.	3.13	0.9537

Fuente: Elaboración propia

Se adopta el valor de altura máxima de ola, que corresponde al valor determinado por el método de Bureau of Reclamation. La revancha en sí, corresponde a un 50% (factor de seguridad) sobre la altura máxima calculada: $r_2=0,95 \max(h_{ola})$, con lo que se tiene una revancha por ola de 1,431 m, que se aproxima a 1,5 m. Los cálculos se presentan en el Anexo 3

4.1.1.4. Revancha de Cierre (r3)

Se ha considerado una revancha adicional calculada como el 14% de la altura Hd, el resultado es 0,37 m como factor de seguridad del embalse. Los cálculos se presentan en el Anexo 1-1.

4.1.1.5. Revancha Total Adoptada

La Revancha total se obtuvo para la crecida de diseño de 1.000 años y fueron verificadas para la crecida de 10.000 años. Se consideró una altura de vertedero y de coronamiento tal que la crecida de 10.000 años no generase daños en la presa y fuera capaz de evacuarse completamente. La memoria de cálculo del Anexo 3 muestra los valores obtenidos.

Finalmente, el Cuadro 4.1.1.5-1 se presenta la revancha total adoptada.

**CUADRO 4.1.1.5-1
REVANCHA TOTAL ADOPTADA**

Parámetro	Valor
Vertedero: Hd (m)	2.89
Rev. Asentamiento: r1 (m)	1.00
Rev. por Ola: r2 (m)	1.50
Rev. de cierre (factor de seguridad): r3 (m)	0.40
Revancha Total (m)	5.79
Revancha Total Adoptada (m)	7.50

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Cotas relevantes del embalse

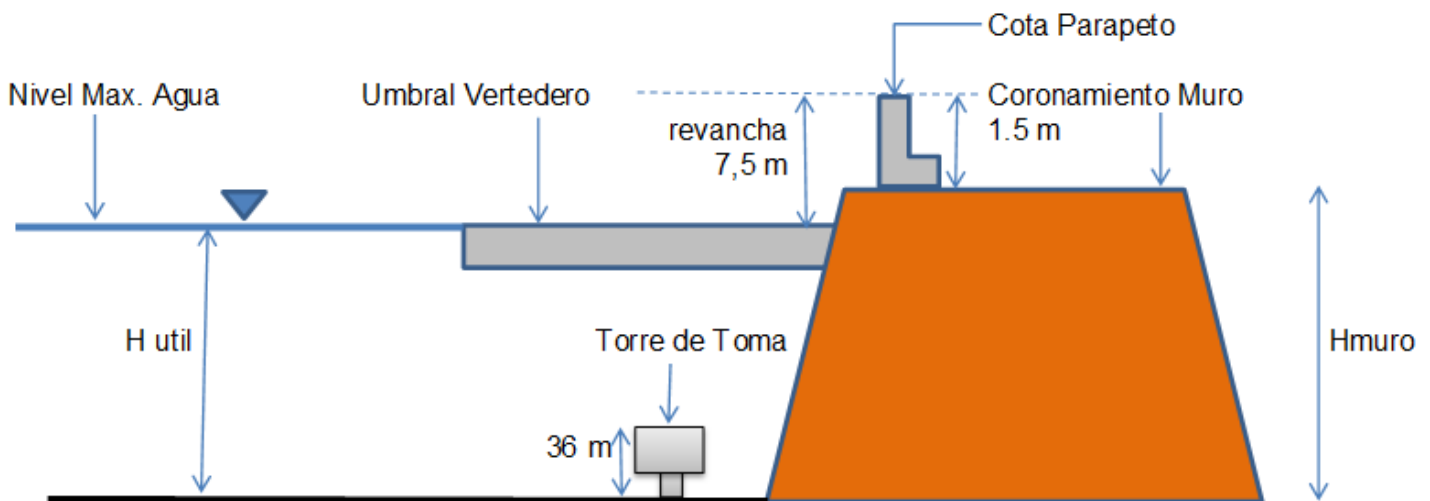
Sobre la base de los cálculos anteriores se elaboraron tres diseños asociados a tres tamaños de embalse según el cuadro 4.1.2-1. En este cuadro, se definen las características geométricas del muro y sus cotas relevantes.

CUADRO 4.1.2-1
COTAS RELEVANTES DE DISTINTOS TAMAÑOS DE MURO
EMBALSE TURI RIO SALADO

Altura Útil (m)	Cota tope muro parapeto	Cota del Coronamiento muro	Cota Umbral Vertedero	Cota Coronamiento	Altura muro (m)
60.0	2797.5	2796.0	2790.0	2796.0	66.0
80.0	2817.5	2816.0	2810.0	2816.0	86.0
100.0	2837.5	2836.0	2830.0	2836.0	106.0

Se destaca la utilización de un muro parapeto para lograr la revancha de 7 m, la finalidad de este parapeto de hormigón es disminuir la altura del muro del embalse. A continuación, en la figura 4.1.2-1 se muestra en forma grafica las cotas definidas para los distintos escenarios propuestos.

FIGURA 4.1.2-2
ESQUEMA DE UBICACIÓN COTAS RELEVANTES DE DISTINTOS TAMAÑOS DE MURO
EMBALSE TURI – RIO SALADO



Datos comunes a todos los tamaños de embalse

- Revancha Total: 7.50 m
- Altura del muro parapeto sobre el coronamiento: 1.50 m
- Cota de entrada de agua de la torre de toma: 2766,0
- Volumen muerto: 4.5 Hm³

4.2. OBRA DE EVACUACIÓN DE CRECIDAS

4.2.1. Descripción

La obra de evacuación de crecidas consta de tres elementos principales, el vertedero, el canal colector y de conducción, y el rápido de descarga con dissipador. Debido que para todos los tamaños de embalse el caudal en crecida a evacuar es similar, el cálculo del vertedero, canal colector y de conducción es el mismo, salvo el diseño del rápido de descarga y dissipador.

4.2.2. Vertedero

El vertedero diseñado corresponde a uno libre, es decir, sin compuertas de regulación, de ubicación frontal y recta. El tipo de vertedero seleccionado correspondió al vertedero de tipo Ogee debido a su mayor eficiencia en la descarga al adoptar la forma de la lámina de agua en su talud aguas abajo, tal como se propone en el U.S. Bureau of Reclamation (USBR).

La ubicación del vertedero de crecidas se determinó mediante los estudios de mecánica de suelos y resultados de los sondajes realizado en ambas laderas donde se ubicarán los estribos del muro del embalse, siendo recomendada su ubicación sobre la ladera del estribo derecho del embalse, básicamente por la presencia de roca y porque los taludes en la ribera izquierda no son tan verticales como los de la ribera derecha, con lo cual resulta un menor volumen de excavación en roca.

En los planos adjuntos se muestra el detalle del vertedero y del canal de descarga.

4.2.2.1. Diseño Hidráulico Vertedero

La altura de agua sobre el umbral se determina a partir de la ecuación de gasto del vertedero:

$$Q=C L Hd \sqrt{2g Hd}$$

Donde:

- Q : Caudal de entrada al vertedero, 488 (m³/s)
- Hd : Altura sobre umbral del vertedero (m)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- L : Longitud del vertedero, de 50 (m)
- C : Coeficiente de gasto variable

Hd resulta ser de 2,89 m

La estructura se definió de una altura de 2,0 m, El talud aguas arriba se diseñó con H:V=1:3, En el diseño de la forma del vertedero se han utilizado los gráficos recomendados por el USBR¹, de modo que se obtuvieron las dimensiones características del vertedero, que se presenta en el cuadro 4.2.2.1-1.

**CUADRO 4.2.2.1-1
RESUMEN DIMENSIONES VERTEDERO**

Q (m ³ /s)	He (m)	Hd (m)	P (m)	R1 (m)	R2 (m)	Xc (m)	Yc (m)	Ec. Umbral
488	2.75	2.515	2	1.542	0.520	0.63	0.21	Y = -0.21 X ^{1,88}

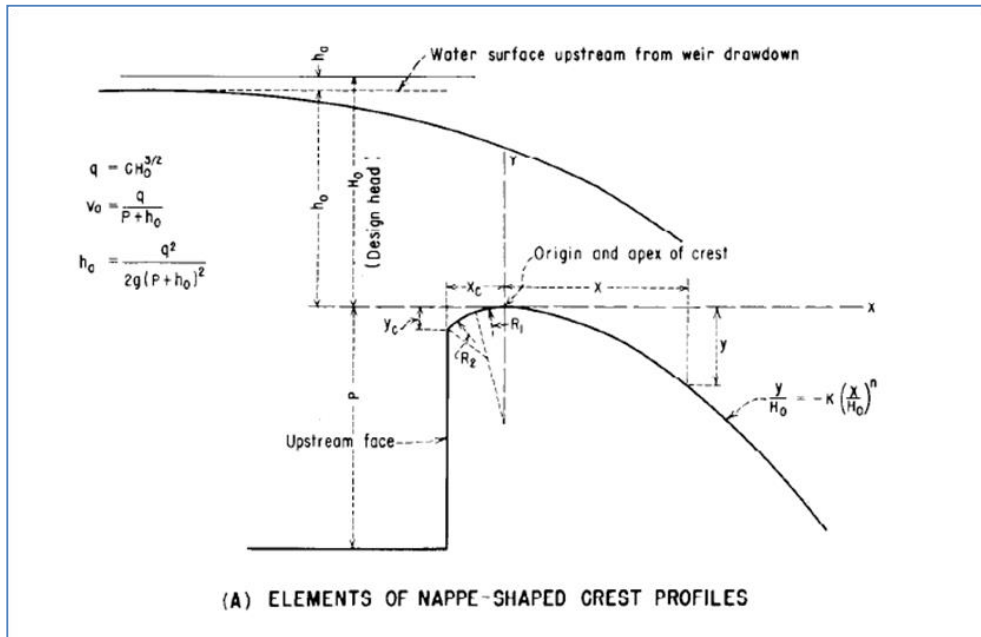
Donde:

- Q : Caudal de diseño asociado a un periodo de retorno de 1,000 años
- He : Altura de energía sobre umbral
- Hd : Altura de agua sobre umbral
- P : Altura del vertedero
- R1 : Radio de curvatura del talud aguas arriba
- R2 : Radio 2 de curvatura del talud aguas arriba
- Xc : Longitud del tramo curvo superior del talud aguas arriba
- Yc : Altura del tramo curvo superior del talud aguas arriba

En la Figura 4.2.2.1-1 se presenta la solución geométrica parametrizada del vertedero:

¹ Fig. 187: Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora

FIGURA 4.2.2.1-1
ESQUEMA DEL VERTEDERO. (FUENTE: USBR DESIGN OF SMALL DAMS, FIG. 9-21)



De acuerdo con la figura 9-21 del USBR (1 de 2 y 2 de 2), las relaciones y gráficos de cálculo se reproducen en las figuras 4.2.2.1-2 y 4.2.2.1-3 siguiente

FIGURA 4.2.2.1-2
ELEMENTOS DE DISEÑO DE VERTEDEROS.
(USBR DESIGN OF SMALL DAMS, FIG. 9-21)

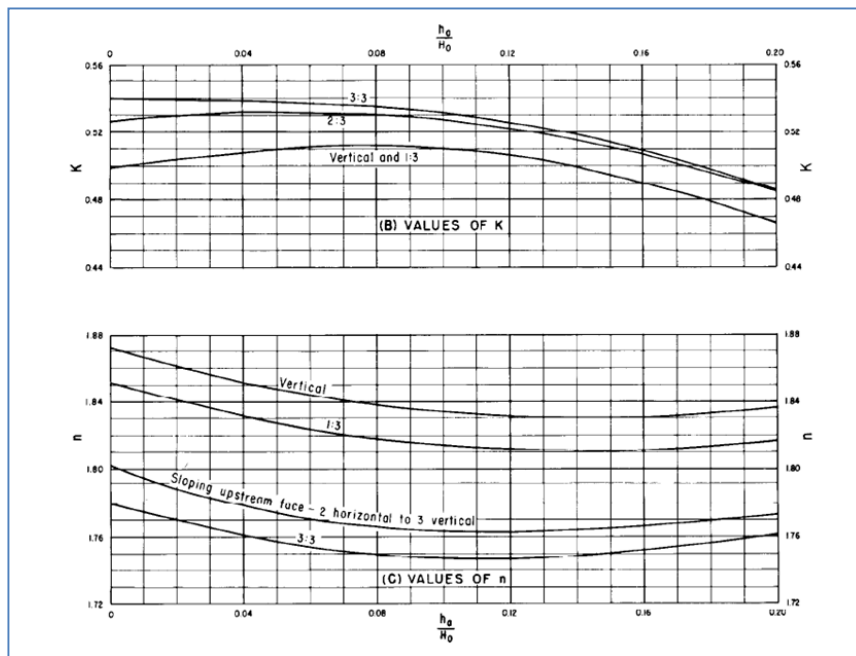
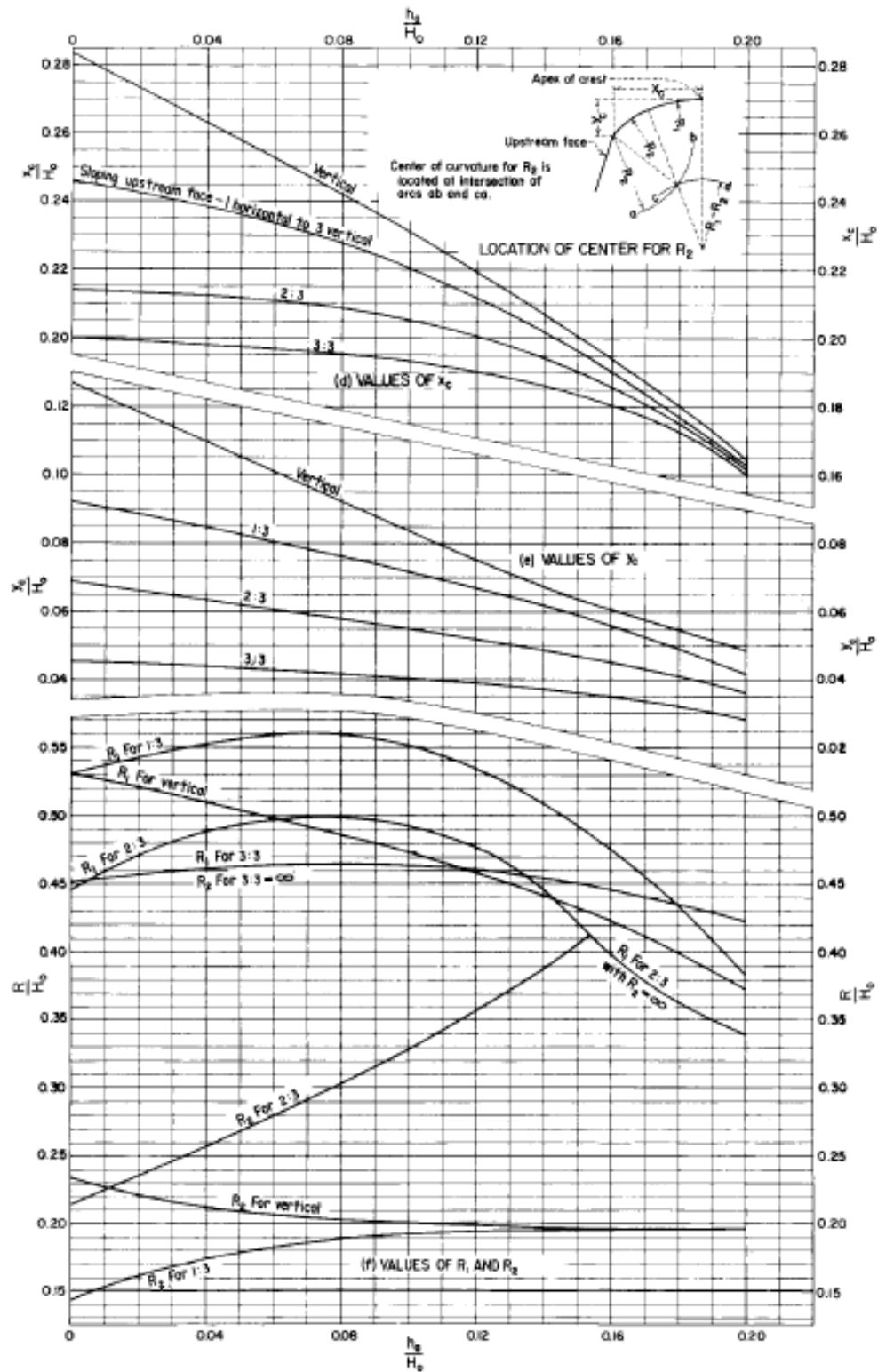


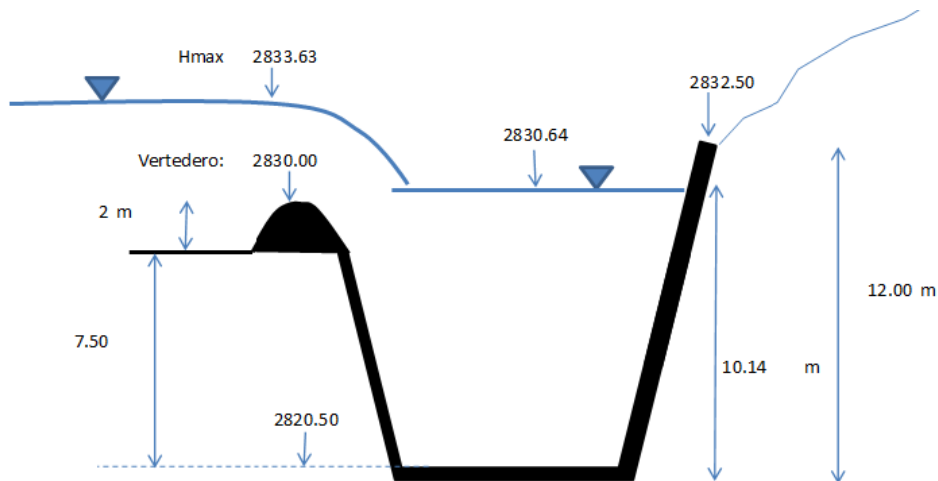
FIGURA 4.2.2.1-3
ELEMENTOS DE DISEÑO DE VERTEDEROS. (USBR DESIGN OF SMALL DAMS)



En la figura 4.2.2.1-4 siguiente se ilustra la geometría general del vertedero, con las cotas correspondientes al escenario N° 5.

En el canal colector, de ancho variable de 7 m a 14 m y taludes 1:2, la cota de aguas máximas con el caudal de diseño es de 10,40 m, quedando a aproximadamente 2 m bajo la cota de vertimiento, con lo cual el flujo se independiza el flujo hacia aguas abajo.

**FIGURA 4.2.2.1-4
GEOMETRÍA GENERAL DEL VERTEDERO
PARA Hmuro = 106 m**



4.2.3. Descripción de Obras

En la figura 3.2.2.2-1 se ilustra la ubicación de las obras que componen el evacuador de crecidas del embalse aguas abajo del vertedero, donde se distinguen los elementos siguientes:

- 1) Canal colector, estructura de hormigón armado de ancho variable de 7 m a 14 m y talud $k=1/2$ y longitud de 50 m.
- 2) Grada de control de 1,2 m de alto y 14 m de ancho.
- 3) Canal de descarga de largo variable con un ancho de 14 m y taludes $k = 1/2$
- 4) Rápido de descarga de ancho 20 m y largo variable
- 5) Colchón, tipo USBR tipo II de 60 m de longitud y 20 m de ancho.
- 6) Sección del río aguas abajo, con altura normal de 3,0 m. Se consideró una sección rectangular de 100 m de ancho y taludes 1:1. En la figura 4.2.3-1 se detalla el cálculo de esta altura normal.
- 7) Grada de subida para controlar el resalto.

FIGURA 4.2.3-1
 GEOMETRÍA DEL VERTEDERO HACIA AGUAS ABAJO DEL CANAL COLECTOR PARA Hmuro = 106 m

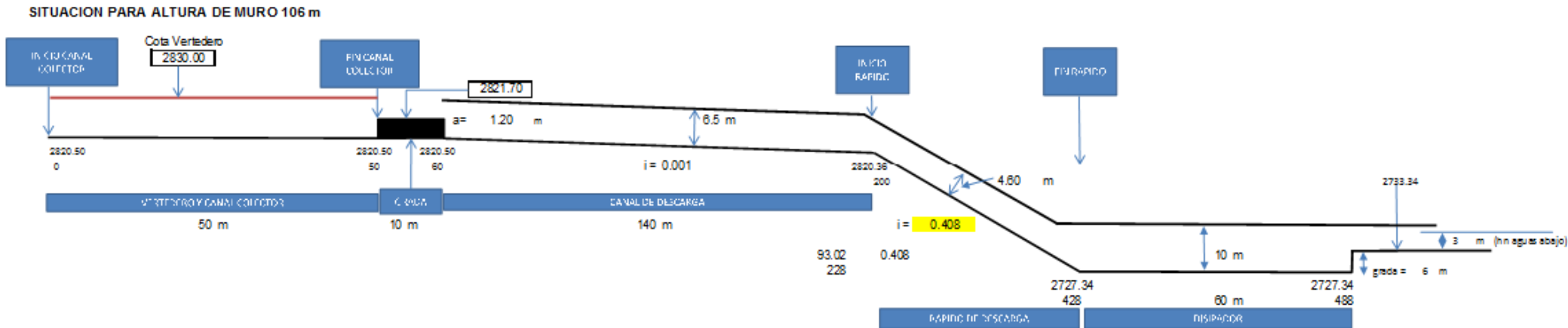


FIGURA 4.2.3-2
CÁLCULO DE ALTURA NORMAL SECCIÓN DEL RÍO AGUAS ABAJO

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: Proyecto:
Tramo: Revestimiento:

Datos:

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

Resultados:

Tirante normal (y): m
Área hidráulica (A): m²
Espejo de agua (T): m
Número de Froude (F):
Tipo de flujo:

Perímetro (p): m
Radio hidráulico (R): m
Velocidad (v): m/s
Energía específica (E): m-Kg/Kg

Cuidado velocidad erosiva

Calculador Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ejecuta las operaciones 14:35 05-12-2012

4.2.3.1. Canal Colector

La sección del canal es variable, y depende del resultado de diversas combinaciones de alturas de agua y de muros recomendables para el proyecto, pendiente del canal y taludes de las paredes. En el caso de este proyecto, se estimó adecuado considerar para ambos taludes la relación 1:2 (H:V). Se probaron distintas relaciones de ancho inicial y final del canal, entre 20,25 y 30 m. Finalmente se adoptó para el canal colector un ancho inicial $b = 7$ m y ancho final $b = 14$ m y una pendiente de 0 %.

4.2.3.2. Canal de Descarga

Por razones topográficas entre el fin del canal colector y el inicio del rápido de descarga se desarrolla un canal denominado de control que tiene una longitud variable aproximadamente, tramo en que se desarrolla una curva que permite orientar el flujo en el sentido del río.-Las condiciones que se imponen sobre este canal de control determinarán también las condiciones de operación del canal colector. La zona de control se ubicará al inicio del canal, en donde se ubicará una grada. Aguas abajo del canal de descarga se ubica una transición que permitirá llevar los taludes del canal desde 1:2 (H/V) a vertical al inicio del rápido.

4.2.3.3. Rápido de Descarga

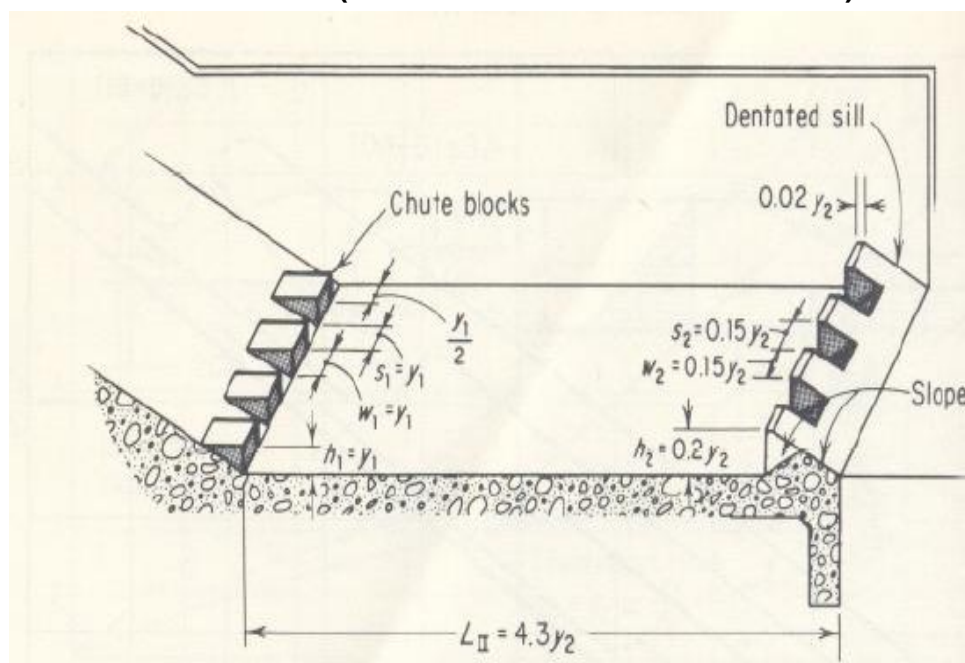
El rápido de descarga será de sección rectangular excavado en roca con un ancho basal de 20 m y talud vertical. Para el cálculo del eje hidráulico se adoptaron dos coeficientes de rugosidad, $n = 0.011$ y $n = 0.018$, con el fin de estimar velocidades de diseño y revanchas respectivamente. El cálculo del eje hidráulico del rápido, se aplicó el método de Standish – Hall, que considera la incorporación de aire a la masa de agua a medida que se produce el torrente, (Referencia: Klaus Pontani, Tercer Coloquio Nacional de Hidráulica, SOCHID, 1977, “Determinación del Eje Hidráulico en Canales de Pendiente Fuerte”).

4.2.3.4. Colchón Disipador y Grada de Subida

Se ha previsto el diseño de un colchón disipador tipo Bureau of Reclamation,(USBR) como estructura de disipación al final del rápido de descarga. La obra se ubicará cercana al lecho del río donde se dispondrá de un canalón que orienta el flujo hacia el río. El diseño de la obra se efectuará para el caudal de período de retorno 1.000 años, pero se verificará también para otras condiciones de funcionamiento. Dada la velocidad y número de Froude, corresponde el diseño de un tanque tipo II.- Se considerará el diseño de una grada de salida. En la figura 4.2.3.4-1 siguiente se ilustra el tipo de colchón amortiguador adoptado, que corresponde al tipo USBR tipo II, debido a que el número de Froude al inicio del colchón es mayor a 4,5, según las recomendaciones de la publicación Design of Small Dams. En la misma figura se indica las relaciones de cálculo para obtener la altura de río y longitud del colchón amortiguador.

FIGURA 4.2.3.4-1

TIPO DE COLCHÓN AMORTIGUADOR ADOPTADO, QUE CORRESPONDE AL TIPO USBR TIPO II (USBR DESIGN OF SMALL DAMS)



En el Anexo 4 se presenta el detalle del cálculo hidráulico para los cinco escenarios propuestos.

4.3. TÚNEL DE DESVIACIÓN

4.3.1. Descripción

Durante el período de construcción de la presa, es necesario desviar las aguas del río Chalinga a través de una obra denominada túnel de desviación. Para este efecto, se plantea construir un túnel de sección medio punto, con una toma ubicada aguas arriba del muro, en la ribera izquierda, con una longitud aproximada de 590 metros, que termina aguas abajo del pie del embalse, devolviendo de esta forma las aguas al río. En los primeros 2 metros, el túnel tendrá un revestimiento completo en su sección, a objeto de formar una estructura segura para soportar la sobrecarga de material. Desde los 2 metros en adelante, el túnel estará excavado en roca, hasta los 2 metros finales, que estarán revestidos en sección completa, en forma similar al inicio. Esta obra contendrá la tubería de la entrega para riego, la cual estará embebida en una estructura de hormigón armado. A continuación, se describen las bases de diseño hidráulico.

4.3.1.1. Diseño Hidráulico

La ubicación, dimensionamiento y diseño de la obra, se efectuó considerando las siguientes bases de diseño:

- La obra se diseña para el caudal de período de retorno 10 años, $Q = 69 \text{ m}^3/\text{s}$. Para un período de construcción de 2 años, por lo cual el riesgo hidrológico asociado es de un 19%.

$$\text{Riesgo hidrológico} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

En que:

T = Período de retorno, en años. T = 10 años

n = Número de años de la construcción, n = 2 años

- **Túnel Medio Punto (6.30 x 6.30):** Del eje de la presa hacia aguas abajo, se considera un túnel de sección medio punto cuya longitud es de 485 m, excavado en roca, cuyo coeficiente de rugosidad (Manning) asociado es $n = 0,040$ con una pendiente de fondo de 0,0094 (m/m).

4.3.1.2. Diseño de la Obra

Como primer paso, se realizan los cálculos hidráulicos básicos del túnel, teniendo como consideración el escurrimiento libre y la máxima capacidad de las obras. Para ello se consideran las siguientes relaciones:

$$\text{Altura normal } h_n: \frac{Qn}{\sqrt{i}} = AR_h^{2/3}$$

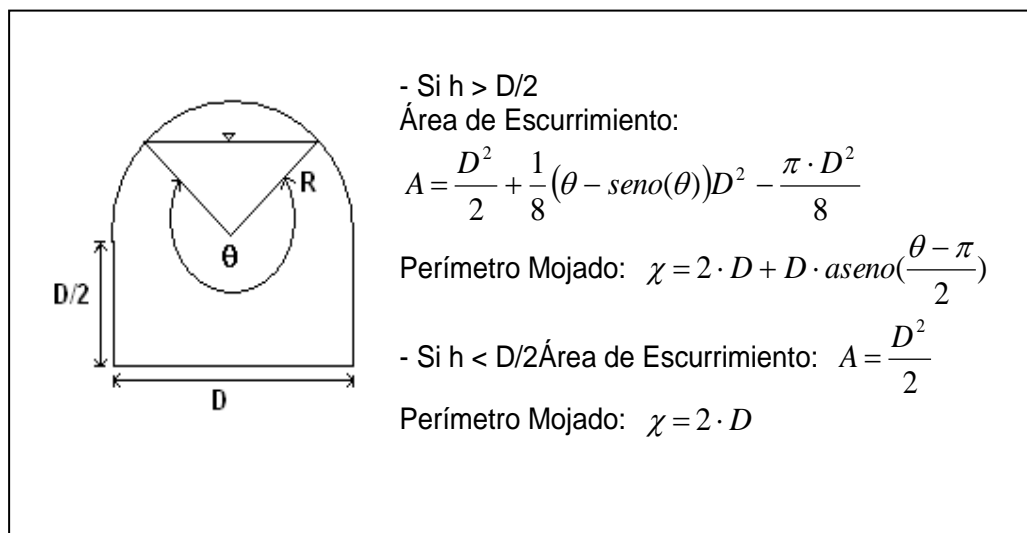
$$\text{Altura Crítica } h_c: \frac{v^2 l_{\text{sup}}}{gA} = 1$$

En que:

- Q: Caudal m³/s
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning
- A: área de escurrimiento
- R_h: Radio hidráulico
- i: Pendiente de fondo
- v: Velocidad de escurrimiento
- l_{sup}: ancho superficial de escurrimiento

En la figura 4.3.1.2-1 siguiente se ilustra la sección de medio punto y las ecuaciones para determinar el área y perímetro mojado.

**FIGURA 4.3.1.2-1
SECCIÓN DE MEDIO PUNTO**



En el cuadro 4.3.1.2-1 se detalla el cálculo y verificación hidráulica realizada para el túnel, considerando escurrimiento en acueducto, con altura normal en régimen de río (Número de Froude de 0,77)

**CUADRO 4.3.1.2-1
CÁLCULO Y VERIFICACIÓN HIDRÁULICA TÚNEL DE DESVIACIÓN**

Q	69	m3/s
Cota inicial del túnel	1400.66	
Cot afinal del túnel	1387.19	
Longitud del túnel	455	
i	0.0094	(m/m)
n	0.040	
D	6.30	(m)
h	5.292	(m)
h / D	0.84	
sen (ALPHA)	0.680	
theta	4.636	
A 1	19.845	m2
A 2	4.046	m2
A total	23.891	m2
P1	12.600	(m)
P2	5.322	(m)
P total	17.922	(m)
R	1.333	(m)
Qn (i) ^{0.5}	28.467	
S R ^(2/3)	28.938	
Error	0.471	
V	2.9	m/s
Q calculado	70.1	m3/s
Diferencia en Caudal	1.1	m3/s

5. CUBICACION Y PRESUPUESTOS A DISTINTOS TAMAÑOS DE EMBALSE

5.1. PRECIOS UNITARIOS

Los precios unitarios, en adelante PU, que se utilizaron para el proyecto Embalse Turi, se preparó a partir de información disponible en la base de datos del Consultor, en proyectos ejecutados en diciembre de 2003. Cada uno de los precios de referencia, conservaron indicadores y variaciones económicas actualizadas al 01 de noviembre de 2013, que se presentan en el Cuadro 5.1-1

CUADRO 5.1-1
VARIACIÓN INDICADORES ECONÓMICOS

	Diciembre de 2003 pesos Chilenos	01 Noviembre de 2013 pesos Chilenos
Valor Dólar	621	513
Valor UF	16.920	23.190,54

Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestran los PU de las principales partidas de las obras de arte del embalse, actualizados a 01 de Noviembre de 2013 y adaptados a la zona geográfica de ubicación del proyecto. El análisis de los precios unitarios se establece solo para las partidas principales, cuyo resultado en pesos chilenos se presenta en el Anexo 5 a precios privados y en el Anexo 6 a precios sociales.

Se presenta en el Cuadro 5.1-2 la lista de precios unitarios adoptados, en que dichos precios son costos directos, es decir, no incluyen gastos generales, utilidades ni tampoco IVA.

**CUADRO 5.1-1
PRECIOS UNITARIOS (\$)**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	
			PRIVADO	SOCIAL
0001	Intalacion de Faenas	Gl	\$ 306,000,000	\$ 271,000,000
0002	Limpieza / Despeje (escarpe) 30 cm	m ²	\$ 1,818	\$ 1,620
0003	Excavaciones en material común	m ³	\$ 2,994	\$ 2,832
0004	Relleno presa con material seleccionado	m ³	\$ 5,736	\$ 5,530
0005	Grava compactada	m ³	\$ 4,181	\$ 4,127
0006	Plinto	m ³	\$ 141,214	\$ 133,217
0007	Pantalla de Hormigon	m ³	\$ 141,214	\$ 133,217
0008	Pared moldeada	m ³	\$ 296,762	\$ 284,017
0009	Enrocado de protección e=0,50 m	m ²	\$ 25,206	\$ 18,962
00010	Excavaciones abiertas en roca	m ³	\$ 9,942	\$ 9,865
00011	Hormigón H-30	m ³	\$ 141,214	\$ 133,217
00012	Metros Tunel con refuerzo	ml	\$ 518,578	\$ 518,417
00013	Metros Tunel sin refuerzo	ml	\$ 491	\$ 330
00014	Excavaciones en material fluvial	m ³	\$ 3,888	\$ 3,766
00015	Cruce de Quebradas Tipo para caminos	un	\$ 5,000,000	\$ 5,000,000
00016	Puente cruce Rio	un	\$ 46,300,000	\$ 46,100,000
00017	Relleno Terraplén	m ³	\$ 5,497	\$ 4,056
00018	Hormigón H-10	m ³	\$ 96,261	\$ 88,264
00019	Armadura Refuerzo	kg	\$ 1,409	\$ 1,351
00020	Excavación Subterránea en Roca	m ³	\$ 59,653	\$ 58,950
00021	Tubería Spiropecc DN 600	m	\$ 41,887	\$ 41,887
00022	Tubería Spiropecc DN 900	m	\$ 65,992	\$ 65,992
00023	Excavación en zanja terreno tipo III Prof = 0 - 2,5 m	m3	\$ 2,806	\$ 2,544
00024	Tubería Acero d = 0,9 m	m	\$ 176,535	\$ 176,535
00025	Tubería Acero d = 1,2 m	m	\$ 314,168	\$ 314,168
00026	Tubería Acero d = 1,3 m	m	\$ 335,919	\$ 335,919
00027	Tubería Acero d = 1,4 m	m	\$ 358,402	\$ 358,402
00028	Tubería Acero d = 1,5 m	m	\$ 380,883	\$ 380,883
00029	Tubería Acero d = 1,6 m	m	\$ 403,853	\$ 403,853
00030	Tubería Acero d = 1,8 m	m	\$ 445,012	\$ 445,012
00031	Suministro e Instalacion de Válvulas	Gl	\$ 120,000,000	\$ 120,000,000
00032	Inyecciones	ml	\$ 156,467	\$ 151,070
00033	Hormigón H-30 túnel	m3	\$ 181,885	\$ 171,488
00034	Pernos de anclaje para taludes > 70°	ml	\$ 142,672	\$ 142,270

Fuente: Elaboración propia

5.2. PRESUPUESTOS A PRECIOS PRIVADOS Y SOCIALES

En los Cuadros 5.2-1 y 5.2-2 se presentan el resumen de los presupuestos con las grandes partidas para cada uno de los escenarios del proyecto. El detalle se presenta en los anexos 5 y 6, a precios privados y sociales, respectivamente.

**CUADRO 5.2-1
RESUMEN DE PRESUPUESTOS DE LOS ESCENARIOS DE PROYECTO – PRECIOS PRIVADOS (millones \$)**

Descripción		E1 H =66 m	E2 H = 86 m	E2 H = 106 m
	Vol Util =	11,3 Mill m3	20,9 Mill m3	34,7 Mill m3
Instalaciones Temporales	Mill \$	306	306	306
Preparación del terreno	Mill \$	182,9	240,3	321,5
Inyecciones	Mill \$	1574,5	1796,9	2015,3
Presa Compactada de Grava	Mill \$	11236,9	18879,0	29550,8
Vertedero y colchón	Mill \$	4394,3	5679,3	6690,3
Túnel de Desvío	Mill \$	933,8	1108,8	1310,7
Total Costo Directo	Mill \$	18.628	28.010	40.195
Gastos Generales, Utilidades e Imprevistos (35%)	Mill \$	6.520	9.804	14.068
Contingencia (5%)	Mill \$	931	1.401	2.010
Sub-Total Neto	Mill \$	26.080	39.214	56.272
TOTALES NETO EN \$	Mill \$	26.080	39.214	56.272
TOTALES NETO EN MILL \$US	MILL \$US	51,2	76,7	109,8

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 5.2-2
RESUMEN DE PRESUPUESTOS DE LOS ESCENARIOS DE PROYECTO – PRECIOS SOCIALES (millones \$)

Descripción		E1 H =66 m	E2 H = 86 m	E2 H = 106 m
	Vol Util =	11,3 Mill m3	20,9 Mill m3	34,7 Mill m3
Instalaciones Temporales	Mill \$	271	271	271
Preparación del terreno	Mill \$	165,9	217,9	291,6
Inyecciones	Mill \$	1513,7	1728,4	1939,3
Presa Compactada de Grava	Mill \$	10851,9	18275,7	28655,7
Vertedero y colchón	Mill \$	4299,2	5563,2	6556,3
Túnel de Desvío	Mill \$	920,4	1092,9	1291,9
Total Costo Directo	Mill \$	18.022	27.149	39.006
Gastos Generales, Utilidades e Imprevistos (35%)	Mill \$	6.308	9.502	13.652
Contingencia (5%)	Mill \$	901	1.357	1.950
Sub-Total Neto	Mill \$	25.231	38.009	54.608
TOTALES NETO EN \$	Mill \$	25.231	38.009	54.608
TOTALES NETO EN MILL \$US	MILL \$US	49,5	74,3	106,6

Fuente: Elaboración propia

5.2.1. Costos de operación

El costo de operación anual del embalse se ha estimado como el 1% de los costos directos del embalse. El costo de operación se resume en el Cuadro 5.2.1-1.

**CUADRO 5.2.1-1
RESUMEN DE COSTOS DE OPERACIÓN (\$)**

	Volumen Útil (hm ³)	Costo Directo (Millones \$)	Costo Operación (Millones \$)
Escenario 1	11,3	18.620	186,2
Escenario 2	20,9	28.010	280,1
Escenario 3	34,7	40.195	402,0

Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Alternativa de Presa de Hormigón Rodillado

Para efectos comparativos se efectuó el prediseño preliminar de una presa de tipo RCC para los tres tamaños ya prediseñados para una presa CFGD, la idea es ver comparativamente los costos de esta presa versus una presa de hormigón rodillado.

**CUADRO 5.2.2-2
RESUMEN DE PRESUPUESTO PRESA RCC – PRECIOS DE MERCADO (millones \$)**

Descripción		H = 106 m
	Vol Util =	34,7 Mill m3
Instalaciones Temporales	Mill \$	306
Preparación del terreno	Mill \$	93,1
Inyecciones	Mill \$	1818,9
Presa Compactada de Grava	Mill \$	70954,1
Vertedero y colchón	Mill \$	844,3
Obra de Entrega	Mill \$	200,0
Total Costo Directo	Mill \$	74.036
Gastos Generales, Utilidades e Imprevistos (35%)	Mill \$	25.913
Contingencia (5%)	Mill \$	3.702
Sub-Total Neto	Mill \$	103.651
TOTALES NETO EN \$	Mill \$	103.651
TOTALES NETO EN MILL \$US	MILL \$US	201,3

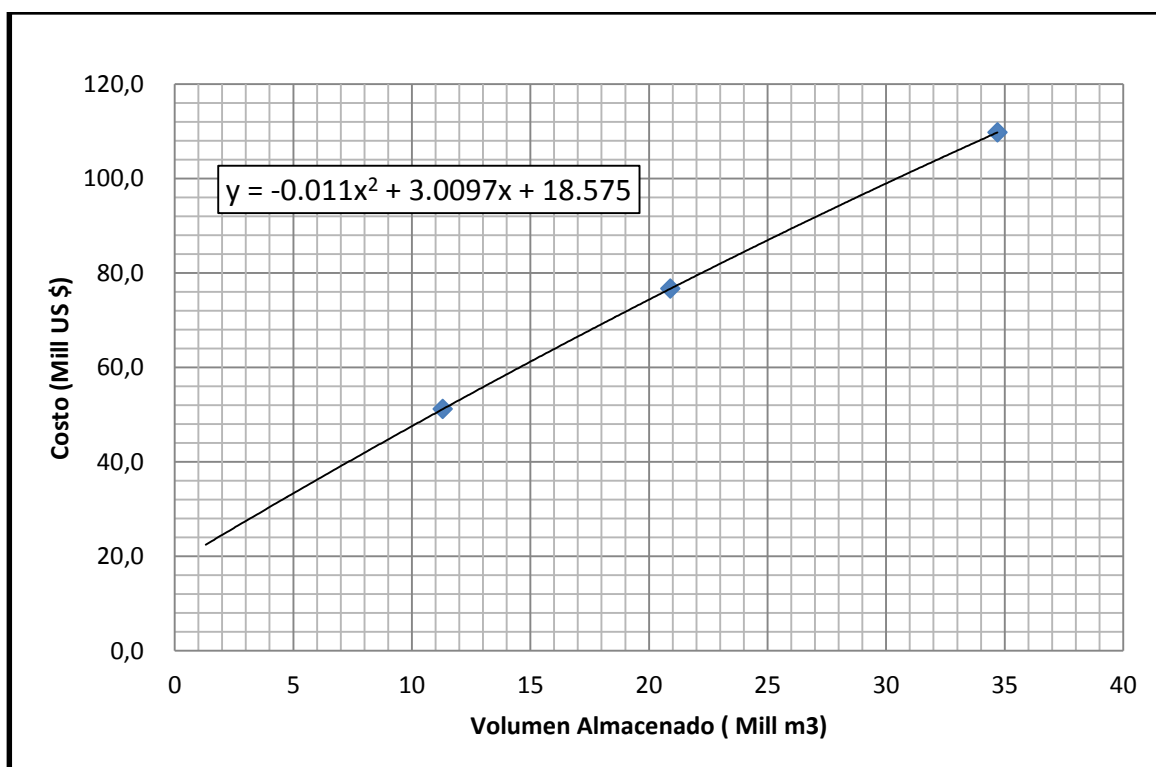
Fuente: Elaboración propia

En función de los resultados la presa de hormigón rodillado (RCC) con respecto a la de gravas compactada (CFGD) para una altura de 106 m es un 89% más costosa, por lo que no resulta una alternativa atractiva.

5.3. CURVAS DE COSTOS DE OBRAS CIVILES

En función de los costos obtenidos se confeccionó la curva de costos del embalse Turi para tres volúmenes distintos, la cual se muestra en la figura 5.3-1.

**FIGURA 5.3-1
CURVA DE COSTOS SITIO EMBALSE TURI**



Fuente: Elaboración propia

La relación que más se acomoda a los puntos calculados de costos versus volumen corresponde a una relación cuadrática del tipo

$$\text{COSTO} = A \cdot \text{Vol}^2 + B \cdot \text{Vol} + C \text{ (Mill US\$)}$$

Donde: $A = -0,001$; $B = 3,0097$; $C = 18,575$.