



*Informe Final*

**Evaluación del Rendimiento del  
Embalse Regulatorio del Canal del  
Oeste ubicado en el Río Piedras,  
Bagaces, Guanacaste**



***Preparado para: SENARA***

***Preparado por:***

***Ing. Alejandra Rojas González, Ph.D.  
Escuela de Ingeniería Agrícola  
Universidad de Costa Rica***

**24 de Setiembre, 2015**



## TABLA DE CONTENIDO

1	Introducción.....	10
1.1	Justificación y localización del proyecto.....	10
1.2	Propósito del estudio .....	11
1.3	Alcance del estudio.....	12
1.4	Estudios Previos.....	13
1.5	Partes involucradas y autorización.....	13
2	Descripción del Area para estudio hidrológico .....	14
2.1.1	Características físicas de las subcuencas .....	15
2.1.2	Características climáticas.....	16
2.1.3	El Niño .....	22
3	Análisis hidrológico para calcular la oferta de las subcuencas.....	24
3.1	Metodología del análisis hidrológico .....	24
3.2	Descripción de las subcuencas.....	25
3.3	Modelo de simulación de pérdidas por escorrentía (SMA) .....	27
3.3.1	Cobertura del terreno .....	28
3.3.2	Tipos de suelo.....	31
3.4	Pérdidas en el dosel y depresiones .....	33
3.4.1	Evapotranspiración .....	34
3.4.2	Modelo de lluvia .....	36
3.5	Caudales medidos .....	44
3.6	Tiempo de Concentración.....	49
3.6.1	Tiempo de escurrimiento superficial.....	49
3.6.2	Tiempo de escurrimiento superficial concentrado.....	49
3.6.3	Tiempo de escurrimiento por el cauce.....	50
3.7	Simulación Hidrológica .....	51
3.8	Resultados de la calibración .....	51

3.9	Verificación de los resultados hidrológicos.....	55
3.10	Flujos en el embalse del Río Piedras.....	57
3.10.1	Análisis probabilístico de caudales .....	60
4	Oferta de los trasvases.....	61
4.1.1	Trasvase Corobicí .....	61
4.1.2	Trasvase Tenorio .....	63
4.1.3	Trasvase Paso Ancho .....	64
5	Oferta del proyecto hidroeléctrico ARDESA.....	65
5.1	Metodología.....	65
5.2	Caudales en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo.....	65
5.3	Análisis de probabilístico de caudales en ARDESA .....	70
6	Análisis de demandas.....	75
6.1	Plan de cultivos del DRAT .....	75
6.2	Resultados de las demandas futuras .....	78
7	Análisis del rendimiento seguro del embalse Regulatorio del canal del oeste sobre el Río Piedras .....	81
7.1	Curva de almacenamiento del embalse .....	82
7.2	Análisis del comportamiento del embalse .....	85
7.2.1	Limitaciones .....	86
7.2.2	Criterios para evaluar el desempeño del embalse.....	86
8	Escenarios analizados.....	89
8.1	Escenario 1: condiciones actuales de funcionamiento .....	89
8.2	Escenario 2: Caudales de generación sin trasvases.....	93
8.3	Escenario 3: Caudales de generación y trasvases para año seco .....	97
8.4	Escenario 4: Caudal generación y trasvases año normal.....	102
8.5	Escenario 5: Caudal generación con flujo base mínimo disminuido .....	106
9	Conclusiones .....	108
10	Limitaciones del estudio .....	112

11 Certificación.....	112
12 Referencias .....	113
13 Apéndices.....	114
Apéndice A: Mapa de Localización del sitio del embalse Piedras .....	A
Apéndice B: Mapa de Subcuencas .....	B
Apéndice C: Elevaciones y topografía de las subcuencas de estudio .....	C
Apéndice D. Mapa de Isoyetas de precipitación promedio anual .....	D
Apéndice E: Localización de estaciones y centroides .....	E
Apéndice F: Precipitación acumulada anual para las estaciones en la zona de estudio.....	F
Apéndice G: Mapa de cobertura del suelo .....	G
Apéndice H: Mapa de suelos .....	H
Apéndice I: Características generales del muestreo de suelos en el área de las subcuencas... I	
Apéndice J: Tiempo de Concentración.....	J
Apéndice K: Estudio Traslase Paso Ancho .....	K
Apéndice L: Tablas resumen de los resultados de los escenarios.....	L

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Características físicas de las subcuencas en estudio.....	15
Tabla 2.2. Estaciones hidrometeorológicas en la zona de estudio. ....	17
Tabla 3.1. Uso de suelo de la cuenca Río Piedras subdividido por subcuencas en km <sup>2</sup> .....	30
Tabla 3.2. Uso de suelo de la cuenca Río Piedras subdividido por subcuencas en porcentaje. ....	31
Tabla 3.3. Resumen de los parámetros ponderados por cuenca para el modelo de humedad del suelo .....	33
Tabla 3.4. Número de curva de diversos usos de suelo. ....	34
Tabla 3.5. Número de curva de cada subcuenca. ....	34
Tabla 3.6 Variación mensual de la evaporación medida en la estación de Taboga.....	35
Tabla 3.7 Estaciones cercanas para calcular el peso de la distancia inversa.....	37
Tabla 3.8. Lluvia promedio por subcuenca.....	39
Tabla 3.9 Láminas máximas de lluvia diaria para las estaciones .....	42
Tabla 3.10 Periodos de retorno con una distribución Gumbel para estaciones de lluvia .....	43
Tabla 3.11 Caudales máximos instantáneos anuales para la estación 20-13 Rancho Horizontes. ....	45
Tabla 3.12 Caudales máximos instantáneos anuales para la estación 20-03 Rancho Rey. ....	46
Tabla 3.13 Caudales promedio diarios mínimos anuales en Rancho Rey.....	47
Tabla 3.14 Probabilidad de excedencia de caudales diarios mínimos en Rancho Rey .....	48
Tabla 3.15 Caudal de estiaje en las subcuencas .....	48
Tabla 3.16. Datos del primer tramo del tiempo de concentración.....	49
Tabla 3.17. Datos del segundo tramo del tiempo de concentración. ....	50
Tabla 3.18. Datos del tercer tramo del tiempo de concentración.....	50
Tabla 3.19. Tiempos de concentración de las subcuencas en estudio.....	51
Tabla 3.20 Resumen de parámetros calibrados en el modelo hidrológico.....	53
Tabla 3.21 Resultados de calibración para subcuencas, periodo enero 2008 a diciembre 2014. ..	54
Tabla 3.22 Promedio mensual del caudal diario y percentiles en Unión Lago .....	59
Tabla 4.1 Caudales promedio diario mensual de extracción del trasvase Corobicí .....	63
Tabla 4.2 Percentiles de los caudales diario promedio mensuales de la estación Rancho Rey ....	64
Tabla 5.1 Percentiles de los caudales diarios mensuales de generación .....	71
Tabla 5.2 Percentiles para los caudales diarios mensuales derivados .....	72
Tabla 5.3 Percentiles para los caudales diarios mensuales en Canal del Oeste .....	73
Tabla 5.4 Percentiles para los caudales diarios mensuales en Canal del Sur .....	74
Tabla 6.1 Distribución de cultivos en el DRAT .....	75

Tabla 6.2 Cultivos presentes en el DRAT .....	76
Tabla 6.3 Plan general mensual de cultivos del DRAT .....	77
Tabla 6.4 Demandas hídricas actuales por subdistrito (m3/s) .....	78
Tabla 6.5 Demandas Piscícolas por canal .....	78
Tabla 6.6 Demandas hídricas futuras para el distrito de riego (m3/s).....	79
Tabla 8.1 Resumen de estadísticas de modelo con elevación operacional de 35 msnm.....	92
Tabla 8.2 Resumen de estadísticas de modelo con elevación operacional de 30 msnm.....	92
Tabla 8.3 Resumen de estadísticas de modelo escenario 2 con elevación operacional de 35 msnm .....	95
Tabla 8.4 Resumen de estadísticas de modelo escenario 2, con elevación operacional de 30 msnm .....	95
Tabla 8.5 Caudales de los trasvases utilizados en el modelo para el cálculo del rendimiento seguro del embalse. ....	97
Tabla 8.6 Transvases para un año climatológico promedio.....	103
Tabla 8.7 Resultados para escenario 4 con Traslase normal, caudal de generación del ICE y mínimo operacional de 35 mnsnm.....	103
Tabla 8.8 Resultados para escenario 4 con Traslase normal y caudal de generación del ICE y mínimo operacional de 30 msnm.....	104
Tabla 8.9 Resultados para escenario 4 con Traslase normal, caudal de generación del ICE, mínimo operacional de 35 mnsnm y mejora del 10 % en eficiencia.....	104
Tabla 8.10 Resultados para escenario 4 con Traslase normal, caudal de generación del ICE, mínimo operacional de 30 mnsnm y mejora del 10 % en eficiencia.....	105
Tabla 8.11 Sensibilidad del modelo ante cambios de caudal base mínimo .....	107

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio y mapa de isoyetas de precipitación. ....	18
Figura 2.2. Variación de temperatura en las estaciones Fortuna, Bagaces y Taboga. ....	19
Figura 2.3 Velocidad del viento en las estaciones de Fortuna, Bagaces, Mojica y Taboga. ....	20
Figura 2.4 Humedad relativa promedio diaria en Fortuna, Bagaces, Mojica y Taboga. ....	20
Figura 2.5 Precipitación diaria en las estaciones pluviométricas. ....	21
Figura 2.6 Curva de masa de precipitación de las estaciones en la zona de estudio. ....	21
Figura 2.7. Variación histórica del índice oceánico del Niño (ONI). ....	23
Figura 3.1. Esquemático del modelo hidrológico de cuencas en HEC-HMS. ....	26
Figura 3.2. Imágenes LandSat 8 de color falso, bandas (5, 4 y 3) Agosto 2014 (izquierda) y Febrero 2015 (derecha). ....	29
Figura 3.3 Variación mensual de la evaporación en la estación de Taboga. ....	36
Figura 3.4 Precipitación anual acumulada en las estaciones. ....	38
Figura 3.5 Localización de las estaciones y los centroides de las subcuencas. ....	40
Figura 3.6 Periodos de retorno para las láminas máximas de lluvia. ....	43
Figura 3.7 Caudal promedio diario en las estaciones de Rancho Horizontes y Rancho Rey. (Fuente: ICE). ....	44
Figura 3.8 Dispersión de los caudales medidos en la estación de Rancho Rey y Rancho Horizontes. ....	46
Figura 3.9 Comparación del caudal medido con el simulado. ....	54
Figura 3.10 Resultados de la validación en la estación de Rancho Horizontes. ....	55
Figura 3.11 Fracción de agua en el suelo (izquierda), caudales, patrón de la precipitación y de la lluvia efectiva por el periodo 1994-2014 (derecha) para subcuenca Enmedio. ....	56
Figura 3.12 Evapotranspiración potencial (arriba izquierda), evaporación del dosel (arriba derecha, flujo base abajo izquierda) e infiltración diaria (abajo derecha) para subcuenca Enmedio. ....	56
Figura 3.13 Caudal simulado en la Unión Presa para el periodo 2008-2014. ....	57
Figura 3.14 Caudal sintético simulado en la Unión Presa para el periodo 1994-2014. ....	58
Figura 3.15 Caudal promedio diario del periodo 1994-2014 y percentiles 10 (línea roja) y 90 (línea verde). ....	58
Figura 3.16 Caudal diario promedio mensual para el periodo de simulación. ....	59
Figura 3.17 Análisis de frecuencia para los caudales diarios máximos y caudales promedio máximos diarios mensuales modelados en la Unión Lago (1994-2014). ....	60
Figura 4.1 Extracción histórica del Trasvase Corobicí. ....	62

Figura 4.2 Percentiles de la serie histórica de caudales de extracción del Trasvase Corobicí .....	62
Figura 5.1 Caudales promedio diarios de generación en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo. ....	66
Figura 5.2 Caudal promedio diario mensual (línea azul) y caudal promedio diario anual (línea roja).....	66
Figura 5.3 Caudales promedio para el periodo 2003-2014 de generación del ICE en ARDESA, desviación estándar (línea verde), caudal máximo (línea roja) .....	67
Figura 5.4 Histórico del caudal de derivación al distrito de riego. ....	68
Figura 5.5 Caudales promedio diario y desviación estándar del registro del caudal de derivación.....	68
Figura 5.6 Estadísticas para el Canal Oeste. ....	69
Figura 5.7 Estadísticas para el Canal del Sur. ....	70
Figura 5.8 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales de generación. 71	
Figura 5.9 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales de derivación ..	72
Figura 5.10 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales del Canal del Oeste. ....	73
Figura 5.11 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales del Canal Sur. ....	74
Figura 6.1 Demandas hídricas futuras del DRAT .....	80
Figura 7.1 Relación de elevación y volumen de almacenamiento del embalse Piedras .....	84
Figura 7.2 Curva de relación de volumen de almacenamiento y área superficial del embalse Piedras.....	84
Figura 8.1 Probabilidad de falla ante diferentes escenarios de caudal seguro y niveles de operación. ....	90
Figura 8.2 Número de días de falla en todo el periodo ante escenarios de caudal seguro y niveles de operación.....	91
Figura 8.3 Cambio de almacenamiento en el tiempo para un caudal seguro de 2 m <sup>3</sup> /s y un almacenamiento de 30 msnm.....	91
Figura 8.4 Probabilidad de falla para escenario 2 y niveles mínimos de embalse y caudales seguros .....	94
Figura 8.5 Número de días totales con déficit en el sistema para escenario 2. ....	94
Figura 8.6 Vulnerabilidad de 1 en 5 días consecutivos del sistema para el periodo crítico.....	94
Figura 8.7 Cambio de almacenamiento en el tiempo para nivel operacional de 30 msnm y caudal seguro de 9.7 m <sup>3</sup> /s .....	96

Figura 8.8 Probabilidad de falla para escenarios de nivel mínimo de embalse y caudales seguros .....	99
Figura 8.9 Número de días totales con déficit en el sistema para el periodo de simulación .....	99
Figura 8.10 Vulnerabilidad del sistema para el periodo crítico.....	100
Figura 8.11 Cambio de almacenamiento para nivel operacional de 35 m con aporte de trasvase año seco.....	100
Figura 8.12 Cambio de almacenamiento para nivel operacional de 30 m con aporte de trasvases año seco. ....	101

## LISTA DE APÉNDICES

Apéndice A: Mapa de Localización del sitio del embalse Piedras .....	A
Apéndice B: Mapa de Subcuencas .....	B
Apéndice C: Elevaciones y topografía de las subcuencas de estudio .....	C
Apéndice D: Mapa de Isoyetas de precipitación promedio anual .....	D
Apéndice E: Localización de estaciones y centroides .....	E
Apéndice F: Precipitación acumulada anual para las estaciones en la zona de estudio.....	F
Apéndice G: Mapa de cobertura del suelo .....	G
Apéndice H: Mapa de suelos .....	H
Apéndice I: Características generales del muestreo de suelos en el área de las subcuencas .....	I
Apéndice J: Tiempo de Concentración.....	J
Apéndice K: Estudio Traslase Paso Ancho .....	K
Apéndice L: Tablas resumen de los resultados de los escenarios .....	L

# 1 INTRODUCCIÓN

El SENARA está planificando desarrollar un proyecto para el desarrollo de un Embalse Regulatorio sobre el Río Piedras en el Distrito de Riego Arenal Tempisque. Este embalse se localiza en la provincia N°5 Guanacaste, cantón N°4 Bagaces, distrito N°1 Bagaces y es parte de un ambicioso plan de desarrollo de infraestructura para mejorar la disponibilidad del recurso hídrico en la provincia de Guanacaste.

## 1.1 Justificación y localización del proyecto

La provincia de Guanacaste ha presentado un aumento en su población, debido al crecimiento y auge turístico, además es una provincia donde se tiene un gran desarrollo de la agricultura extensiva. Estos componentes han incrementado la presión del recurso hídrico. Adicional a esto, el fenómeno del niño ha afectado a Guanacaste, con sequías periódicas en los años donde se presenta. Con la evolución del cambio climático estas sequías tienden y tenderán a ser cada vez más severas según pronósticos e informes del Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático (IPCC) y del Instituto Meteorológico Nacional.

Algunas áreas de Guanacaste presentan sobreexplotación tanto de concesiones de los ríos como de los mantos acuíferos para sustentar las actividades económicas de la zona. Pero la creciente demanda ha expuesto estos recursos y ha disminuido su disponibilidad.

De esta forma se ha estado discutiendo la posibilidad de aprovechar la infraestructura existente de los canales del distrito de riego Arenal Tempisque (DRAT) para conducir agua a otros sectores más desfavorecidos mediante un plan de abastecimiento de agua para Guanacaste. Este plan es una forma integrada y coordinada entre diferentes grupos e instituciones como aliados estratégicos para unir importantes esfuerzos en la elaboración de un plan para proporcionar de manera sostenible seguridad hídrica a las comunidades de la provincia, proporcionar seguridad alimentaria al país, incrementar el área regable y asegurar su disponibilidad en la época seca, evitando la pérdida de los cultivos por falta de abastecimiento de agua.

Este plan se puede llevar a cabo aprovechando el recurso hídrico que proviene de la vertiente Norte-Caribe al Embalse Arenal por medio del complejo hidroeléctrico Arenal-Dengo-Sandillal (ARDESA), los caudales de excedencia del río Piedras en la época lluviosa y mejorando los canales existentes y la distribución del agua del Distrito de Riego. Este recurso hídrico puede ser almacenado a corto plazo en un embalse en el río Piedras para luego ser distribuido.

En este estudio se analizan los caudales del río Piedras al embalse tanto de la cuenca como del Proyecto ARDESA así como las demandas del sistema para determinar los caudales aprovechables del nuevo embalse regulatorio del canal del Oeste ubicado en el Río Piedras con las condiciones actuales del lugar, las demandas del distrito de Riego Arenal Tempisque futuras y valorar la posibilidad de tener excedentes de agua para otros usos.

Las condiciones del lugar especialmente las meteorológicas han ido cambiando con el paso de los años y ahora se cuenta con mayor información agregando al periodo de datos, nuevas épocas de sequía, las cuales son muy útiles para estimar los rendimientos del embalse. Adicional se cuenta con datos del comportamiento de la oferta en la presa derivadora Miguel Pablo Dengo Benavidez y en el trasvase Corobicí y datos históricos de las demandas del Distrito de Riego, las cuales antes no se disponían.

El sitio del proyecto del embalse regulatorio Piedras se encuentra dentro de la cuenca Tempisque-Bebedero ubicada en la provincia N°5 de Guanacaste, con un área que abarca el 53% de la provincia, es la cuenca de mayor tamaño del país. Su área de influencia va más allá de la cuenca, ya que sus aguas son drenadas por el Río Tempisque, Bebedero y afluentes hacia el Golfo de Nicoya. La zona de estudio abarca específicamente la subcuenca del Río Piedras, como parte de la red hidrográfica de la cuenca de Bebedero. Se localiza en el cantón N°4 Bagaces, en el distrito de Bagaces N° 1, sobre el cauce del Río Piedras. En el Apéndice A se localiza el sitio donde se ubicaría el embalse regulatorio, sobre la hoja cartográfica Tempisque, escala 1:50000 del Instituto Geográfico Nacional.

## **1.2 Propósito del estudio**

El estudio tiene como objetivo evaluar el rendimiento o caudal seguro del embalse Piedras con las ofertas actuales del lugar y las demandas del distrito de Riego Arenal Tempisque y evaluar si existe la posibilidad de tener excedentes de agua para otros usos. De esta forma se desarrolla un modelo que simula los cambios de nivel del embalse dado las ofertas y las demandas del sistema. La definición de rendimiento seguro es un término general usado para describir la cantidad de agua teóricamente disponible (agua retirada o tomada del sistema de abastecimiento de agua) en un lugar determinado en un momento decisivo y es una medida comúnmente usada de la fiabilidad de una fuente de suministro de agua en este caso el embalse. Este caudal debe de mantenerse y estar disponible de una forma continua durante condiciones futuras proyectadas, incluyendo la sequía más severa en el registro de datos. Para calcular el caudal seguro del embalse es necesario determinar las ofertas y demandas del sistema y realizar un modelo continuo, de tal forma que se estarán desarrollando los siguientes objetivos específicos:

1. Determinar la oferta de la cuenca del Río Piedras (Sección 2 y 3)
2. Determinar la oferta del proyecto hidroeléctrico ARDESA al DRAT (Sección 5).
3. Determinar la oferta en los trasvases Corobicí, Tenorio y Paso Ancho (Sección 4)
4. Realizar un análisis de rendimiento seguro del embalse Piedras. (Sección 7 y Sección 8)
5. Comparar el rendimiento seguro del embalse con las demandas generadas en el DRAT y otros usos (Sección 6)

### **1.3 Alcance del estudio**

El alcance del estudio fue definido en la Carta de entendimiento suscrita entre la Universidad de Costa Rica y el SENARA el 27 de abril del 2015. Las siguientes tareas fueron definidas en la carta de entendimiento y serán desarrolladas en el estudio.

1. Determinar la Oferta de la cuenca del Río Piedras (Sección 2 y 3).
  - 1.1 Analizar la información meteorológica del área de estudio.
  - 1.2 Analizar la información de caudales en la Estación Rancho Horizontes.
  - 1.3 Determinar las características de la cuenca (suelos, cobertura, pendientes, patrones de flujo).
  - 1.4 Calcular los tiempos de concentración.
  - 1.5 Modelar las subcuencas: Río Piedras, Río Paso Ancho, Río San Jerónimo y Río Blanco.
  - 1.6 Generar flujos sintéticos en la estación pluviométrica de Rancho Horizontes con modelación hidrológica.
  - 1.7 Trasladar los caudales generados en Rancho Horizontes al punto donde se desea evaluar el Embalse en el Río Piedras.
  - 1.8 Análisis probabilístico de los caudales mínimos.
2. Determinar la oferta del proyecto hidroeléctrico ARDESA y los trasvases al DRAT (Sección 4 y 5)
  - 2.1 Analizar los caudales entregados al DRAT en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo y Trasmases Corobicí, Tenorio y Paso Ancho con datos suministrados por el DRAT.
  - 2.2 Análisis probabilístico de caudales mínimos.
  - 2.3 Estimar la oferta real al embalse Piedras mediante medición de campo, estimando las pérdidas por conducción.
3. Realizar un análisis de Rendimiento Seguro del Embalse (Sección 7)
  - 3.1 Generar la curva de almacenamiento versus profundidad para la evaluación de la capacidad del embalse.
  - 3.2 Calcular el rendimiento seguro del embalse Piedras.

4. Verificar cumplimiento del rendimiento seguro del embalse con las demandas generadas en el DRAT y otros usos (Sección 7).
5. Analizar los datos de las demandas del Distrito de Riego actuales y futuras (25 años plazo) según el plan de riego elaborado por el DRAT, las ofertas de la cuenca del Río Piedras, la presa derivadora Miguel Pablo Dengo y los trasvases. La información de las demandas actuales y el plan de cultivos serán suministrados por el DRAT para su eventual análisis según sus datos históricos y planificación. (Sección 6 y 8)
  - 5.1 Realizar las recomendaciones de futuras demandas para el embalse Piedras. (Sección 8)

## **1.4 Estudios Previos**

El embalse regulatorio sobre el Río Piedras fue estudiado por el Consorcio BEL-TAHAL en el año 1984 para manejar los excedentes del complejo hidroeléctrico ARDESA al río Corobicí, transportándolos por el Canal Oeste tramo 1 hasta este embalse donde sería almacenado. En ese momento se definió que la superficie máxima sería de 830 hectáreas, que corresponde al área inundada de la cota 50 msnm y se estimó un almacenamiento útil de 83.6 millones de metros cúbicos. Adicional un estudio de Impacto Ambiental se desarrolló en el año 2010 a cargo de la empresa TT ARGOS S.A. para ser presentado a SETENA donde se desarrolló un diagnóstico y evaluación de impacto ambiental del proyecto.

## **1.5 Partes involucradas y autorización**

El interés de la Universidad de Costa Rica a través de la Escuela de Ingeniería Agrícola es poder desarrollar en conjunto con el SENARA estudios sin fines de lucro que fomenten el uso racional del agua, el buen manejo de los recursos naturales y desarrollar capacidades que sean transferibles a los estudiantes de la Escuela de Ingeniería Agrícola y funcionarios del SENARA en temas de interés nacional relacionados con el recurso hídrico, riego y avenamiento. Actividades sustantivas del quehacer del Ingeniero Agrícola.

Es por tal motivo que se suscribe la Carta de Entendimiento entre el SENARA y la UCR para desarrollar este estudio el cual es de interés institucional ya que contribuirá a la realización de uno de los proyectos estratégicos incluidos en el Plan Nacional de Desarrollo 2015-2018 como lo es el Programa Integral de abastecimiento de agua para Guanacaste.

El SENARA ha contratado a la Escuela de Ingeniería Agrícola de la Universidad de Costa Rica para completar el presente estudio.

## 2 DESCRIPCIÓN DEL AREA PARA ESTUDIO HIDROLÓGICO

El embalse regulatorio del Canal del Oeste sobre el río Piedras se localiza en el cantón N°4 Bagaces, en el distrito de Bagaces N° 1, sobre el cauce del Río Piedras. Para realizar el análisis del caudal seguro del embalse es necesario tener una serie histórica de caudales medidos en el sitio o calcular los aportes del área de drenaje al embalse mediante una modelación hidrológica en el punto de interés para un periodo de tiempo significativo. Dado que este sitio no cuenta con una serie histórica de caudales medidos, se realiza un estudio hidrológico abarcando las subcuencas que drenen hasta un punto donde se tengan caudales medidos para calibrar el modelo y a su vez poder obtener los caudales en cada subcuenca, determinando los aportes al sistema.

De esta manera no solamente se simularon las subcuencas que contribuyen al embalse, sino que se extendió la modelación hidrológica aguas abajo hasta la estación limnigráfica de Rancho Horizontes del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). Esta estación se localiza muy cerca de la confluencia del Río Piedras y Río Blanco, punto donde el cauce toma el nombre de Río Blanco, su ubicación exacta tiene las coordenadas 1148693 Norte y 367561 Este, en la proyección CRTM-05. La estación limnigráfica se encuentra a una altitud de 24 msnm y comprende un área total de drenaje de aproximadamente 632 km<sup>2</sup>.

La modelación hidrológica para calcular la oferta del embalse y de las subcuencas aledañas se desarrolló con un modelo de simulación continua dividiendo la zona de drenaje en subcuencas según la hidrografía del lugar llegando hasta la estación limnigráfica Rancho Horizontes. El caudal simulado es calibrado con el registro histórico que cuenta la estación. El modelo hidrológico calibrado genera un registro de caudales para cada subcuenca, obteniéndose así el registro en el sitio de interés donde se construirá el embalse.

Las áreas que comprenden las subcuencas de los Ríos Potrero, Río Enmedio, Río Blanco, Río Paso Ancho y Río San Jerónimo hasta el punto donde se localiza la estación de medición de caudal o limnigráfica. En el Apéndice B se tiene las subcuencas de estudio.

El estudio hidrológico incluye las subcuencas que drenan aguas arriba del embalse sobre el Río Piedras las cuales comprenden la Subcuenca del Río Enmedio, Subcuenca del Río Potrero, Subcuenca del Río Piedras Alta y Subcuenca del Río Piedras Media. Justo aguas abajo del embalse regulatorio continúa el tramo del Río Piedras por la subcuenca denominada Piedras Baja. Este tramo es bien definido, las áreas cercanas a los bancos del río son bastante planas y la mayoría tiene a sus márgenes agricultura. El cauce es un canal natural donde la rugosidad es variada. Posteriormente a este tramo del Río Piedras drenan las subcuencas del Río Paso Ancho, Río San Jerónimo y Río

Blanco, donde el Río Piedras se convierte en afluente del Río Blanco. Justo a escasos 2km se encuentra la estación limnigráfica de Rancho Horizontes. La localización de las subcuencas se observan en el Apéndice B, así como la localización de la estación limnigráfica y el embalse regulatorio del Canal Oeste proyectado.

### 2.1.1 Características físicas de las subcuencas

Dentro del área de las subcuencas en estudio se encuentran dos acuíferos principales, el acuífero volcánico de la formación Bagaces, con una capacidad de producción entre 5 y 25 l/s, el cual abastece a ciudades como Liberia, Bagaces y Cañas; y el acuífero Coluvio aluvial de la Margen Derecha del Río Tempisque el cual produce entre 25 l/s y 100 l/s, el agua de este acuífero es utilizado principalmente para riego y en menor cantidad para las poblaciones de la zona. (Organización para estudios Tropicales, 2001).

Las subcuencas cuentan con características topográficas variables, contando con áreas de drenaje que van desde los 187.21 km<sup>2</sup> para la Subcuenca del Río Blanco hasta los 25.61 km<sup>2</sup> para la Subcuenca del Río Piedras Baja. Las elevaciones oscilan entre los 13 msnm a los 2005 msnm, provocando una variedad climática marcada, además de tiempos de concentración relativamente cortos debido a las altas pendientes en las zonas montañosas. Los detalles topográficos son mostrados en la Tabla 2.1 para cada una de las subcuencas. En el Apéndice C se muestra un mapa de pendientes y elevaciones, donde se corrobora la variedad topográfica de la zona. La pendientes promedio se encuentra en el rango de 6.6% para la subcuenca Piedras Baja por su ubicación en la zona baja donde se encuentran grandes planicies de terreno, hasta un 13.4% para la Subcuenca de Enmedio.

**Tabla 2.1. Características físicas de las subcuencas en estudio.**

Subcuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Perímetro (km)	Pendiente Máxima (%)	Pendiente Promedio (%)	Elevación Promedio (m)	Elevación Mínima (m)	Elevación Máxima (m)
<b>Río Blanco</b>	187.2	187.7	140.8	12.1	389.4	13	2005
<b>Piedras Baja</b>	25.6	44.3	45.7	6.6	37.1	14	174
<b>San Jerónimo</b>	52.1	82.7	68.7	7.2	65.3	15	280
<b>Paso Ancho</b>	84.1	97.2	66.4	7.8	101.2	15	339
<b>Piedras Media</b>	71.5	77.1	71.8	8.0	83.4	18	173
<b>Potrero</b>	67.8	94.8	71.8	11.6	245.8	55	685
<b>Piedras Alta</b>	56.0	84.8	74.2	13.1	261.7	55	672
<b>Enmedio</b>	88.7	89.0	84.2	13.4	295.0	63	836

La subcuenca que muestra mayor variación de altura, según la Tabla 2.1 es la de Río Blanco, pasando de una elevación máxima de 2005 msnm a una elevación mínima de 13 msnm, presenta una pendiente máxima de 141% y una pendiente promedio de 12.1%

### **2.1.2 Características climáticas**

La zona donde se ubican las subcuencas pertenece a la región del Pacífico Norte. Esta región tiene un régimen de precipitación del Pacífico, conocido por la presencia de un periodo seco y otro lluvioso bien definido. Se destaca la presencia de grupos climáticos como son: áreas de clima templado (meso termal) y áreas de clima tropical con estación seca, ambos modificados a lo largo de esta región por factores geográficos que influyen en la intensidad de los sistemas atmosféricos (MEH, 1953). La zona se encuentra localizada en la Subregión Central del Pacífico Norte (PN2) donde se dan prolongadas épocas de sequía. La subregión de la base y faldas de las cordilleras de Guanacaste y Tilarán (PN3) se tiene un clima templado en altitudes de los 800 a los 1500 msnm, en las laderas altas de los edificios volcánicos. Con temperaturas promedio de 28°C, temperatura mínima de 23°C y máxima de 33°C para la PN2 y temperaturas promedio de 21°C, temperatura mínima de 17°C y máxima de 25°C para la subregión PN3.

Contiene zonas de vida tales como bosque seco en la mayor parte de las subcuencas, sin embargo en la parte alta presenta bosque muy húmedo pre montano y húmedo tropical con transición a pre montano debido a la influencia climática de la zona norte del país donde se presenta un régimen de precipitación del Caribe.

La zona mantiene un patrón de precipitación caracterizado por ser de los más bajos del país, con promedios mensuales de 5 mm en los seis meses secos. La subregión PN2 presenta un promedio de precipitación media anual de 1800 mm con un total de 97 días en promedio con lluvia, manteniendo una duración del periodo seco de 5 meses en promedio. La subregión PN3 en cambio presenta una precipitación media anual de 2462 mm con un promedio de días con lluvia de 173 días, manteniendo una duración del periodo seco de 3 meses (Solano, 1992).

Las subcuencas en estudio se encuentran en una zona topográficamente variada, influyendo en la diversidad climática, mostrando distintos patrones de lluvia en la zona alta y baja de las cuencas.

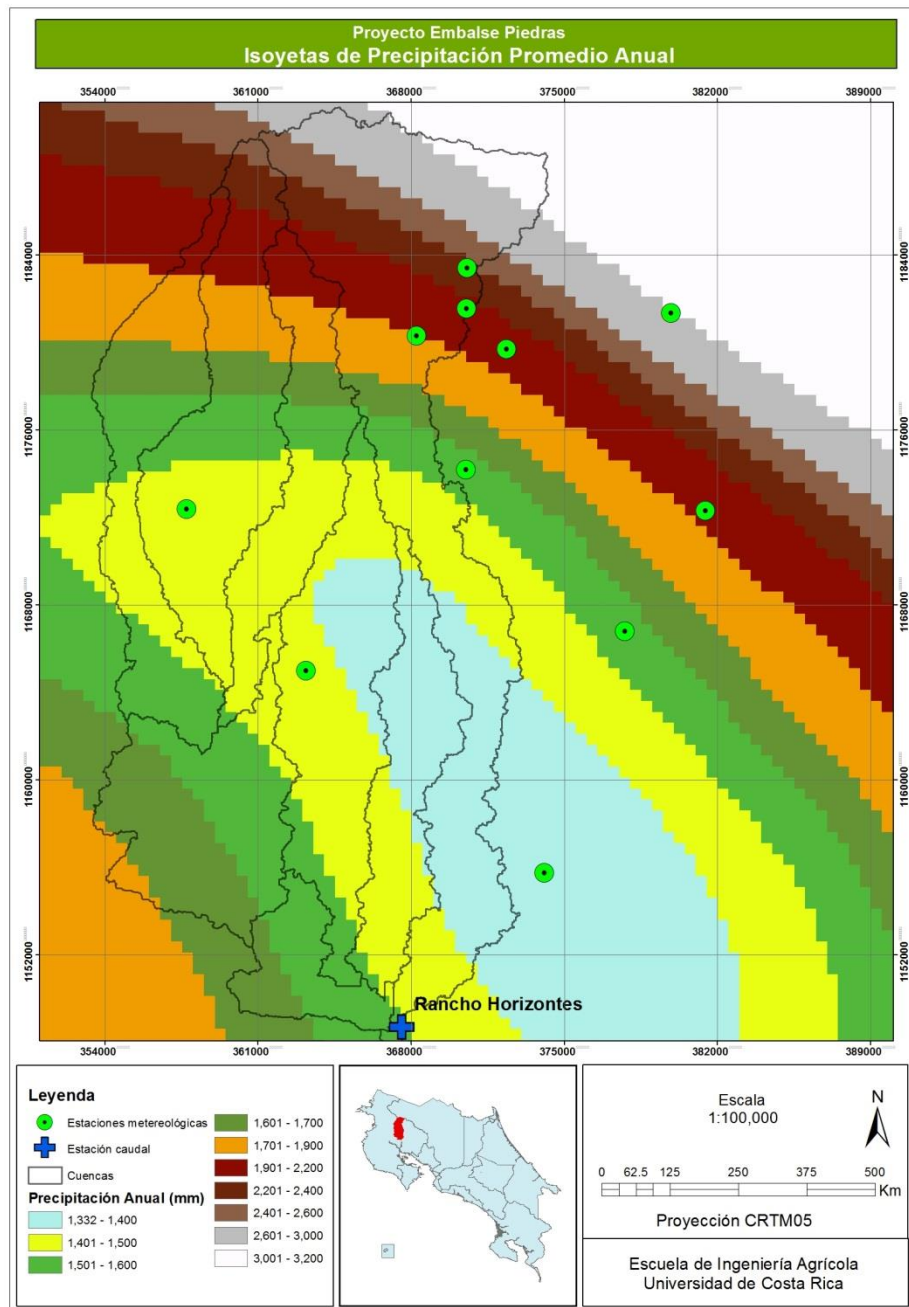
Las variaciones en precipitación, fuertes vientos y temperaturas altas, que se mantienen en 24 °C en la zona alta, para la estación de la Fortuna, 26,5 °C en la zona media, estación de Bagaces, y 27 °C en las estaciones de Mojica y Taboga ubicadas en la cuenca baja, provoca altos valores de evapotranspiración, que según el MINAE (2008) se calculan en 1384 mm anuales de evapotranspiración potencial.

Los datos hidrometeorológicos son obtenidos por medio de estaciones administradas por el ICE y el IMN, cuentan con datos de precipitación y algunas estaciones con datos de temperatura, humedad relativa, radiación solar y velocidad del viento. Sin embargo, por disponibilidad de datos, se utilizan solamente 10 estaciones pluviométricas de las 13 estaciones mostradas en la Tabla 2.2, donde además se muestran los parámetros con que cuenta cada una. La ubicación de las estaciones se observa en la Figura 2.1.

La variación de la temperatura máxima y mínima a lo largo del registro de datos (1994-2015) en las estaciones la Fortuna, Bagaces y Taboga es muy marcada con los cambios de elevación según puede apreciarse en la Figura 2.2. En la Figura 2.3 se observa que la velocidad promedio diaria del viento es más alta en la estación la Fortuna donde se alcanzan velocidades superiores a los 10 m/s para los meses de diciembre y enero. Además para todas las estaciones se presenta un patrón de velocidades altas para los meses de mayo a noviembre y velocidades bajas de octubre a abril.

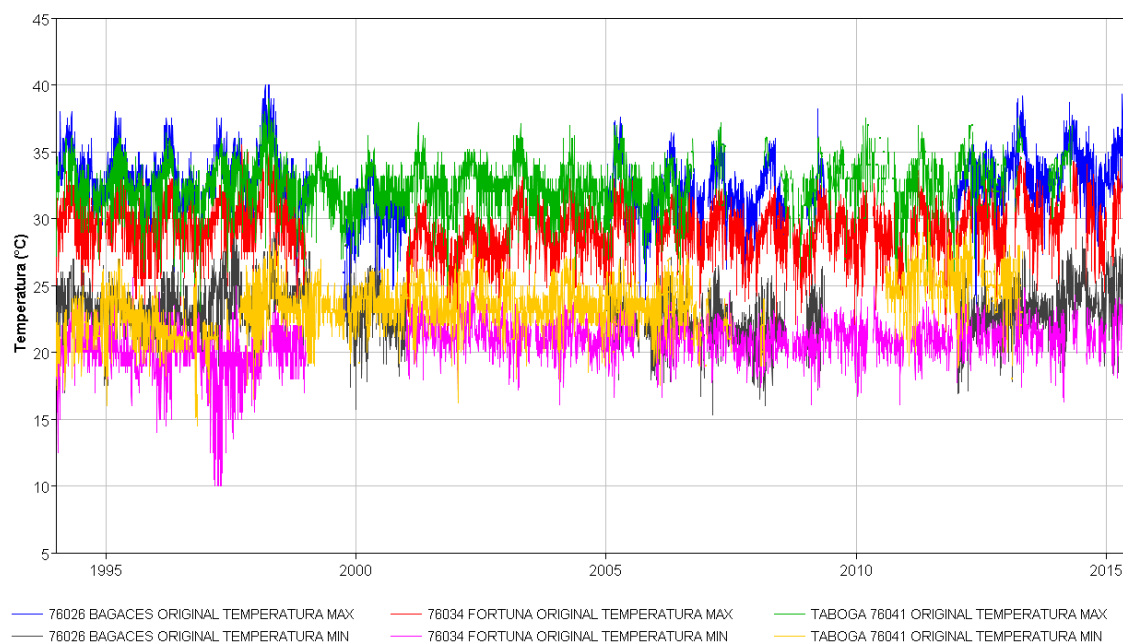
**Tabla 2.2. Estaciones hidrometeorológicas en la zona de estudio.**

Estaciones		Parámetros diarios
76033	Aguabal	Precipitación
76039	Mogote	Precipitación
76049	Casa de Máquina Miravalles	Precipitación
76034	Fortuna	Precipitación, temperatura (max-min), humedad relativa promedio, velocidad del viento
76029	Río Naranjo	Precipitación
76036	Cuipilapa	Precipitación
76050	Pozo 29	Precipitación
76032	Valle del Viento	Precipitación
76012	Hacienda Tenorio	Precipitación
76048	Casa Vieja	Precipitación
76055	Mojica	Humedad relativa, radiación solar, temperatura promedio
76059	Taboga	Humedad relativa, temperatura (max-min)
76026	Bagaces	Precipitación, temperatura (max-min), humedad relativa promedio, velocidad del viento
	Rancho Horizontes	Caudal promedio diario



**Figura 2.1. Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio y mapa de isoyetas de precipitación.**

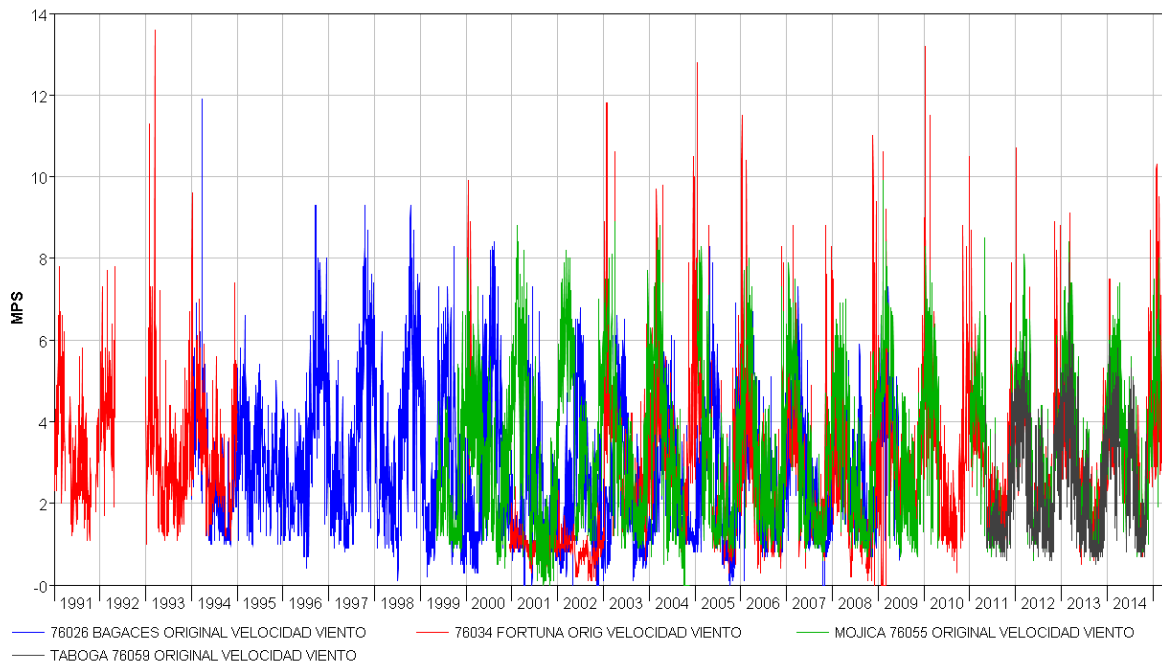
La humedad relativa promedio diaria varía a lo largo del año presentándose una estacionalidad marcada donde humedades relativas mayores de 70% se dan entre los meses de mayo-octubre y humedades relativas menores de 70% entre noviembre y abril. Además, la estación de Mojica presenta las humedades relativas más bajas, seguido de Bagaces y Fortuna con las mayores a lo largo de todo el periodo (Figura 2.4).



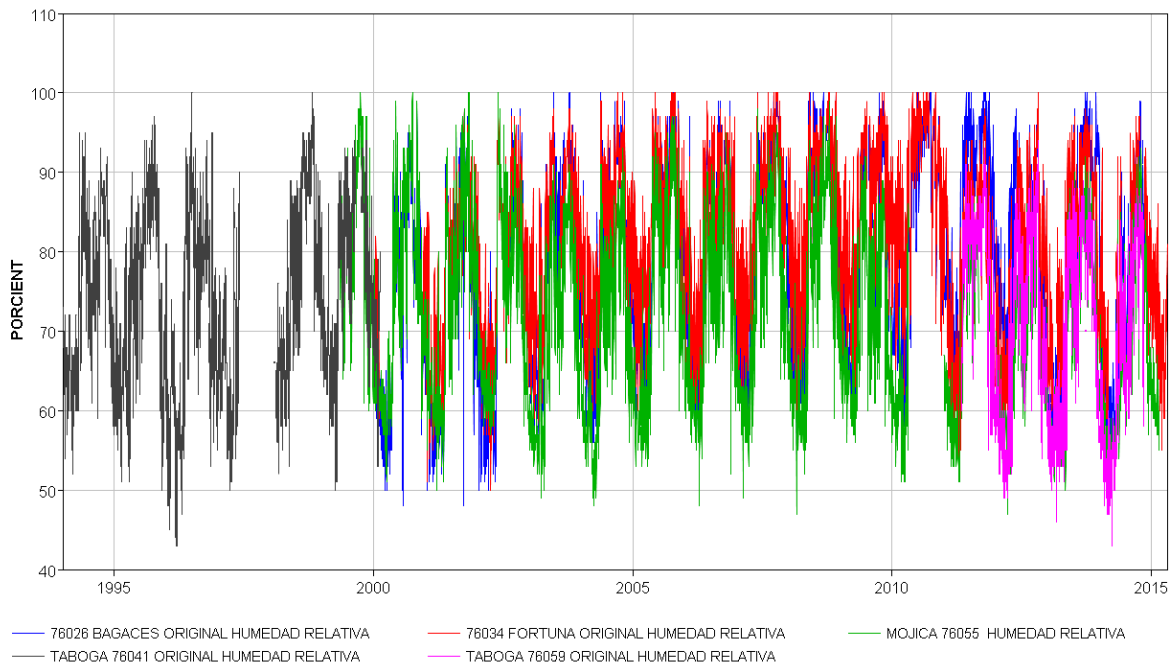
**Figura 2.2. Variación de temperatura en las estaciones Fortuna, Bagaces y Taboga.**

Para las estaciones de la zona de estudio se graficaron las lluvias incrementales (Figura 2.5) y la curva de masa de precipitación Figura 2.6, en la cual se observó un patrón de crecimiento irregular en la estación de Bagaces a partir del 2010 al 2013, reportando un acumulado de lluvia de 425 mm para el 2010, 421 mm para el 2011, 2013 mm para el 2012 y 503 mm para el 2013. Por lo tanto realizó una corrección de los datos diarios con la relación entre la pendiente de la curva que necesita corrección entre la pendiente de la curva histórica, resultando en un factor de corrección de 4.4. En la Figura 2.6 se puede observar la corrección realizada a la estación de Bagaces.

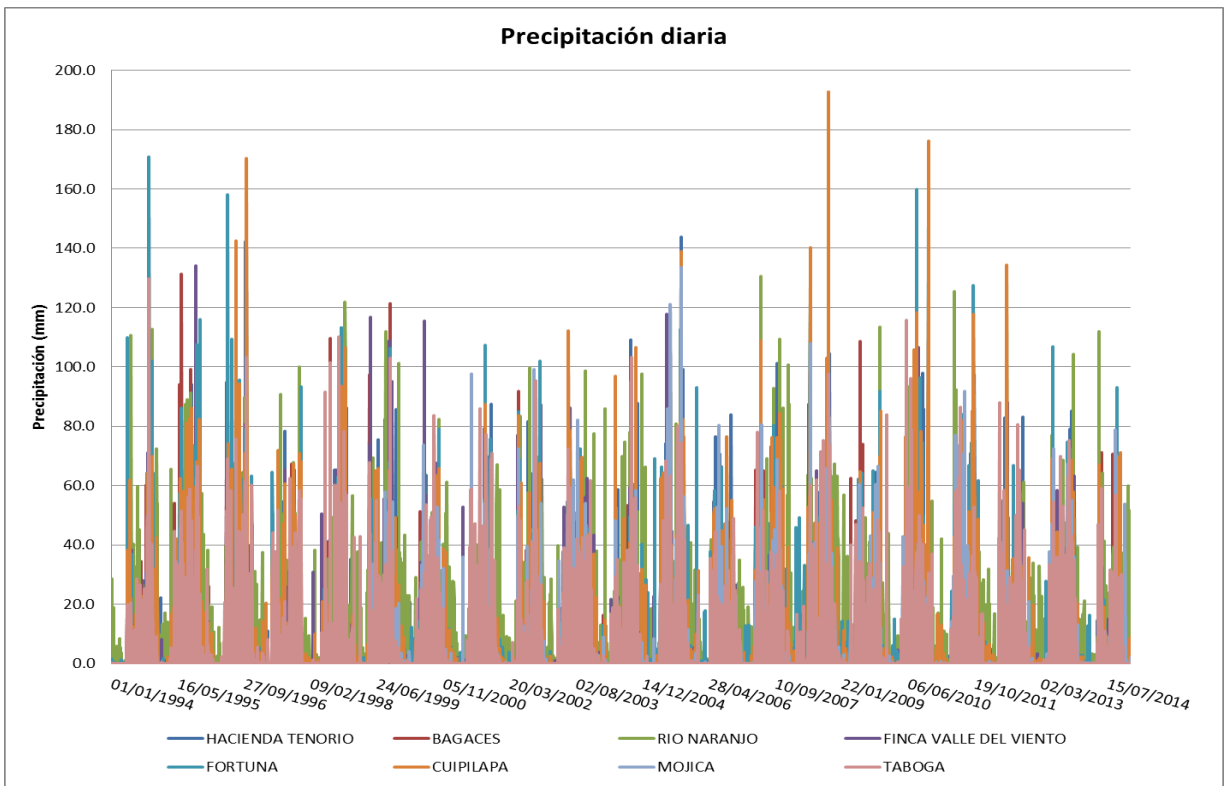
Para el periodo analizado comprendido entre el 1 de enero del 1994 a diciembre 2015 se contabilizó un total de precipitación de 62,641.7 mm para la estación Río Naranjo, 32,626 mm para Fortuna y 21,3338 mm para Mojica, evidenciando un cambio significativo en la curva de masa entre las estaciones de la región montañosa y la parte baja de las cuencas. Se calculó el promedio anual de las estaciones disponibles en el área de estudio y se elaboró un mapa de isoyetas mediante técnicas de interpolación, la tabla con las lluvias anuales y el mapa con las isoyetas se detallan en los Apéndices D, E, F, respectivamente.



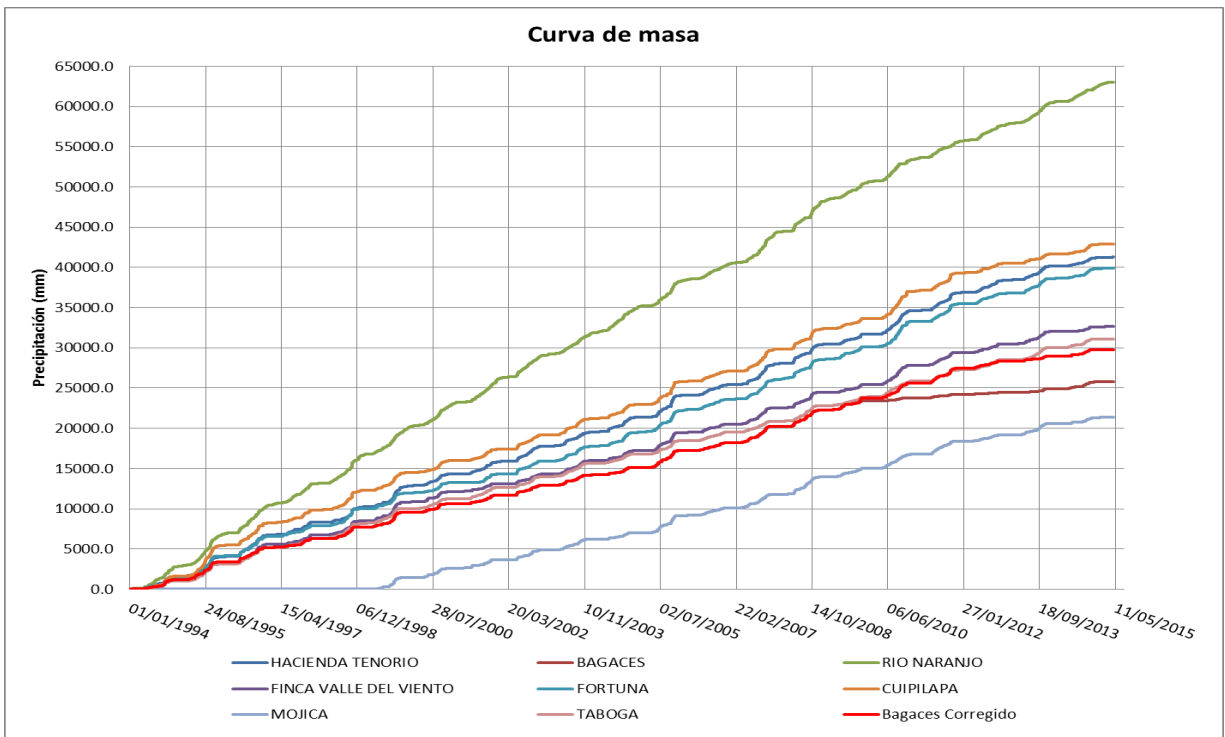
**Figura 2.3 Velocidad del viento en las estaciones de Fortuna, Bagaces, Mojica y Taboga.**



**Figura 2.4 Humedad relativa promedio diaria en Fortuna, Bagaces, Mojica y Taboga**



**Figura 2.5 Precipitación diaria en las estaciones pluviométricas**



**Figura 2.6 Curva de masa de precipitación de las estaciones en la zona de estudio**

### **2.1.3 El Niño**

El Niño es un fenómeno climático relacionado con el calentamiento del Océano Pacífico ecuatorial, el cual se manifiesta cíclicamente en periodos de tres y ocho años donde la fase de enfriamiento de los niveles promedio históricos genera el efecto contrario denominado la Niña. El Niño en sus manifestaciones más intensas, provoca grandes cambios en la zona intertropical con un aumento de los vientos alisios y aumento en el número de huracanes en el Pacífico. Además, afecta grandemente la zona Pacífica Centroamericana con un déficit cuantioso de precipitación al inicio de la época lluviosa en los años que se manifiesta. En Guanacaste esto trae implicaciones de menor disponibilidad de agua, sequías e incendios, afectando la actividad económica del país.

La NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration, por sus siglas en inglés) cuenta con un registro de las variaciones climáticas de la temperatura oceánica del promedio trimestral en la Región 3.4 a partir del año 1950 hasta el presente donde se puede visualizar cuales han sido los años en los que el Niño ha sido más severo (Figura 2.7), desde que se genera este índice. El año 1997-1998, seguido de 1982-1983 y 1972-1973 fueron años donde se manifestaron los niños más severos en todo el registro. Sin embargo en los años 2012 y 2013 por ejemplo, la NOAA reportó anomalías en la temperatura de la superficie del mar en la región 3.4 para agosto 2012 y octubre del 2013, que van de 0.08°C a 0.54°C, en su mayoría estos rangos están por debajo del índice oceánico (0.5°C) para que se decrete un Año Niño, sin embargo el país resultó afectado por un déficit de las precipitaciones, principalmente en la provincia de Guanacaste. En los meses de julio y agosto del 2014 se presentan anomalías mayores a las registradas en el 2013, con un índice de 0.66°C y 0.42°C respectivamente, y Guanacaste siguió muy afectado con la disminución de la precipitación.

Actualmente, las temperaturas en la Región 3.4 se incrementaron, manifestando un Niño de fuerte intensidad y se reporta que la magnitud de este Niño estaría dentro de los cinco eventos más fuertes de los últimos 75 años. Sin embargo, las condiciones de lluvia en el país son las más extremas observadas en al menos los últimos 75 años. Los acumulados de lluvia promedio en Guanacaste para el año 2015 hasta julio presentan un fuerte déficit de lluvia de 65% con zonas más severas como Liberia que presenta un déficit del 86%, el más extremo en todo el registro de la estación (IMN, 2015).

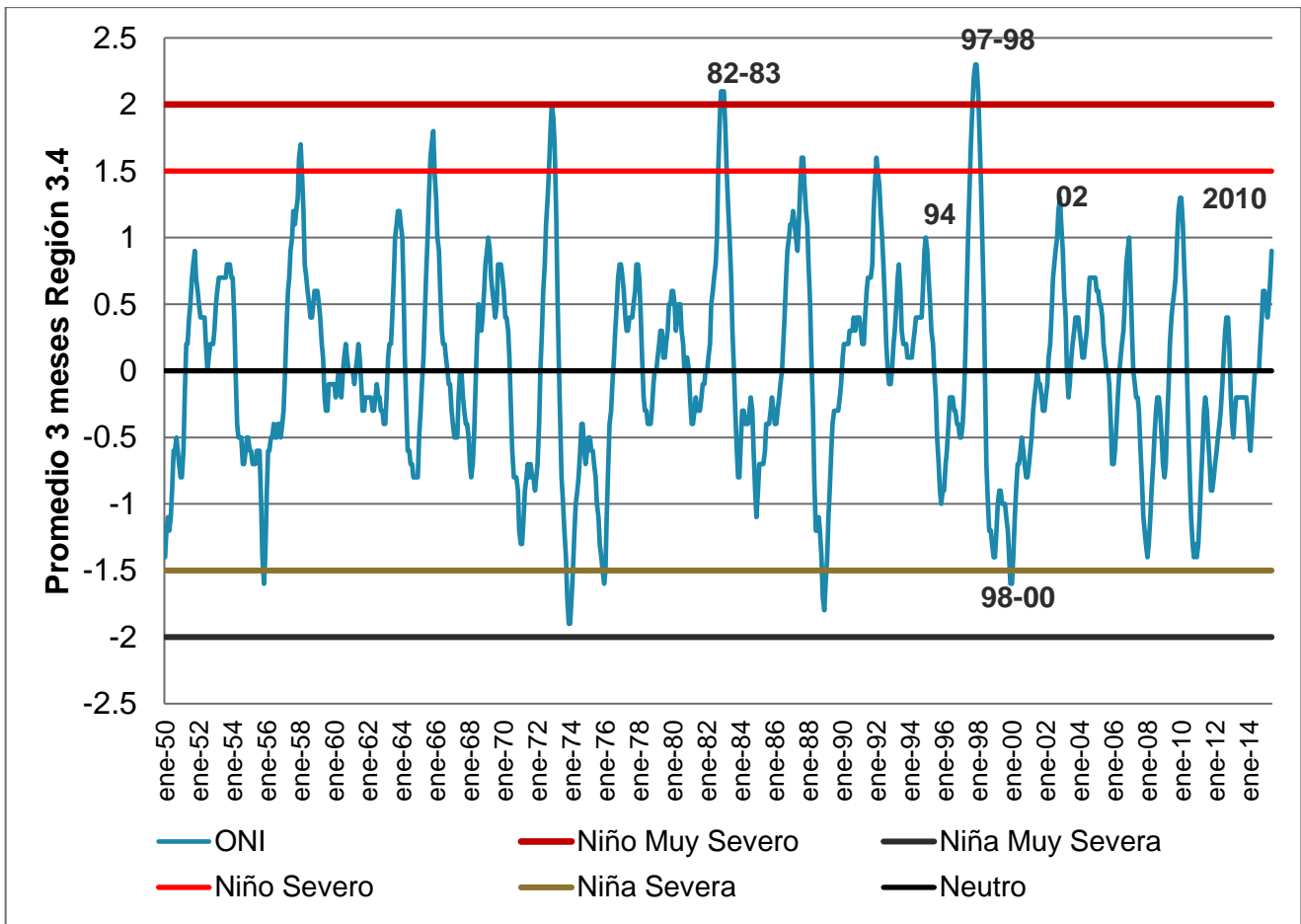


Figura 2.7. Variación histórica del índice oceánico del Niño (ONI).

### **3 ANÁLISIS HIDROLÓGICO PARA CALCULAR LA OFERTA DE LAS SUBCUENCAS**

Las principales fuerzas motrices para el proceso de precipitación-escorrentía son la intensidad y duración de las tormentas, seguido por las características de las cuencas hidrográficas que convierten las precipitaciones de entrada en un hidrograma de salida para cada subcuenca. El tamaño, la pendiente, la forma, los suelos, y la capacidad de almacenamiento del suelo son todos los parámetros importantes de la geomorfología de la cuenca.

El uso de la tierra y parámetros de la cubierta terrestre pueden alterar significativamente la respuesta hidrológica natural a través de aumentos en la cubierta impermeable, laderas alteradas, y la mejora de las redes de canales de drenaje.

Un análisis hidrológico de simulación continua es desarrollado para la zona de estudio con el objetivo de calibrar el modelo al punto de la estación de Rancho Horizontes para el periodo de 2008-2014 y generar un registro continuo de caudales en cada subcuenca para el periodo 1994-2014, especialmente en la estación limnigráfica Rancho Horizontes sobre el Río Blanco donde se verifica la simulación y en el Río Piedras donde se desea construir el embalse regulatorio del Canal del Oeste.

#### **3.1 Metodología del análisis hidrológico**

Los avances en los métodos computacionales combinados con los esfuerzos de obtención de datos en el campo, regulares y extensos han permitido el desarrollo y aplicación de modelos de simulación en hidrología. Estos modelos incorporan varias ecuaciones para describir el proceso de transporte hidrológico y contabilizar los balances hídricos a través del tiempo en los diferentes estados del ciclo hidrológico.

El modelo utilizado para simular los caudales en los puntos de control es el modelo HEC-HMS versión 4.0 desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, 2010). Este modelo puede realizar simulación de eventos o simulación continua al nivel de detalle de subcuencas, según sean definidas. Este programa calcula la escorrentía superficial resultante de cualquier tormenta sintética o natural, luego de restarle las pérdidas dentro del sistema y obtener la precipitación de exceso. Para obtener la precipitación de exceso existen varios métodos tanto para simulación de eventos o continuos. La lluvia de exceso se transforma en escorrentía a través de métodos de hidrograma unitario e integral de convolución. La descarga es calculada a la salida de cada subcuenca para posteriormente ser transitada en tramos largos de cauce del río hasta el destino final.

La simulación realizada en este estudio para calcular el rendimiento seguro del embalse Piedras se realiza mediante simulación continua, con el objetivo de obtener un registro prolongado de caudales sintéticos en la represa que sean significativos de la zona y poder realizar la evaluación del rendimiento seguro, dado que en el sitio donde se va a desarrollar el proyecto del embalse regulatorio no se cuenta con mediciones de caudal o un registro extendido de datos.

Existen diferentes métodos para trasladar los caudales de un punto de medición a otro. Sin embargo los métodos que involucran generar caudales mediante simulación continua son los más robustos, siempre y cuando el modelo cuente con una calibración previa. De esta forma las subcuencas a analizar son las que se enmarcan dentro de la zona de drenaje a la estación limnigráfica de Rancho Horizontes perteneciente al ICE.

La escorrentía superficial y el flujo de las aguas subterráneas se calculan con un modelo de contabilidad de humedad del suelo (SMA) en lugar de un modelo de pérdida simple, con la ventaja de que se lleva un registro continuo de la humedad del suelo por el tiempo de la simulación. La humedad del suelo inicial es un parámetro que cambia con el tiempo y altera la simulación considerablemente, ya que depende de las condiciones climáticas de la zona y de los cultivos o cobertura vegetal existente, así como de la disponibilidad de lluvias.

El modelo SMA tiene la capacidad de representar y simular la evapotranspiración y percolación entre eventos de lluvia, así como la infiltración y otras pérdidas durante eventos de lluvia. HEC-HMS genera un registro de caudal continuo para las subcuencas a partir de los cálculos de escorrentía directa y caudal base de los mismos métodos utilizados en la simulación de un solo evento. La escorrentía directa se transforma en caudal por el método del hidrograma unitario sintético del Servicio de Conservación de Suelos.

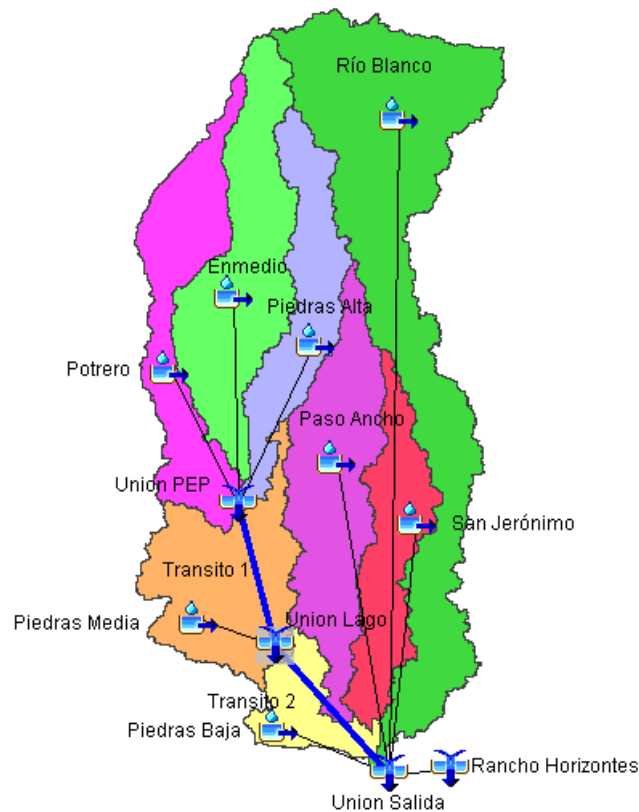
### **3.2 Descripción de las subcuencas**

Como se mencionó anteriormente el área de estudio para realizar el análisis hidrológico se dividió en ocho subcuencas con características geomorfológicas muy variadas, las cuales son capturadas por el modelo, de tal forma que cada subcuenca comparte aspectos semejantes de variabilidad climática y topográfica.

En la Figura 3.1 se encuentra el esquemático de la configuración que se realiza para el modelo hidrológico en HEC-HMS, donde las subcuencas Potrero, Enmedio y Piedras Alta drenan su caudal y se encuentran conectadas en la “Unión PEP”. El caudal de la “Unión PEP” es transitada aguas abajo a “Unión Lago” por medio del tránsito de avenidas denominado “Tránsito 1” donde también se une el drenaje de la subcuenca Piedras Media. La Unión Lago es el punto donde se pretende construir el

embalse regulatorio y donde se estará generando los caudales sintéticos para realizar el estudio del caudal seguro. La suma de los caudales en “Unión Lago” es transitada aguas abajo mediante el elemento “Tránsito 2”, el cual entrega su caudal al elemento “Unión Salida”. La Unión Salida, concentra el agua proveniente de “Tránsito 2”, de la subcuenca Piedras Baja y las subcuencas Paso Ancho, San Jerónimo y Río Blanco. Cabe destacar que Paso Ancho y San Jerónimo drenan unos 3 km aproximadamente aguas arriba del punto donde se localiza la estación limnigráfica. El tránsito de avenidas en este tramo no es simulado, porque no va a causar un amortiguamiento significativo de los caudales, por ser una distancia relativamente corta para generar almacenamiento o pérdidas considerables en el río.

La unión denominada “Rancho Horizontes” es utilizada para comparar el hidrograma observado y el hidrograma calculado de caudales promedio diario para desarrollar una calibración para el periodo 2008-2014, periodo en el que se cuenta con datos de caudal medido, además de realizar la validación del modelo con el periodo 1994-2014. En total el área de drenaje abarca una extensión de 633 km<sup>2</sup> al punto de calibración. En la Tabla 2.1 se encuentran los detalles físicos de las subcuencas y las áreas contributivas y en el Apéndice B el mapa de las subcuencas.



**Figura 3.1. Esquemático del modelo hidrológico de cuencas en HEC-HMS.**

### 3.3 Modelo de simulación de pérdidas por escorrentía (SMA)

El modelo para simulación de pérdidas por escorrentía que utiliza el HEC-HMS es un modelo continuo llamado conteo de humedad del suelo (SMA por sus siglas en inglés). El SMA almacena el agua en el dosel, en depresiones de la superficie, en el perfil del suelo, y en dos capas de agua subterránea diferentes. El almacenamiento en el dosel es considerado una pérdida inicial que debe cumplirse antes de que cualquier precipitación alcance la superficie del suelo. La infiltración se deducirá de la precipitación que excede la capacidad de almacenamiento del dosel.

La precipitación que no puede ser infiltrada se asigna al almacenamiento de la depresión. El desbordamiento del almacenamiento de la depresión se convierte en escorrentía superficial (escorrentía directa, futuro caudal). La intercepción que se da en el dosel se calcula de forma idéntica para las partes permeables e impermeables de la subcuenca.

En las superficies impermeables no se da la infiltración o pérdidas por almacenamiento en las depresiones. Todas las superficies impermeables se suponen que están "directamente conectadas"; es decir, la escorrentía de las superficies impermeables no tiene una segunda oportunidad para infiltrarse. El agua almacenada en el dosel se elimina por evaporación. El agua se elimina del almacenamiento de la depresión por evaporación e infiltración.

La velocidad máxima a la cual el agua puede ser absorbida en el suelo en un instante particular se denomina la tasa de infiltración potencial. La tasa de infiltración potencial varía con el contenido de agua del suelo. El módulo de contabilidad de humedad del suelo supone que la tasa de infiltración real disminuye linealmente con el aumento de contenido de agua. La tasa de infiltración real es el menor de la tasa de infiltración potencial y la velocidad a la cual la precipitación alcanza la superficie del suelo.

El almacenamiento de humedad del suelo se divide en dos zonas: una zona superior y una zona de tensión. El agua se elimina de la zona superior por evapotranspiración (ET) y por percolación (drenaje por gravedad) a la capa de agua subterránea superior. El agua se elimina de la zona de tensión por ET pero no por percolación. ET se extrae de la zona de tensión sólo cuando el almacenamiento en las depresiones se agote.

La tasa de percolación entre dos capas adyacentes depende de una tasa máxima del suelo y los grados de saturación de las dos capas.

El modelo presenta dos capas de aguas subterráneas las cuales son opcionales. La capa de agua subterránea superior puede ser utilizada para describir los procesos de flujo subsuperficial poco profundos como el drenaje de laderas saturadas. La capa de agua subterránea más baja puede

representar un más extenso acuífero que está conectado hidráulicamente a la corriente. La salida lateral de las capas de agua subterránea se puede dirigir a la corriente como el caudal base.

Los parámetros utilizados en el modelo del SMA, deben de representar en gran medida los valores que se encuentran en las cuencas de interés de tal forma que la calibración de los valores se realice respetando la variabilidad espacial de los mismos. De esta forma al calibrar en un punto de interés como los parámetros se ajustan respetando la variabilidad espacial, se puede tener muy buenas validaciones de resultados en otros puntos o cuencas aledañas. Barquero, 2015 realizó una calibración para la cuenca del Río Tenorio y obtuvo un coeficiente Nash de 0.34. Posteriormente, aplicó la magnitud de los parámetros obtenidos en la calibración a la cuenca del Río Blanco, respetando la distribución espacial y la variabilidad encontrada en la cuenca, dando muy buenos resultados. Con esta verificación se obtuvo un Nash de 0.35.

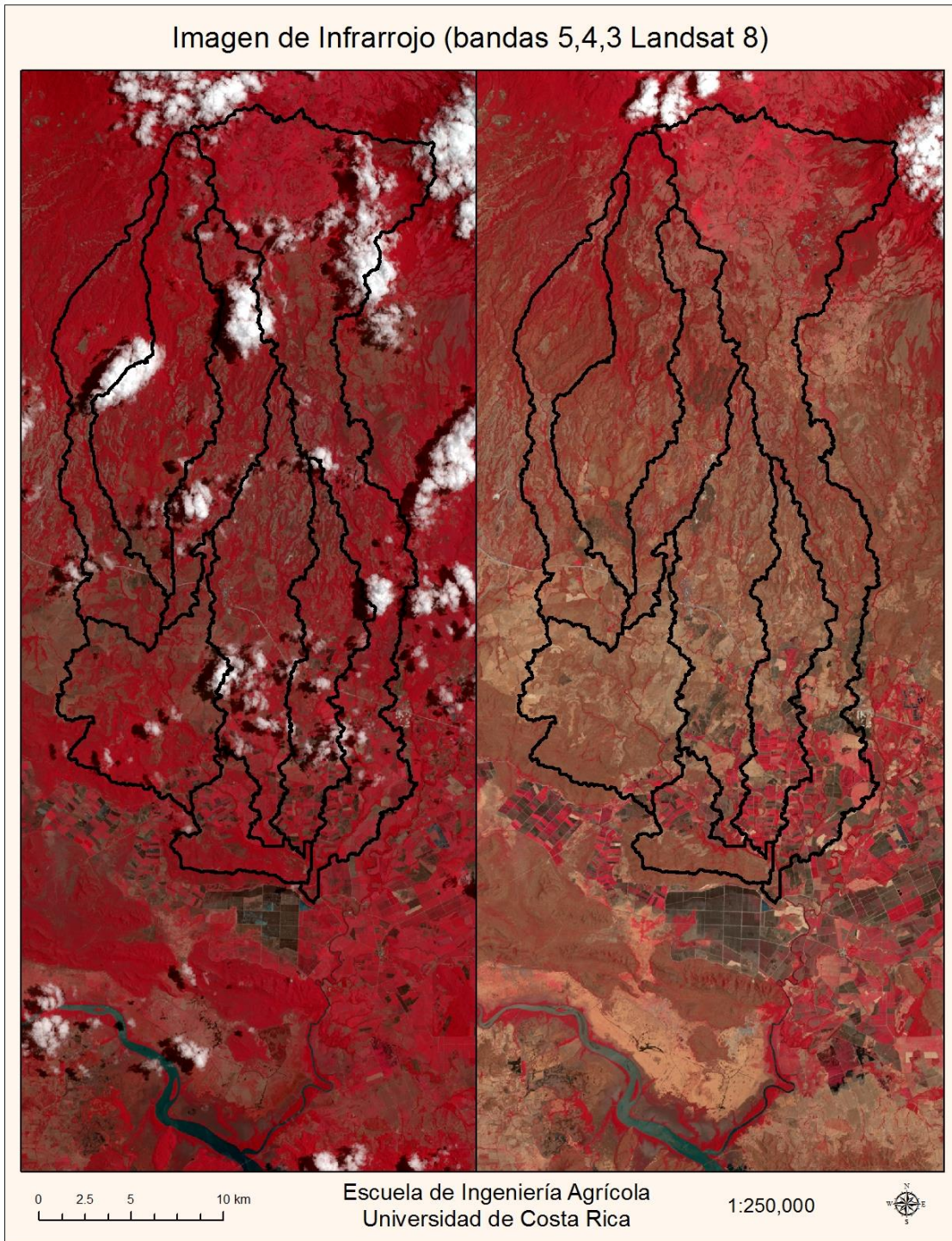
Para determinar los parámetros de este modelo es necesario tener las variabilidades espaciales en cada una de las subcuencas. Los valores de los parámetros son extraídos de datos medidos en campo por el Centro de Investigaciones Agronómicas (CIA) y por capas de información de suelos y cobertura vegetal que se detallan a continuación.

### **3.3.1 Cobertura del terreno**

Las subcuencas en la parte alta están cubiertas principalmente por bosques y pastos, debido a su cercanía a los volcanes como el Miravalles y el Tenorio, que se encuentran dentro de la Cordillera Volcánica de Guanacaste, estas zonas son preservadas como parques nacionales que mantienen los bosques primarios.

El cambio en cobertura vegetal que se da entre las estaciones es muy marcado en la zona, ya que en la época seca, la vegetación se ve altamente disminuida, donde predominan los suelos descubiertos con áreas muy propensas a la erosión y vegetación seca. En cambio en la época de lluvias la vegetación es abundante y las áreas con suelos desnudos es cubierta por pastos y malezas, mejorando la infiltración y reduciendo la escorrentía. En la Figura 3.2 se tienen dos imágenes LandSat 8 en color falso tomadas en el área en las subcuencas de estudio. Estas imágenes tienen una resolución de 30 metros y cuenta con bandas en el espectro visible e infrarojo, detectando cambios en la vegetación. La banda 5 refleja el infrarojo cercano, la banda 4, el rojo y la banda 3, el color verde. El color rojo intenso en las imágenes resalta la vegetación saludable y frondosa, el color café son áreas descubiertas o con muy poca vegetación. En el caso de la imagen del mes de febrero del 2015 (derecha) se presenta un gran porcentaje del área con suelos descubiertos o vegetación seca, en cambio en el mes de agosto del 2014 con la presencia de las primeras lluvias a partir de mayo las áreas con pastos y matorrales se incrementan y las áreas boscosas se robustecen. De esta

manera el cambio de una estación a otra agudiza o minimiza los efectos en la humedad del suelo y la disponibilidad de agua para las plantas.



**Figura 3.2. Imágenes LandSat 8 de color falso, bandas (5, 4 y 3) Agosto 2014 (izquierda) y Febrero 2015 (derecha).**

La clasificación de cobertura se realiza por medio de una imagen multi-espectral de LandSat 8 de enero, 2014. La imagen fue clasificada con el método no supervisado, este método agrupa las longitudes de onda semejantes y de forma visual se le asigna a cada clase generada una clasificación.

El análisis multiespectral de la imagen de LandSat 8 refleja que la zona de estudio cuenta con siete coberturas de suelo donde predominan los pastos y zonas boscosas debido a la topografía montañosa de la cuenca como se mencionó anteriormente. En el Apéndice G se detalla la cobertura y la clasificación realizada para las subcuencas en estudio.

La Tabla 3.1 muestra la distribución de las áreas (km<sup>2</sup>) de cobertura del terreno de cada subcuenca y en la Tabla 3.2 los porcentajes de área respectivos. Se observa que las áreas urbanas de construcción, en todas las cuencas, son las de menor porcentaje. Y como se mencionó anteriormente las zonas boscosas son dominantes, provocando pequeñas áreas de suelos impermeables. La clasificación realizada mezcla las áreas con cuerpos de agua o zonas muy saturadas con las pavimentadas. Sin embargo esto no afecta la parametrización ya que ambas superficies no pueden absorber agua.

**Tabla 3.1. Uso de suelo de la cuenca Río Piedras subdividido por subcuencas en km<sup>2</sup>.**

Cobertura	Área (km <sup>2</sup> )							
	Subcuencas							
	San Jerónimo	Paso Ancho	Río Blanco	Potrero	Piedras Alta	Piedras Media	Enmedio	Piedras Bajas
1. Urbano Rural	3.7	5.2	11.3	0.7	2.2	3.3	3.3	1.7
2. Suelo descubierto	12.5	26.0	16.6	9.8	7.8	20.7	6.4	2.3
3. Cultivos	7.6	6.4	11.1	1.5	1.2	2.0	1.2	1.6
4. Pastos	4.4	6.8	39.5	1.8	3.1	2.9	3.5	3.3
5. Pastos densos	10.6	21.0	26.9	14.2	17.4	21.5	23.3	4.7
6. Bosque poco denso	3.2	5.8	38.3	18.7	9.6	5.0	20.2	6.2
7. Bosque denso	3.7	7.3	31.1	19.4	12.6	8.9	26.7	3.9
8. Agua	6.4	5.7	11.3	1.7	2.1	7.3	3.9	1.9

**Tabla 3.2. Uso de suelo de la cuenca Río Piedras subdividido por subcuencas en porcentaje.**

Cobertura	Área (%)							
	San Jerónimo	Paso Ancho	Río Blanco	Potrero	Piedras Alta	Piedras Media	Enmedio	Piedras Bajas
1.Urbano Rural	7	6	6	1	4	5	4	7
2.Suelo descubierto	24	31	9	14	14	29	7	9
3.Cultivos	14	8	6	2	2	3	1	6
4.Pastos	8	8	21	3	5	4	4	13
5.Pastos densos	20	25	14	21	31	30	26	18
6.Bosque poco denso	6	7	21	28	17	7	23	24
7.Bosque denso	7	9	17	29	23	12	30	15
8.Agua	12	7	6	3	4	10	4	7

### 3.3.2 Tipos de suelo

Según la clasificación de órdenes de suelos de Costa Rica, la zona de estudio cubierta por las subcuencas que drenan a la estación de Rancho Horizontes, tiene en su mayoría suelos entisoles con un área de 414 km<sup>2</sup> seguido por los andisoles, con un área de 145 km<sup>2</sup>, además de presentar inceptisoles y vertisoles en menor porcentaje. A nivel del país el Centro de Investigaciones Agronómicas (CIA), (2014) de la Universidad de Costa Rica realizó un muestreo puntual con diferentes parámetros medidos en el campo y de laboratorio. Dentro de la zona se encontró diferentes muestreos, los cuales, previa consulta, se modificaron para pasar de ser puntos a formar polígonos, aumentando su tamaño hasta obtener una zona de influencia para obtener los valores promedio de los parámetros por cada subcuenca dentro del modelo de SMA.

En el Apéndice H, se detalla el mapa de suelos con los órdenes, los puntos de muestreo del CIA y el área de influencia de cada punto, los cuales se calcularon usando polígonos de Thiessen. Los pesos sobre cada subcuenca son utilizados para calcular el promedio ponderado de cada parámetro del modelo de humedad del suelo del HEC-HMS.

Los datos confirman suelos con buen drenaje, el área cuenta con suelos de orden inceptisoles en su mayoría y una parte de Entisoles que forman parte del grupo hidrológico A, es decir cuentan con un excelente drenaje, también se encuentran gran cantidad de suelos con orden ultisol, perteneciente al grupo hidrológico B, y por último se cuenta con gran área de Vertisoles, suelos con pobre drenaje siendo parte del grupo hidrológico D, estos datos se comprueban en el Apéndice I. Con un 78% de área cubierta de suelos con excelente drenaje, los datos confirman la información con que se contaba

en un inicio, por lo que el movimiento de agua es continuo a través del suelo una vez que cae en forma de lluvia, deduciendo que el escurrimiento y el agua se mueven rápidamente en el suelo.

En HEC-HMS, los suelos son un elemento clave para la simulación, inicialmente el movimiento del agua se genera en el suelo y ocurre un almacenamiento en el perfil del suelo, siendo a su vez el agua retirada por medio de la percolación o evapotranspiración. La cantidad de agua retenida en el suelo por debajo del punto de marchitez, no puede ser eliminada por estos procesos. Por lo tanto, la capacidad de almacenamiento del suelo en el perfil en el programa de HEC-HMS, es la diferencia entre el contenido de agua en saturación (la porosidad del suelo) y el contenido de agua en el punto de marchitez (en contenido de agua por debajo de este valor ET cesa).

El contenido de agua de un suelo se define como el volumen de agua en una unidad de volumen de suelo. Es una cantidad adimensional.

El almacenamiento de agua en el perfil del suelo se divide en una zona superior con un potencial de percolación y una zona de tensión sin percolación. El contenido de agua por debajo del cual no se produce ninguna percolación se denomina comúnmente la capacidad de campo. La capacidad de almacenamiento de la capa superior del suelo es la diferencia entre los contenidos de agua de saturación (equivalente a la porosidad) y de la capacidad de campo.

La capacidad de la zona de tensión es la diferencia entre el contenido de agua a capacidad de campo y punto de marchitez permanente. En el Apéndice I se encuentra el detalle del levantamiento de puntos de muestreo la base de datos del CIA localizados en la zona de las subcuencas. Entre los datos que se encuentran están los porcentajes de textura de suelo, contenido de materia orgánica, densidad aparente del suelo, densidad aparente de la partícula; datos utilizados para calcular la infiltración máxima del suelo utilizando el programa SPAW desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos.

Otros datos que se encuentran en la base de datos del CIA y en el Apéndice I es la capacidad de retención del suelo a capacidad de campo, el punto de marchitez permanente y la profundidad del suelo. Con estos valores se puede calcular la porosidad del suelo, la capacidad de almacenamiento del suelo y de la zona de tensión, valores registrados en la Tabla 3.3.

**Tabla 3.3. Resumen de los parámetros ponderados por cuenca para el modelo de humedad del suelo**

Sub Cuencas	Parámetros ponderados				Porciento inicial de agua
	Área (km <sup>2</sup> )	Conductividad Ponderada (mm/hr)	Almacenamiento Zona de Tensión (cm)	Almacenamiento Suelo (cm)	
<b>San Jerónimo</b>	52.11	2.12	8.04	14.28	10
<b>Paso Ancho</b>	84.14	2.85	8.44	13.67	10
<b>Río Blanco</b>	187.21	2.00	14.39	20.63	10
<b>Potrero</b>	67.77	16.79	15.29	20.58	10
<b>Piedras Alta</b>	55.96	5.04	12.59	18.07	10
<b>Piedras Media</b>	71.49	8.62	7.23	12.34	10
<b>Enmedio</b>	88.69	11.47	16.01	21.44	10
<b>Piedras Bajas</b>	25.61	2.92	12.78	22.77	10

### 3.4 Pérdidas en el dosel y depresiones

Según Lloyd et al., 1988 y Schellekens et al., 2000, la capacidad máxima de almacenamiento en el dosel para un bosque tropical va entre el rango de 0.6 a 1.3 milímetros. Existen otros métodos para calcular esta variable los cuales dependen de las características del dosel, la composición de las especies y el índice de área foliar superficial del dosel. Kume et al., 2008 aplicaron en el bosque tropical de Borneo un método que utiliza la resistencia aerodinámica y mediciones del perfil de viento y encontraron una capacidad de almacenamiento del dosel que varía entre 0.5 y 0.9 mm, con un valor de 0.7 mm como valor óptimo que minimizaba el error del modelo.

Para calcular el máximo almacenamiento en las depresiones y en el dosel se utiliza el método de abstracciones de la fórmula del SCS, la cual utiliza el Número de Curva ponderado de cada subcuenca. Con este método se asegura mantener las características propias espaciales de cada una de las subcuencas. Las abstracciones iniciales (*I<sub>a</sub>*) contabilizan las pérdidas que se dan antes de que haya dado escurrimiento directo, como la almacenada en depresiones y el dosel. Las siguientes ecuaciones calculan el almacenamiento potencial de abstracciones (*S*) e (*I<sub>a</sub>*) las primeras pérdidas de lluvia.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ecuación 3-1}$$

$$I_a = 0.2S \quad \text{Ecuación 3-2}$$

Los números de curva se asignan a cada una de las combinaciones de clases de cobertura del terreno (mapa del Apéndice G) y suelos (mapa del Apéndice H) según se hayan catalogado como A, B, C o D y se ponderan para cada subcuenca. En la Tabla 3.4 se observan los valores típicos según literatura que serán asignados a cada polígono (Ven T. Chow, 2000). En la Tabla 3.5 se presenta un resumen del número de curva ponderado por subcuenca, el cual es utilizado para calcular las abstracciones iniciales "IA" calculadas por el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS). Este valor es asignado en su totalidad como almacenamiento máximo en el dosel.

El almacenamiento en las depresiones se supone para todas las cuencas como cero, para reducir la cantidad de parámetros en la calibración y se asume que la cantidad de almacenamiento calculada en el dosel abarca también las depresiones.

**Tabla 3.4. Número de curva de diversos usos de suelo.**

Uso	Descripción	A	B	C	D
Urbano Rural	Distrito residencial con 65% impermeable	77	85	90	92
Suelo descubierto	Suelo descubierto con pobre cobertura de residuos	76	85	90	93
Cultivos	En Filas con pocos residuos vegetales	64	75	82	85
Pastos	Siembra de pastos en buena condición	39	61	74	80
Pastos densos	Arbustos + mezcla con pastos en buena condición	30	48	65	73
Bosque poco denso		30	55	70	77
Bosque denso		25	48	57	63

**Tabla 3.5. Número de curva de cada subcuenca.**

	Número de Curva	S (mm)	IA (mm)
Sub Cuenca Río Potrero	36.8	17.15	3.4
Sub Cuenca Río Piedras Alta	57.5	7.4	1.5
Sub Cuenca Río Piedras Media	48.0	10.85	2.2
Sub Cuenca Río Enmedio	34.6	18.87	3.8
Sub Cuenca Río Paso Ancho	66.6	5.02	1.0
Sub Cuenca Río Blanco	60.1	6.64	1.3
Sub Cuenca Río San Jerónimo	78.0	2.82	0.6
Sub Cuenca Piedras Baja	59.9	6.75	1.4

### 3.4.1 Evapotranspiración

La tasa de evapotranspiración depende de las condiciones climáticas, las condiciones de la cobertura vegetal, y las cantidades de agua almacenadas en el dosel, en depresiones superficiales y en el suelo. La evapotranspiración potencial se define como la evapotranspiración que se produciría

con un tiempo específico donde las condiciones de la cobertura vegetal están referenciadas a un cultivo de referencia y la humedad del suelo es ilimitada.

El modelo hidrológico de HEC-HMS asume que hay cero evapotranspiración durante los períodos de lluvia. El resto del tiempo, la demanda evaporativa se supe en primera instancia desde el almacenamiento del dosel, y luego de almacenamiento en superficie (la cual se limitó a cero) y finalmente, desde el almacenamiento de agua en el suelo de la zona más superficial.

La tasa de evapotranspiración del suelo es el producto de la tasa potencial de evapotranspiración y un coeficiente de estrés de agua. El coeficiente de estrés hídrico está relacionado con el contenido de agua de la zona de tensión (entre capacidad de campo y punto de marchitez permanente), expresada como un porcentaje de la capacidad.

Para el modelo se calcularon valores promedio mensuales de evaporación tomando en consideración las mediciones del tanque evaporímetro, localizado en la estación de meteorológica de Taboga. El registro de datos va desde el año 1996 hasta el 2003. La Tabla 3.6 y la Figura 3.3 muestra la variación mensual de los datos tanto de los promedios mensuales como de promedios de cada 10 días y su desviación estándar. Los meses donde se presenta mayor evaporación son marzo, abril y febrero con un total de 316.4 mm, 290.3 mm y 261 mm por mes respectivamente. La desviación estándar de los datos promedio de cada 10 días oscila entre 0.8 mm/día y 1.78 mm/día para los meses de julio y mayo. Para calcular la evapotranspiración potencial para el modelo hidrológico se utiliza la constante del tanque evaporímetro de 0.85 para multiplicar los datos de evaporación promedio mensual del tanque de evaporación.

**Tabla 3.6 Variación mensual de la evaporación medida en la estación de Taboga**

	Enero	Feb	Mar	Abril	Mayo	Jun	Julio	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<b>Promedio Mensual (mm)</b>	240.2	261	316.4	290.3	201.1	155.5	169.6	170.7	133.9	133.9	142.8	190.7
<b>Promedio 10 días (mm)</b>	80.1	87	105.5	96.8	67.0	51.8	56.5	56.9	44.6	44.6	47.6	63.6
<b>Desviación Estándar 10 días (mm)</b>	12.5	10.7	9.2	15.0	17.8	7.2	8.0	10.0	8.3	12.1	7.9	13.6

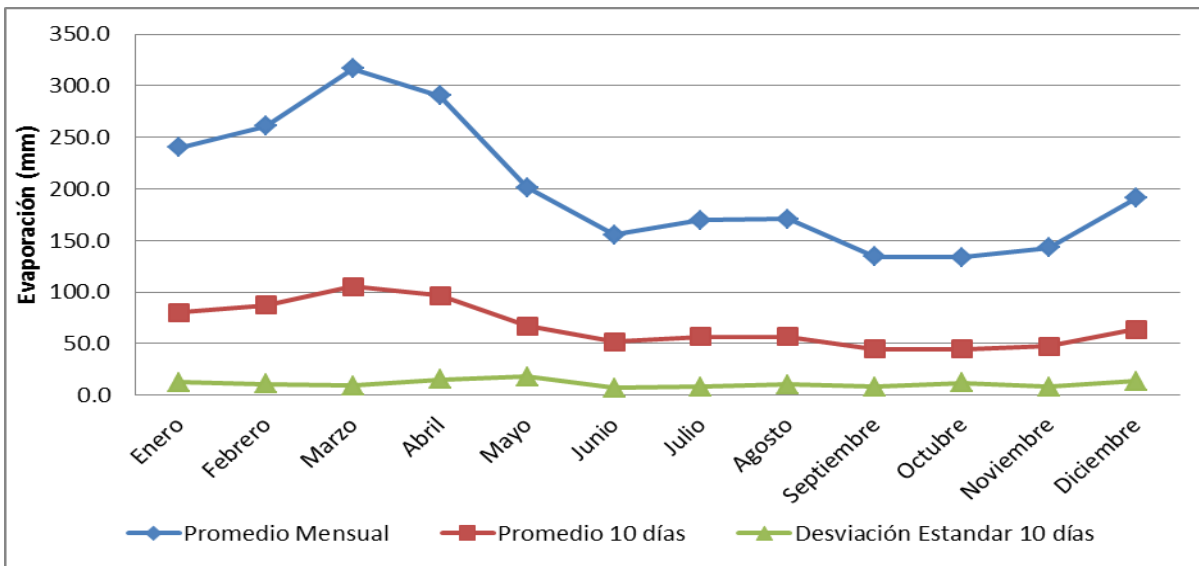


Figura 3.3 Variación mensual de la evaporación en la estación de Taboga.

### 3.4.2 Modelo de lluvia

#### 3.4.2.1 Lluvia diaria

Los datos de precipitación necesarios en el modelo hidrológico continuo son acumulados diarios de lluvia para un registro continuo de las 10 estaciones mencionadas en la Tabla 2.2 donde la fuente de los datos son el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) y el Instituto Meteorológico Nacional (IMN). Se cuenta con un registro de precipitación diario desde el año 1994 hasta el 2014, mostrados en la Figura 2.5. Los registros presentan datos faltantes de lluvia (referirse al Apéndice H para ver porcentajes de datos faltantes), los cuales fueron estimados usando el método del peso de la distancia inversa. El cual calcula el valor estimado de precipitación en la estación faltante con el valor de precipitación de las estaciones circundantes multiplicadas por un factor de distancia. En este método hay que seleccionar el radio de búsqueda. La ecuación utilizada para cada intervalo de tiempo es la siguiente:

$$Z_j = \frac{\sum_i \frac{z_i}{D_{ij}^2}}{\sum_i \frac{1}{D_{ij}^2}} \quad \text{Ecuación 3-3}$$

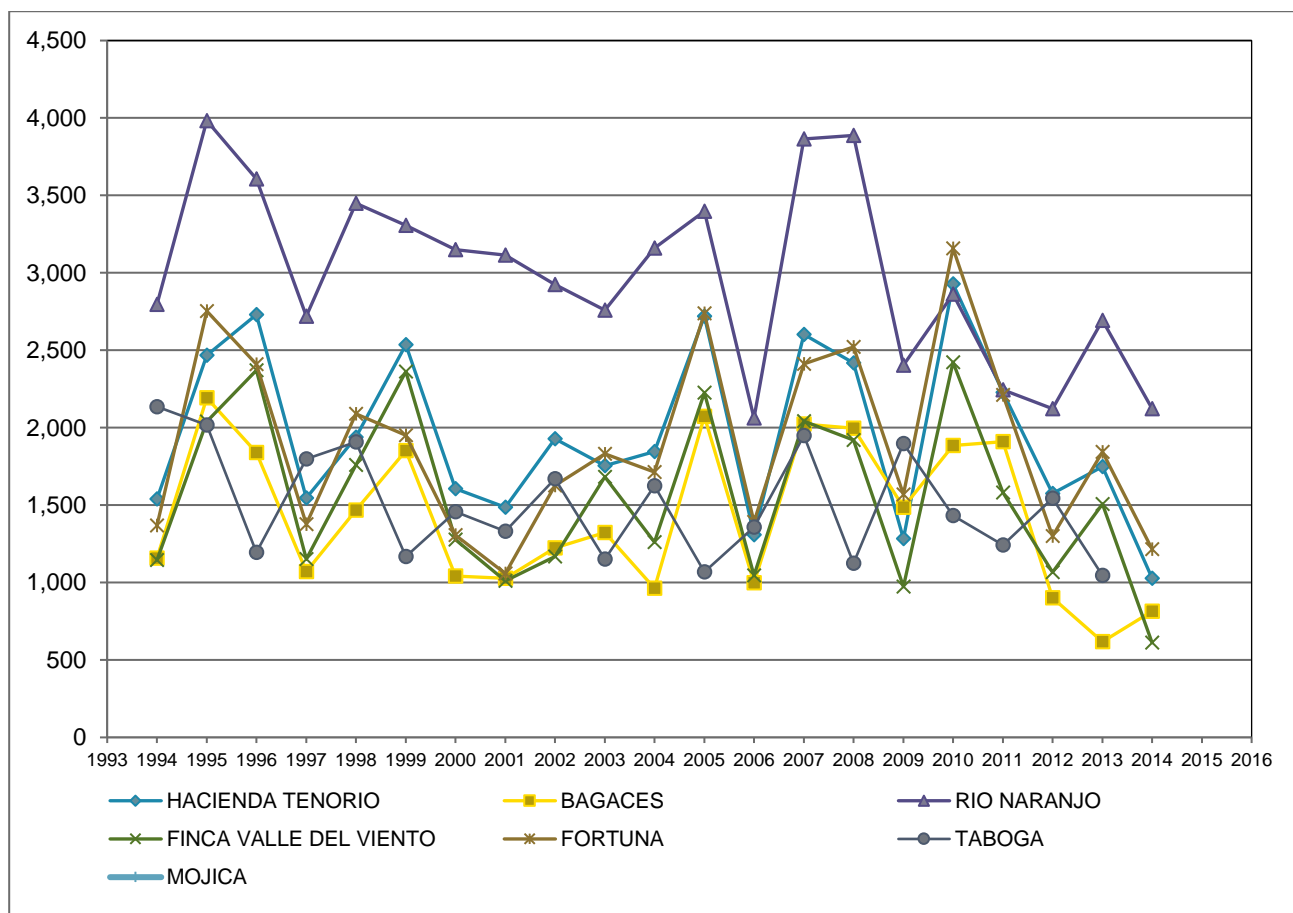
Donde  $Z_j$  es el valor estimado de lluvia,  $Z_i$  es el valor de lluvia en la estación cercana y  $D_{ij}$  es la distancia entre las dos estaciones. En la Tabla 3.7 se encuentran las estaciones que se consideran en el relleno de datos para cada estación y cuál es su distancia. Cabe destacar que la ecuación

disminuye el peso conforme la estación se aleja de la sitio de estimación. Este procedimiento se realizó para periodos cortos de tiempo de datos perdidos, inferiores a 7 días.

**Tabla 3.7 Estaciones cercanas para calcular el peso de la distancia inversa**

		<b>Distancia (D)</b>	<b>1/D<sup>2</sup></b>	<b>Sumatoria 1/D<sup>2</sup></b>
<b>Fortuna</b>	Pozo 29	2620	1.46E-07	2.9391E-07
	CM Miravalles	3864	6.69E-08	
	Cuipilapa	4158	5.78E-08	
	Casa Vieja	6525	2.35E-08	
<b>Rio Naranjo</b>	Cuipilapa	7693	1.69E-08	5.11765E-08
	Tenorio	9197	1.18E-08	
	Pozo 29	9332	1.15E-08	
	CM Miravalles	9543	1.10E-08	
<b>Cuipilapa</b>	Pozo 29	2593	1.49E-07	3.11999E-07
	CM Miravalles	4114	5.91E-08	
	Fortuna	4158	5.78E-08	
	Rio Naranjo	7693	1.69E-08	
	Casa Vieja	5824	2.95E-08	
<b>Valle del Viento</b>	Tenorio	6626	2.28E-08	4.91484E-08
	Casa Vieja	10374	9.29E-09	
	Bagaces	14711	4.62E-09	
	Mojica	11648	7.37E-09	
	Cuipilapa	14018	5.09E-09	
<b>Tenorio</b>	Valle del Viento	6626	2.28E-08	4.187E-08
	Rio Naranjo	9197	1.18E-08	
	Casa Vieja	11098	8.12E-09	
	Cuipilapa	11728	7.27E-09	
<b>Bagaces</b>	Aguabal	9184	1.18E-08	2.859E-08
	Casa Vieja	11757	7.23E-09	
	Mojica	14312	4.88E-09	
	Valle del Viento	14711	4.62E-09	
<b>Mojica</b>	Taboga	10722	8.70E-09	2.095E-08
	Valle del Viento	11648	7.37E-09	
	Bagaces	14312	4.88E-09	
<b>Taboga</b>	Mojica	10722		
<b>Casa Vieja</b>	Cuipilapa	5824	2.95E-08	8.06E-08
	Fortuna	6525	2.35E-08	
	Pozo 29	7375	1.84E-08	
	Valle del Viento	10374.4	9.29E-09	

En el Apéndice F se tiene un resumen de los valores de la precipitación anual de las principales estaciones pluviométricas en la zona para el registro de datos de cada estación a partir de 1994, además del valor promedio del periodo, la desviación estándar y el porcentaje de datos faltantes dentro del periodo. En la Figura 3.4 se grafican los datos del Apéndice F y se puede observar que para el año 2014, la mayoría de las estaciones presentan el mayor déficit de lluvia del registro, aún mayor que el registrado en el año 1997, año en el que se produjo un Niño Severo, según el Índice oceánico de temperatura registrado por NOAA y mostrado en la Figura 2.7. Por lo que se manifiesta que el periodo de la modelación del embalse seguro va a contemplar periodos severos de déficit de lluvia.



**Figura 3.4 Precipitación anual acumulada en las estaciones**

Dada la complejidad de la distribución de las estaciones en la zona (áreas con mucha información y áreas con poca información) se decide incorporar un método de cuantificación de precipitación sobre el área de cada cuenca variable en el tiempo, dependiendo de las estaciones disponibles en un radio de búsqueda. De esta forma si más adelante se desea incorporar otra

estación en el modelo, la precipitación sobre el área de la cuenca se recalcula con la distancia inversa de las estaciones circundantes relacionadas a un nodo de la subcuenca. Este método es más flexible que los conocidos polígonos de Thiessen especialmente para series de tiempo prolongadas donde hay estaciones que entran y salen de funcionamiento.

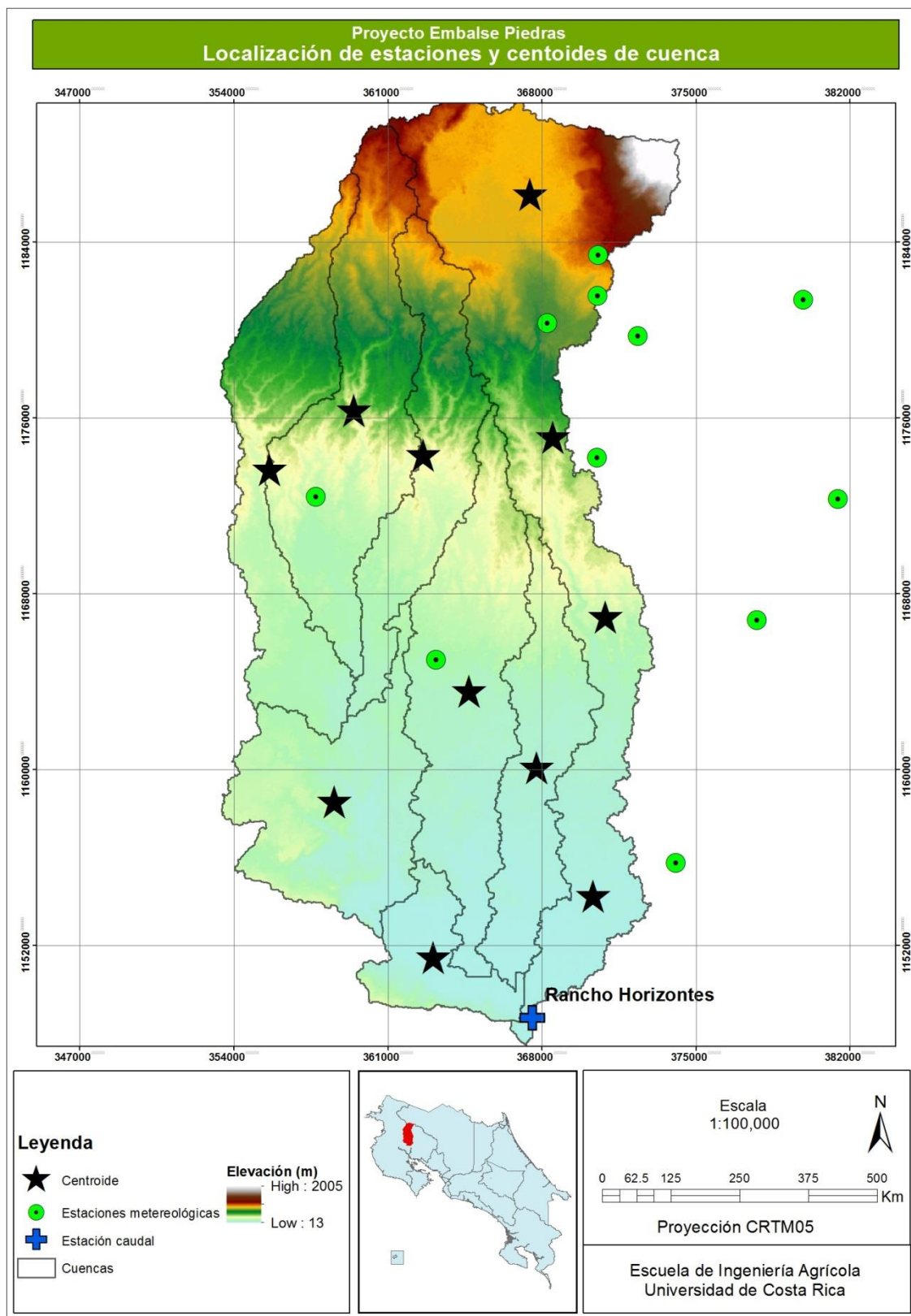
La precipitación sobre el área de cada subcuenca en el modelo se calcula en base a nodos o centroides y el radio de búsqueda de las estaciones más cercanas. Así para el caso de la subcuenca de Río Blanco que tiene una forma alargada, se da la opción de agregar 3 nodos, tanto en la parte alta, media y baja para cuantificar mejor la precipitación sobre el área.

En la Figura 3.5 se muestran los centroides de las cuencas o nodos donde se desea calcular la precipitación para cada una de las subcuencas de interés. Es claro que las estaciones localizadas más al extremo Este del área de estudio no serán utilizadas en la estimación de lluvia sobre el área de las subcuencas, dado que el radio de búsqueda máximo es de 9 km. Por lo tanto las estaciones de Hacienda Tenorio y Río Naranjo no son utilizadas en la modelación, solamente se consideraron para crear el mapa de Isoyetas sobre el área de interés (Apéndice D).

Adicional, se calculó la precipitación anual ponderada sobre cada una de las subcuencas, los resultados se muestran en la Tabla 3.8. Donde la subcuenca de Río Blanco es la que presenta un anual ponderado mayor de 1941 mm de lluvia, seguido de la subcuenca En medio y Potrero con 1648 mm y 1603 mm respectivamente. Las subcuencas con menor precipitación promedio anual son San Jerónimo y Paso Ancho con 1405 mm y 1436 mm, respectivamente.

**Tabla 3.8. Lluvia promedio por subcuenca**

Subcuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Lluvia Promedio (mm)	Lluvia Mínima (mm)	Lluvia Máxima (mm)	Desviación Estándar (m)
Río Blanco	187.21	1941	1346	3252	561
Piedras Baja	25.61	1574	1481	1666	43
San Jerónimo	52.11	1405	1361	1518	37
Paso Ancho	84.14	1436	1377	1549	44
Piedras Media	71.49	1591	1422	1720	66
Potrero	67.77	1603	1468	2195	147
Piedras Alta	55.96	1581	1406	2132	194
Enmedio	88.69	1648	1432	2486	266



**Figura 3.5 Localización de las estaciones y los centroides de las subcuencas**

### 3.4.2.2 Tormentas de diseño

Otro aspecto importante de la información de lluvia es el cálculo de los periodos de retorno para las lluvias extremas de las estaciones circundantes al área de estudio. Esta información es utilizada solamente para calcular los caudales extremos con diferentes periodos de retorno para cada una de las subcuencas.

La distribución Gumbel o Extrema tipo 1 es muy utilizada en el análisis hidrológico para calcular las precipitaciones extremas con un periodo de retorno y simular los caudales de crecientes con un modelo hidrológico. La Ecuación 3-4 muestra la función de densidad de esta distribución.

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[ \frac{-x-\beta}{\alpha} - \exp \left( \frac{-x-\beta}{\alpha} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3-4}$$

Donde  $\alpha$  es el parámetro de escala y  $\beta$  es el parámetro de posición de la distribución y se determinan de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \quad \text{Ecuación 3-5}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha \quad \text{Ecuación 3-6}$$

Donde  $\bar{x}$  es el promedio de los datos y  $s$  es la desviación estándar. Los valores de estos parámetros se pueden encontrar en la Tabla 3.9 para cada una de las estaciones de lluvia.

Una distribución tipo Gumbel fue ajustada a los datos de la Tabla 3.9 de láminas máximas diarias para las estaciones dentro de las subcuencas de estudio o circundantes. Esta distribución se ajustó a los datos con un 5 % de nivel de significancia para todos los casos, realizando la prueba de ajuste Smirnov Kolmogorov.

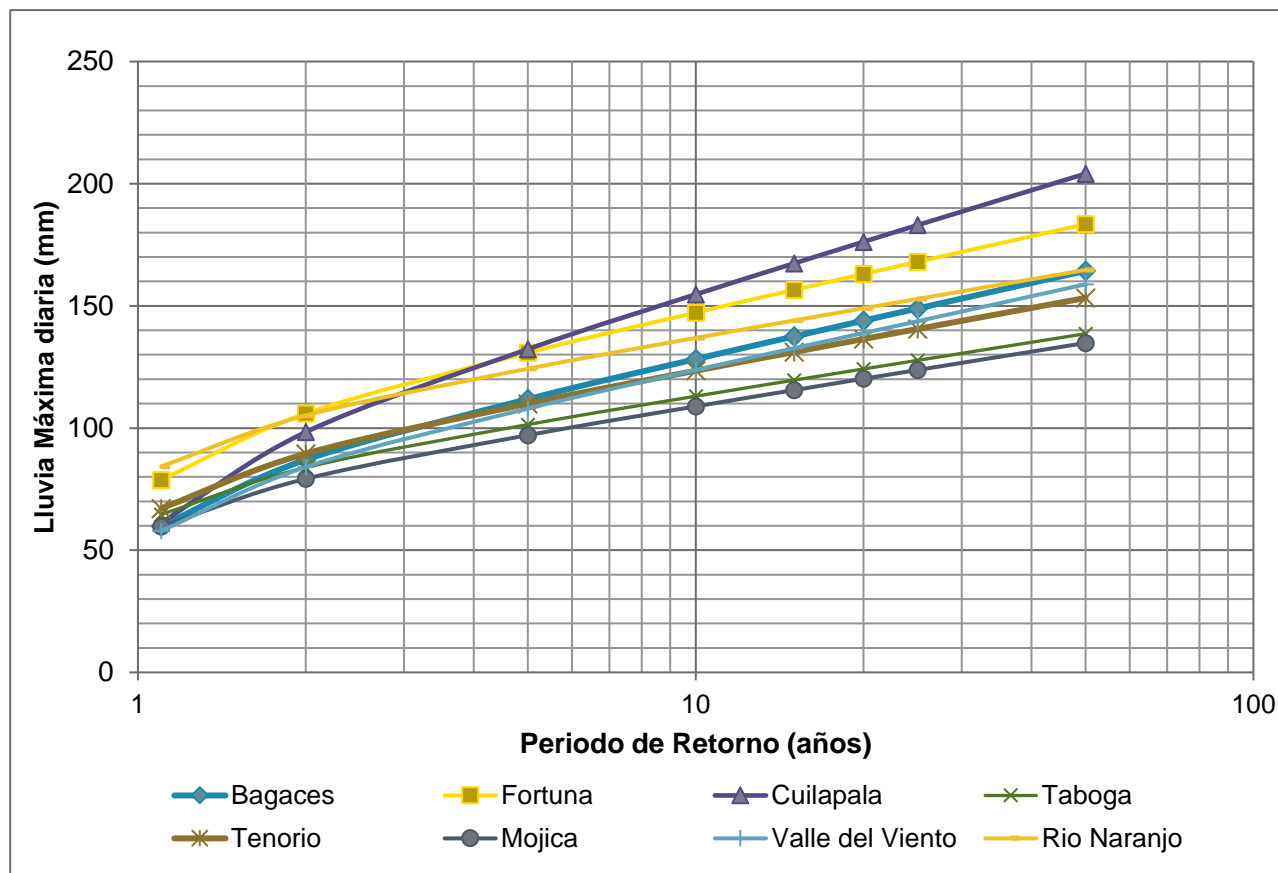
En la Tabla 3.10 se detallan los resultados del cálculo de los periodos de retorno para las estaciones de lámina de precipitación máxima dado un ajuste con una distribución Gumbel o Valores Extremos Tipo I. Los periodos de retorno calculados son 1, 1.1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, y 50 años, en la Figura 3.6 se tiene la gráfica de láminas máximas para las estaciones y los periodos de retorno respectivos.

**Tabla 3.9 Láminas máximas de lluvia diaria para las estaciones**

		76012 HACIENDA TENORIO	76026 BAGACES	76029 RIO NARANJO	76032 VALLE DEL VIENTO	76034 FORTUNA LLUVIA	76036 CUIPILAPA	76048 CASA VIEJA	MOJICA	TABOGA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	1994	63.6	150.3	112.6	109.2	170.8	69.8	-	-	129.8
2	1995	95.1	131.2	96.3	134.2	116	86.2	-	-	66.5
3	1996	142.4	90.8	109.8	136.3	158	170.2	-	-	103.2
4	1997	84	67.4	99.9	76.1	93.3	71.9	-	-	62.6
5	1998	105.3	109.7	122	92.3	113.2	106.6	-	-	110.2
6	1999	106.4	121.5	111.9	116.9	106.3	66.2	-	66.9	102.9
7	2000	63.6	77.1	82.3	115.5	79	65.9	-	73.8	83.7
8	2001	87.4	50.9	79.6	79.3	107.4	87.5	92.7	97.6	86
9	2002	81.5	91.9	99.8	87.1	102.1	83.6	91.8	99.1	95.3
10	2003	73.6	82.5	98.7	86.1	96.6	112.2	105.9	82	72.5
11	2004	109.1	75.9	97.6	59.4	88.1	106.5	80.5	58.4	103.2
12	2005	143.9	104.7	98.3	117.9	112.8	139	116.1	133.5	80.2
13	2006	83.8	66.3	61.5	54.6	93	76.5	54.6	80.4	49
14	2007	101.3	73.1	130.6	67.1	89.4	108.8	86.1	80.5	78
15	2008	117.3	110.2	160	104.1	144.3	192.8	131.6	107.9	97.6
16	2009	82.3	108.7	113.5	50.3	91.9	85.1	78.7	66.6	84
17	2010	97.8	76.6	138.6	106.7	165.6	176.3	99.8	79.8	115.8
18	2011	97.5	133.7	125.5	54.1	127.5	117.9	96.3	91.8	86.5
19	2012	83.1	89	128	88.1	66.8	134.4	72.1	51.2	88
20	2013	88.4	41.7	104.4	63.2	106.9	69.1	95.8	72.4	75.2
21	2014	51.8	71.1	112	59.7	93.2	71.1	66.3	78.8	59.2
<b>Promedio</b>		93.30	91.63	108.71	88.49	110.58	104.65	90.59	101.75	82.54
<b>Desviación Estándar</b>		23.12	28.04	21.60	27.02	28.11	38.36	45.70	70.17	40.04
<b>α</b>		18.03	21.86	16.84	21.07	21.92	29.91	35.63	54.71	31.22
<b>β</b>		82.89	79.01	98.99	76.32	97.93	87.38	70.03	70.17	64.53

**Tabla 3.10 Periodos de retorno con una distribución Gumbel para estaciones de lluvia**

Periodo de retorno (años)	Bagaces (mm)	Fortuna (mm)	Taboga (mm)	Cuilapala (mm)	Tenorio (mm)	Mojica (mm)	Valle del Viento (mm)	Rio Naranjo (mm)
1.1	59.89	78.76	64.63	61.22	67.12	59.72	57.9	84.26
2	87.03	105.96	83.85	98.35	89.5	79.23	84.05	105.16
5	111.81	130.8	101.4	132.25	109.93	97.05	107.93	124.25
10	128.21	147.25	113.02	154.69	123.46	108.85	123.74	136.89
15	137.47	156.53	119.58	167.36	131.09	115.51	132.66	144.01
20	143.95	163.03	124.17	176.22	136.43	120.17	138.9	149.01
25	148.94	168.03	127.71	183.05	140.55	123.76	143.71	152.85
50	164.32	183.45	138.6	204.09	153.23	134.82	158.83	164.7

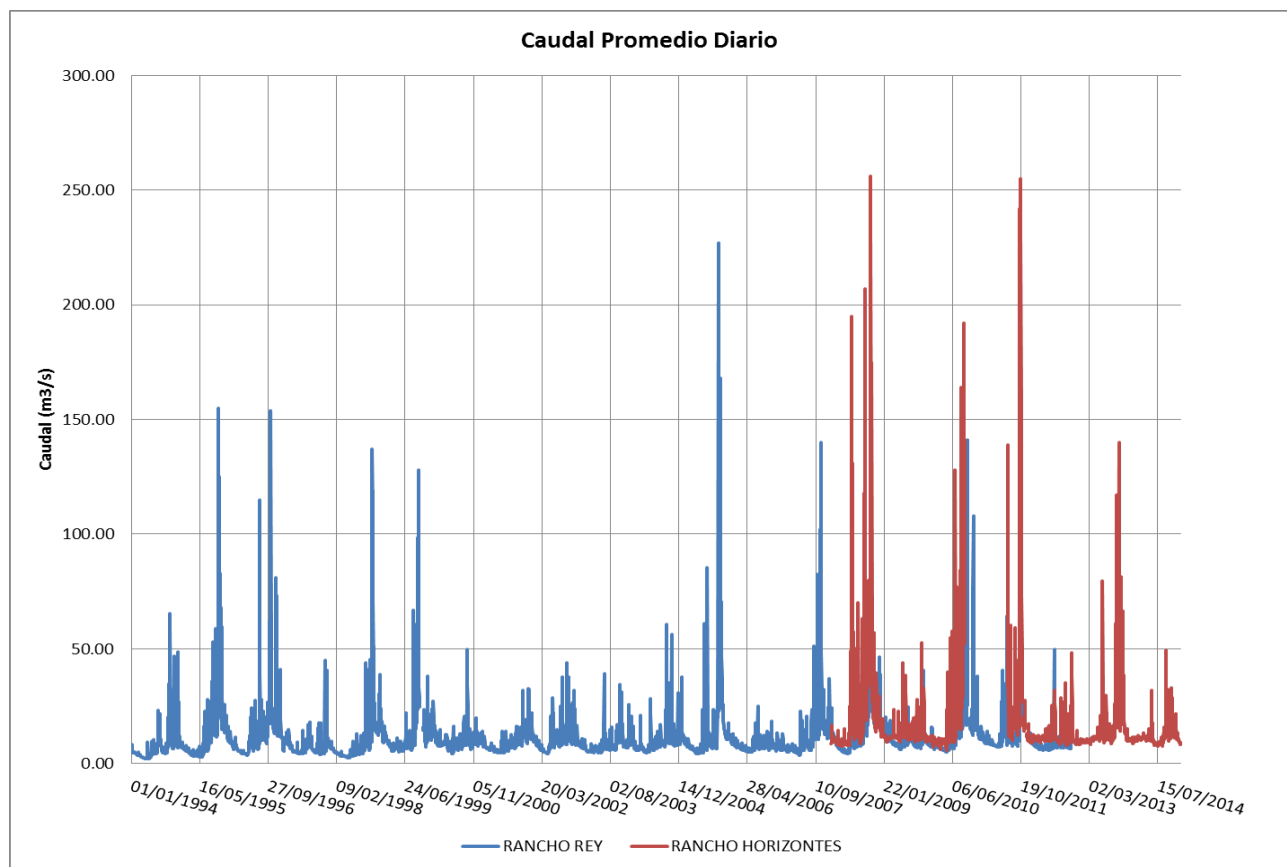


**Figura 3.6 Periodos de retorno para las láminas máximas de lluvia**

### 3.5 Caudales medidos

Los caudales utilizados para calibrar el modelo hidrológico son los medidos en la estación limnigráfica 20-13 Rancho Horizontes, localizada en las coordenadas 367561 Este y 1148693 Norte según proyección CRTM-05, a una elevación de 24 msnm sobre el Río Blanco. Los caudales promedio diarios tienen un registro desde enero del 2008 hasta el 31 de diciembre del 2014 (Figura 3.7). El caudal promedio del registro es de 18.09 m<sup>3</sup>/s, con una desviación estándar de 23.1 m<sup>3</sup>/s.

Los caudales instantáneos máximos observados en la estación de Rancho Horizontes se presentan en la Tabla 3.11, donde se registró un caudal máximo de 226 m<sup>3</sup>/s para el 19 de septiembre del 2013. Los años 2009, 2010 y 2011 no presentan valores de caudal máximo dado que tienen datos faltantes en los meses lluviosos, donde cabe la posibilidad de que se haya presentado un caudal importante.



**Figura 3.7 Caudal promedio diario en las estaciones de Rancho Horizontes y Rancho Rey. (Fuente: ICE)**

**Tabla 3.11 Caudales máximos instantáneos anuales para la estación 20-13 Rancho Horizontes.**

AÑO	FECHA	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
2008	16 octubre 2008	194.0
2009		–
2010		–
2011		–
2012	25 octubre 2012	75.7
2013	19 septiembre 2013	226.0
2014	13 septiembre 2014	84.9*
<b>*Datos faltantes, el caudal dado posiblemente sea el máximo del año.</b>		
<b>Fuente: ICE</b>		

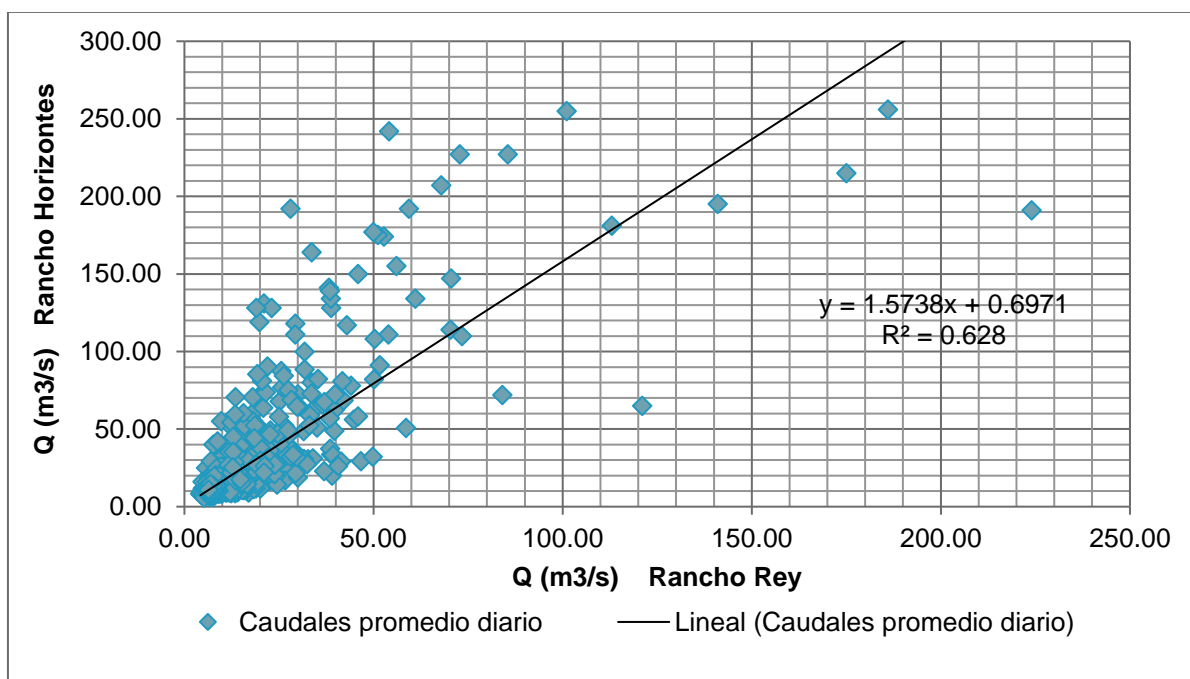
Una estación limnigráfica denominada 20-03 Rancho Rey, se localiza en la cuenca del Río Tenorio en las coordenadas 1157553 Norte y 372735 Este según proyección CRTM-05, a una elevación de 20 msnm. Esta estación presenta un registro de datos más extenso, dentro del periodo solicitado (1994-2012). La cuenca del río Tenorio con un área de drenaje de 288.1 km<sup>2</sup>, no es simulada en este estudio. El caudal promedio de esta estación es de 11.22 m<sup>3</sup>/s y su desviación estándar es de 11.85 m<sup>3</sup>/s.

En la Tabla 3.12 se presentan los caudales máximos instantáneos anuales, donde se reporta un caudal máximo de 841 m<sup>3</sup>/s para el 28 de septiembre del 2005 y el segundo más grande el 22 de octubre del 2008 con un caudal instantáneo de 800 m<sup>3</sup>/s.

Al comparar los caudales promedio diarios de cada estación limnigráfica (Figura 3.7) y analizar la dispersión de los datos o la proporción de variabilidad total de la variable dependiente “y”, se encuentra un coeficiente de determinación cuadrado (R<sup>2</sup>) de 0.628 para un ajuste lineal (Figura 3.8). En general, según la línea de mejor ajuste se puede decir que los caudales promedio diarios en Rancho Horizontes son 1.57 más grandes que los medidos en Rancho Rey para el periodo de datos analizados y la línea de mejor ajuste se extiende al eje vertical al valor de 0.7 m<sup>3</sup>/s. Sin embargo el coeficiente de determinación es bajo, afectando principalmente los caudales altos tanto en Rancho Rey como para Rancho Horizontes.

**Tabla 3.12 Caudales máximos instantáneos anuales para la estación 20-03 Rancho Rey.**

AÑO	FECHA	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
1994	11 oct 94	352.0
1995	27 sep 95	597.0
1996	16 oct 96	426.0
1997	15 nov 97	186.0
1998	15 oct 98	355.0
1999	26 ago 99	487.0
2000		–
2001	13 sep 01	76.1
2002	01 oct 02	275.0
2003	16 oct 03	169.0
2004		–
2005	28 sep 05	841.0
2006	12 oct 06	65.2
2007	21 sep 07	635.0
2008	22 oct 08	800.0
2009	07 nov 09	178.0
<b>Fuente: ICE</b>		



**Figura 3.8** Dispersión de los caudales medidos en la estación de Rancho Rey y Rancho Horizontes.

### 3.5.1.1 Caudales mínimos

El registro de caudales diarios de la estación Rancho Rey, localizada en la subcuenca del Río Tenorio no tiene datos faltantes en los periodos de la época seca, donde se presentan los caudales más bajos en el año. De esta forma se realiza un análisis de frecuencia para conocer la probabilidad de excedencia de un caudal determinado con el objetivo de calcular el caudal de estiaje de esta estación (Tabla 3.13).

Una distribución de probabilidad normal se ajusta muy bien a los datos con un análisis de Smirnov Kolmodorov, dando un delta teórico de 0.0798 como resultado, el cual es menor que el delta tabular de 0.312 calculado con momentos ordinarios para un nivel de significación de 5%. Los parámetros de la distribución normal dan un promedio de 4.39 m<sup>3</sup>/s y un parámetro de escala o desviación estándar de 1.22 m<sup>3</sup>/s. Con estos parámetros se calcula las probabilidades de excedencia del caudal promedio diario mínimo anual (Tabla 3.14). El caudal de estiaje en el Río Tenorio se calcula en 2 m<sup>3</sup>/s, o sea con una probabilidad de excedencia del 97.5 % o Q<sub>97.5</sub> según Tabla 3.14.

**Tabla 3.13 Caudales promedio diarios mínimos anuales en Rancho Rey**

<b>Año</b>	<b>Caudales Mínimos</b>
<b>1994</b>	2.02
<b>1995</b>	2.77
<b>1996</b>	3.68
<b>1997</b>	3.9
<b>1998</b>	2.56
<b>1999</b>	5.16
<b>2000</b>	4.38
<b>2001</b>	4.68
<b>2002</b>	4.14
<b>2003</b>	4.55
<b>2004</b>	4.63
<b>2005</b>	4.3
<b>2006</b>	4.82
<b>2007</b>	3.71
<b>2008</b>	4.25
<b>2009</b>	6.04
<b>2010</b>	4.93
<b>2011</b>	7.27
<b>2012</b>	5.62

**Tabla 3.14 Probabilidad de excedencia de caudales diarios mínimos en Rancho Rey**

Probabilidad de Excedencia	Caudal diario (m <sup>3</sup> /s)
99	1.55
97.5	2.00
95	2.39
90	2.83
75	3.57
50	4.39

Los caudales de estiaje de los otros ríos localizados en las subcuencas, se calculan mediante una relación de áreas y precipitación promedio anual sobre las subcuencas basado en los aportes que se reciben en la estación de Rancho Rey, suponiendo que las otras subcuencas tienen un comportamiento similar en el verano a la subcuenca Tenorio. Esta suposición es realizada dado que no se disponen de datos medidos en el campo y la modelación hidrológica de caudales tan bajos es incierta en periodos largos sin precipitación. La siguiente ecuación se utiliza para calcular los caudales de estiaje de las subcuencas. Donde  $A_{RR}$  es el área de drenaje de Rancho Rey,  $A_{Sc}$  es el área de drenaje de cada subcuenca,  $P_{RR}$  es la precipitación anual promedio sobre la subcuenca Tenorio y  $P_{Sc}$  es la precipitación anual promedio sobre cada una de las subcuencas.

$$Q_{estiaje} = Q_{estiaje\ RR} \frac{A_{Sc}}{A_{RR}} * \frac{P_{Sc}}{P_{RR}} \quad \text{Ecuación 3-7}$$

**Tabla 3.15 Caudal de estiaje en las subcuencas**

	Área Km <sup>2</sup>	Precipitación Anual (mm)	Q estiaje m <sup>3</sup> /s
Rancho Rey	288.1	2200	2
Río Blanco	187.21	1941	1.15
Enmedio	88.69	1648	0.46
Paso Ancho	84.14	1436	0.38
Piedras Media	71.49	1591	0.36
Potrero	67.77	1603	0.34
Piedras Alta	55.96	1581	0.28
San Jerónimo	<b>52.11</b>	1405	0.23
Piedras Bajas	25.61	1574	0.13
Unión PEP	Q Enmedio + Q Potrero + QPiedras Alta		1.08
Unión Lago	Unión PEP + Piedras Media		<b>1.44</b>
Rancho Horizontes	632.98		3.33

### 3.6 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración se calcula aplicando el método del TR55 del Servicio de Conservación de Recursos Naturales de Estados Unidos, el cual utiliza la Ecuación 3-8.

$$t_c = t_s + t_{sc} + t_{c1} \quad \text{Ecuación 3-8}$$

Esta ecuación subdivide el cálculo de tiempo de concentración en tres tramos, que se describen a continuación.

#### 3.6.1 Tiempo de escurrimiento superficial

Este se calcula a lo largo de los primeros 90 metros donde todavía no se forma ningún cauce, y el agua se mueve en pequeñas láminas. Este se calcula por medio de la Ecuación 3-9.

$$t_s = \frac{0,007(n_s L_s)^{0,8}}{(P_s)^{0,5} S_s^{0,4}} \quad \text{Ecuación 3-9}$$

Este cálculo incluye la rugosidad del terreno ( $n_s$ ), la longitud del trayecto ( $L_s$ ), lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno ( $P_s$ ) y la pendiente del terreno ( $S_s$ ). Para cada subcuenca se hacen las mediciones respectivas mediante mapas digitales, obteniendo la Tabla 3.16, con los datos de cada una.

**Tabla 3.16. Datos del primer tramo del tiempo de concentración.**

Sub Cuencas	Coficiente de rugosidad del terreno	Pendiente del terreno (m/m)
Río Potrero	0,3	0,222
Río Piedras Alta	0,3	0,22
Río Piedras Media	0,15	0,01
Río Enmedio	0,3	0,01
Río Paso Ancho	0,2	0,056
Río Blanco	0,3	0,22
Río San Jerónimo	0,3	0,056

#### 3.6.2 Tiempo de escurrimiento superficial concentrado

El segundo cálculo de tiempo de concentración se da cuando se comienzan a formar pequeños surcos de agua, sin todavía llegar a convertirse en cauce, el tiempo de escurrimiento superficial concentrado se calcula por medio de la Ecuación 3-10.

$$t_{sc} = \frac{L_{sc}}{3600V} \quad \text{Ecuación 3-10}$$

Donde  $L_{sc}$  es la longitud del trayecto y  $V$  la velocidad media del flujo. En la Tabla 3.17 se encuentran los datos calculados de cada cuenca.

Tabla 3.17. Datos del segundo tramo del tiempo de concentración.

	Longitud (km)	Pendiente (m/m)	Velocidad del agua (m/s)
Río Potrero	0,331	0,02	0,60
Río Piedras Alta	0,392	0,10	1,57
Río Piedras Media	1,458	0,01	0,50
Río Enmedio	0,840	0,05	1,07
Río Paso Ancho	0,722	0,01	0,41
Río Blanco	12,030	0,10	1,55
Río San Jerónimo	0,126	0,20	2,19

### 3.6.3 Tiempo de escurrimiento por el cauce

Finalmente se calcula el tiempo de concentración en el tramo del cauce o río, por medio de la Ecuación 3-11.

$$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V} \quad \text{Ecuación 3-11.}$$

En este caso la velocidad incluye en su cálculo términos como el radio hidráulico, la pendiente de la rasante y la rugosidad del canal, todos estos mostrados en la Tabla 3.18.

Finalmente sumando los tiempos de concentración de cada tramo se calcula el tiempo de concentración de las subcuencas, mostrado en la Tabla 3.19.

Tabla 3.18. Datos del tercer tramo del tiempo de concentración.

	Geometría del canal					
	Longitud (km)	Pendiente (m/m)	Coefficiente rugosidad	Espejo agua (m)	Z	Profundidad agua (m)
Río Potrero	31,68	0,020	0,04	7	1	1,5
Río Piedras Alta	29,53	0,020	0,04	1	1	1,5
Río Piedras Media	14,05	0,010	0,04	7	1	3
Río Piedras Baja	7,80	0,001	0,04	30	1	3
Río Enmedio	26,39	0,030	0,04	7	1	1,5
Río Paso Ancho	32,77	0,010	0,04	8	1	2

<b>Río Blanco</b>	23,7	37	0,01	0,01	0,04	3	15	0,5	1	1,5	4
<b>Río San Jerónimo</b>	25,93		0,01		0,04	9		1		3	

**Tabla 3.19. Tiempos de concentración de las subcuencas en estudio.**

	<b>Tiempo de concentración (horas)</b>	<b>Tiempo de retardo (horas)</b>
<b>Río Potrero</b>	2,64	1,58
<b>Río Piedras Alta</b>	2,49	1,49
<b>Río Piedras Media</b>	2,40	1,44
<b>Río Piedras Baja</b>	1,15	0,69
<b>Río Enmedio</b>	2,72	1,63
<b>Río Paso Ancho</b>	3,77	2,26
<b>Río Blanco</b>	6,65	3,99
<b>Río San Jerónimo</b>	2,54	1,52

### 3.7 Simulación Hidrológica

El modelo de simulación hidrológica utilizado para este estudio fue HEC-HMS (Versión 4.0).

El modelo de simulación incorpora 8 subcuencas con sus respectivas propiedades hidrológicas que se presentan en las Tablas de la sección anterior. Existen dos tránsitos de avenidas uno aguas arriba y otro aguas abajo del embalse regulatorio. Más allá de estos no se incluyen tránsitos en la parte baja porque no se espera haya atenuaciones del hidrograma en el canal natural con tramos tan cortos. Cuatro uniones se calculan en la simulación hidrológica.

La Unión PEP recibe la escorrentía de las sub-cuencas Potrero, Enmedio y Piedras Alta, el tiempo más largo de concentración es de Subcuenca Enmedio (2.72 horas). La Unión Lago recoge el agua de exceso de escorrentía de la Subcuenca Piedras Media y el tránsito de avenidas 1. La Unión Salida representa un punto de salida el cual recibe el aporte de escorrentía de las subcuencas Paso Ancho, San Jerónimo, Río Blanco y Piedras Baja, además de recibir el aporte de escorrentía de las subcuencas que drenaban en la Unión Presa mediante el tránsito de avenidas 2. Se agrega una unión adicional llamada Rancho Horizontes la cual no desempeña ninguna función hidrológica, solamente la de comparar el caudal calculado con el caudal observado en la estación limnigráfica. La Figura 3.1 muestra la configuración hidrológica utilizada en HEC-HMS.

### 3.8 Resultados de la calibración

El método de hidrograma unitario sintético del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) fue utilizado para convertir la precipitación de exceso en caudal de descarga. El método del SCS usa el

tiempo de retardo de las subcuencas, este es obtenido multiplicando el tiempo de concentración por 0.6.

El coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe es utilizado para evaluar el poder predictivo de un modelo hidrológico representado por la Ecuación 3-9

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_o^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q_o^t - \bar{Q}_o)^2} \quad \text{Ecuación 3-12}$$

Donde  $Q_o$  es el caudal observado y  $Q_m$  el caudal modelado. El rango de eficiencia del Nash varía entre menos infinito a uno. Un valor de 1 corresponde a un ajuste perfecto de los datos simulados con los observados, sin embargo en la práctica de la modelación hidrológica donde se cuenta con una gran incertidumbre de los parámetros y de valores de precipitación un valor superior a 0.5 es perfectamente aceptable (Moriansi et al, 2007). Luego de realizar varias iteraciones tratando de mantener la integridad espacial de los parámetros calculados previamente se llegó a obtener un Coeficiente de Nash-Sutcliffe de 0.576. Al llegar a este valor se considera que la calibración es adecuada para el periodo de simulación.

Los valores calibrados para cada una de las subcuencas se presentan en la Tabla 3.20. Los valores iniciales para cada una de las subcuencas fueron ajustados por un factor hasta poder obtener una buena calibración. Así por ejemplo la infiltración máxima ponderada obtenida con los perfiles del CIA se multiplicó por un factor de 0.8 para Potrero y Enmedio y para obtener la percolación del suelo se multiplicó por un factor de 0.35 la infiltración máxima. Los valores de percolación del manto acuífero se obtuvieron ajustando por un factor de 0.55 y 0.6 la infiltración. El porcentaje de impermeabilización de cada cuenca fue calculado usando el mapa de cobertura del terreno. Los valores de almacenamiento en el suelo y en la zona de tensión se dejaron fijos a lo largo de las iteraciones.

La Tabla 3.21 y la Figura 3.9 muestran los resultados de la calibración del modelo hidrológico para el periodo comprendido entre enero 2008 a diciembre 2014 para cada una de las subcuencas. Para el punto de calibración se obtiene además el volumen medido y el volumen simulado, los cuales son 5363 mm y 5358.4 mm respectivamente, el Volumen Residual es de -4.6 mm. La raíz de la sumatoria de los errores al cuadrado es otra estadística que se utiliza para comprobar una simulación. En este caso se obtuvo un valor de 13.93 m<sup>3</sup>/s. El promedio del caudal observado en la estación es de 18.1 m<sup>3</sup>/s y el caudal promedio simulado es de 17.8 m<sup>3</sup>/s. Se tiene también un promedio del error absoluto de 6.0 m<sup>3</sup>/s.

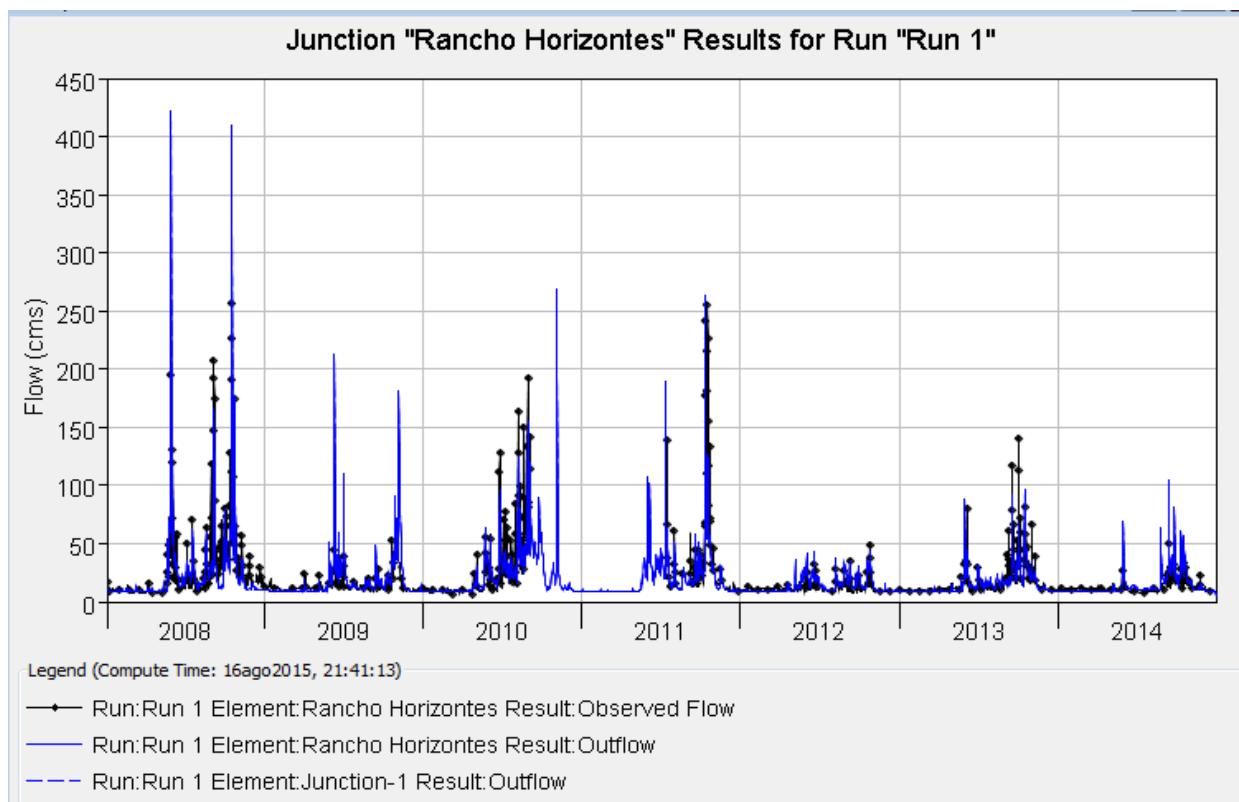
**Tabla 3.20 Resumen de parámetros calibrados en el modelo hidrológico.**

Cuenca	Almacenamiento				Kc	Infiltración Max (mm/hr)	Imper (%)	Percolación (mm/hr)		
	Dosel Max (mm)	Suelo (mm)	Zona de Tensión (mm)	Agua Subter (mm)				Suelo	Agua Subter	Coefficiente de agua subter (hr)
<b>Enmedio</b>	3.8	214.4	160.1	75	1	9.2	0.84	3.2	5	75
<b>Potrero</b>	3.4	205.8	152.9	75	1	13.4	3.36	4.7	6.7	75
<b>Piedras Alta</b>	1.5	180.7	125.9	75	1	6.6	3.64	3.0	4.9	75
<b>Piedras Media</b>	2.2	123.4	72.3	75	1	8.6	4.2	5.2	8.4	75
<b>Río Blanco</b>	1.3	206.3	143.9	80	1	6	5.6	2.9	2.9	75
<b>Paso Ancho</b>	1.0	136.7	84.4	100	1	4.3	5.6	2.8	2.8	75
<b>San Jerónimo</b>	0.6	142.8	80.4	75	1	3.6	6.44	2.5	2.5	75
<b>Piedras Baja</b>	1.4	227.7	127.8	75	1	4.4	6.02	2.8	2.8	75

Se tuvo que ingresar en el modelo una fuente de caudal para poder ajustar los flujos bases en época seca, ya que la normalidad de una cuenca no disturbada por el hombre en esta época es mantener el cauce seco unos meses al año. Con exactitud no se conoce en este momento cual es la extensión natural de este estado en los ríos de Guanacaste no impactados por el Distrito de Riego, ya que los canales de riego están aportando agua a lo largo del año a los ríos de la zona, siendo más evidente este fenómeno en la época seca.

Se agregó un caudal constante en las Uniones para compensar los flujos bases en época seca, la distribución de los caudales base se llevó a cabo utilizando la relación de áreas y precipitación en cada una de las subcuencas al igual que se realizó para el caudal de estiaje en la Sección 3.5.1.1 de este documento. Se conoce y además se observa en la gráfica que el caudal base varia a lo largo del año, sin embargo se estima que un valor de 9.5 m<sup>3</sup>/s en Rancho Horizontes da muy buenos resultados. De esta forma se procede a dividir el caudal a las subcuencas de la siguiente manera. Un caudal de 3.0 m<sup>3</sup>/s en la Unión PEP (Subcuenca En medio con 1.3 m<sup>3</sup>/s, Potrero con 0.98 m<sup>3</sup>/s y Piedras Alta con 0.8 m<sup>3</sup>/s), de 4.1 m<sup>3</sup>/s en la Unión Lago (añadiendo el caudal de Piedras Media de 1.1 m<sup>3</sup>/s a Unión PEP) y un incremento de 5.4 m<sup>3</sup>/s en la Unión Salida por el aporte de las

subcuencas San Jerónimo (0.66 m<sup>3</sup>/s), Paso Ancho (1.09 m<sup>3</sup>/s) Río Blanco (3.27 m<sup>3</sup>/s) y Piedras Baja (0.36 m<sup>3</sup>/s) para un gran total de 9.5 m<sup>3</sup>/s en la estación Rancho Horizontes.



**Figura 3.9 Comparación del caudal medido con el simulado**

**Tabla 3.21 Resultados de calibración para subcuencas, periodo enero 2008 a diciembre 2014.**

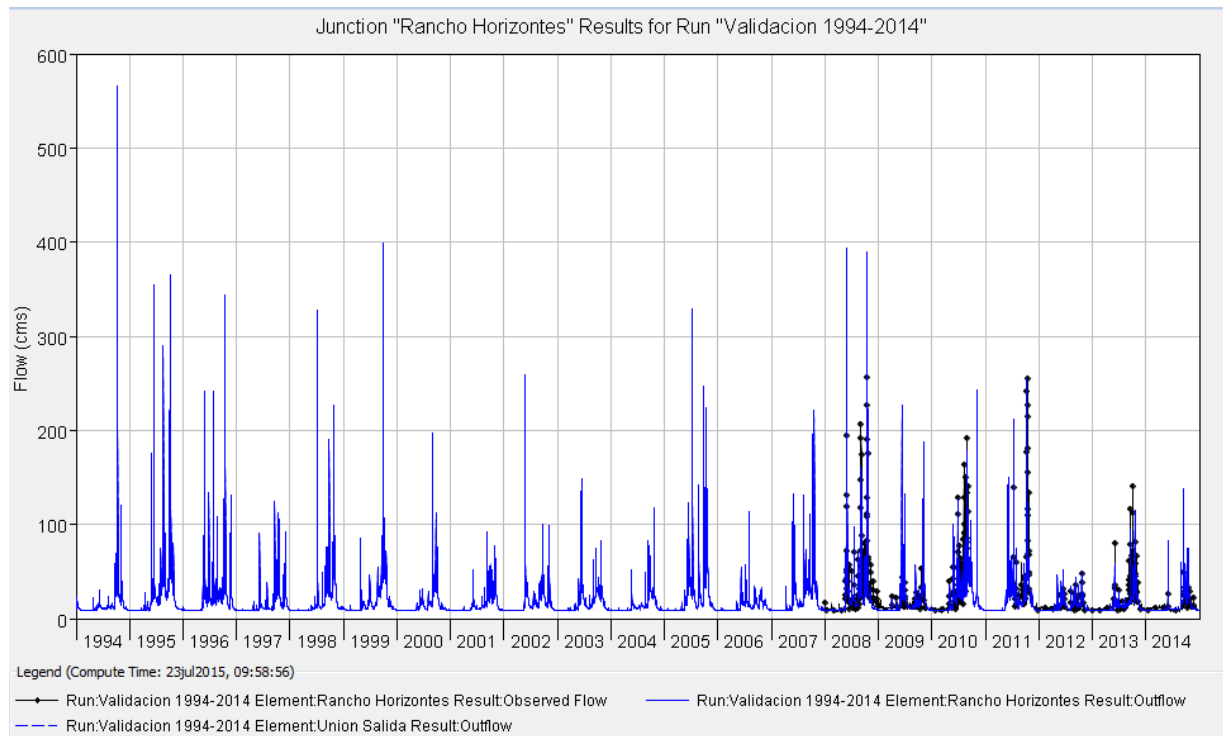
	Área de drenaje (Km <sup>2</sup> )	Caudal pico registrado (m <sup>3</sup> /s)	Fecha Caudal pico	Volumen (mm)	Volumen (m <sup>3</sup> )
<b>Enmedio</b>	88.7	56.65	29may2008, 00:00	2271.1	201432.9
<b>Potrero</b>	67.8	27.47	29may2008, 00:00	1801.4	122070.5
<b>Piedras Alta</b>	56.0	39.65	29may2008, 00:00	2738.4	153234.7
<b>Unión PEP</b>	212.5	125.27	29may2008, 00:00	3801.98	807995.8
<b>Transito 1</b>	212.5	122.63	29may2008, 00:00	3803.03	808220.7
<b>Piedras Media</b>	71.5	31.76	29may2008, 00:00	1517.06	108460.6
<b>Unión Lago</b>	284.1	156.89	29may2008, 00:00	5169.68	1468777.3
<b>Transito 2</b>	283.9	146.06	29may2008, 00:00	5174.38	1470112.6
<b>Río Blanco</b>	187.2	194.46	16oct2008, 00:00	4765.27	892086.4
<b>Paso Ancho</b>	84.1	57.77	29may2008, 00:00	3470.15	291960.7
<b>San Jerónimo</b>	52.1	29.94	16oct2008, 00:00	3391.32	176704.8
<b>Piedras Baja</b>	25.6	18.86	17oct2008, 00:00	3289.45	84239.4

<b>Unión Salida</b>	633.3	416.94	29may2008, 00:00	4603.99	2915104.0
<b>Rancho Horizontes</b>	633.3	422.34	29may2008, 00:00	6486.39	4107631.4

### 3.9 Verificación de los resultados hidrológicos

Una vez el modelo se encuentra calibrado se extienden los registros de datos de precipitación desde 1994 al 2014 y se simulan las subcuencas con los parámetros obtenidos en la calibración. De esta forma se validan los resultados obtenidos en la calibración anterior ya que al iniciar 14 años antes le da al modelo tiempo para reajustar la humedad del suelo, más aún, contando con periodos tan extensos de poca precipitación. Al realizar esta validación si los parámetros no se han calibrado correctamente, el modelo pudiera no validar los caudales simulados con los observados. De esta forma se calcula el coeficiente de Nash-Sutcliffe para evaluar los resultados al iniciar la modelación 14 años antes del periodo de recolección de datos en la estación Rancho Horizontes.

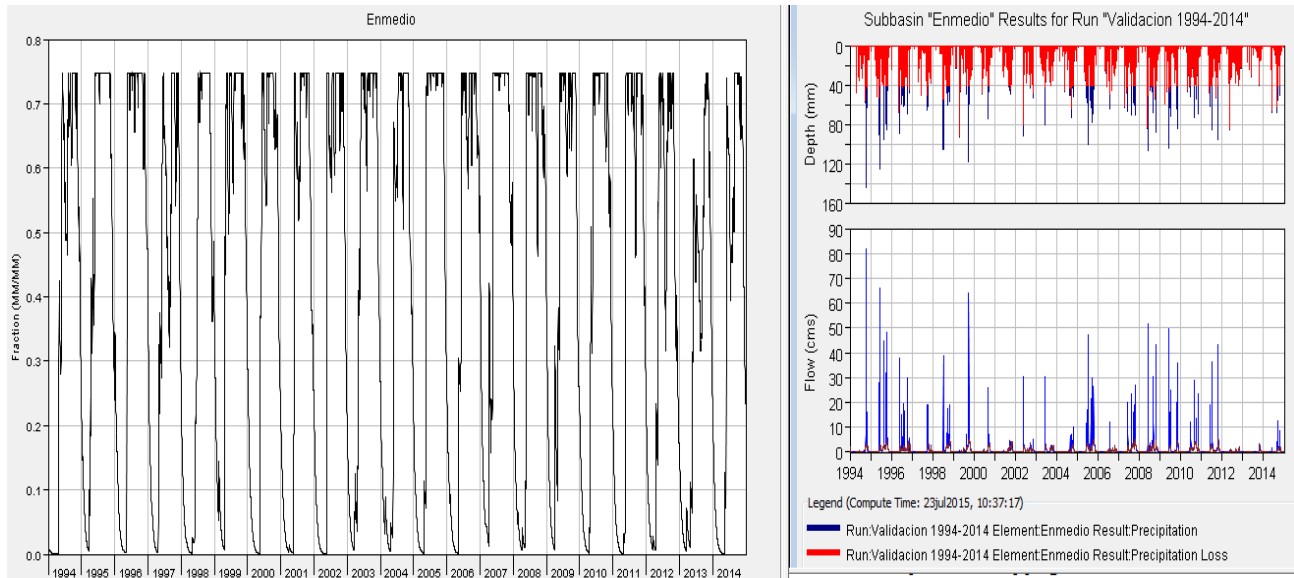
El Nash-Sutcliffe da un valor de 0.674, un volumen residual de -7 mm con un porcentaje de error entre el volumen calculado y el simulado de -0.12%, la raíz del error promedio al cuadrado presenta un valor de 15.08 m<sup>3</sup>/s para un caudal promedio en toda la simulación de 18.05 m<sup>3</sup>/s.



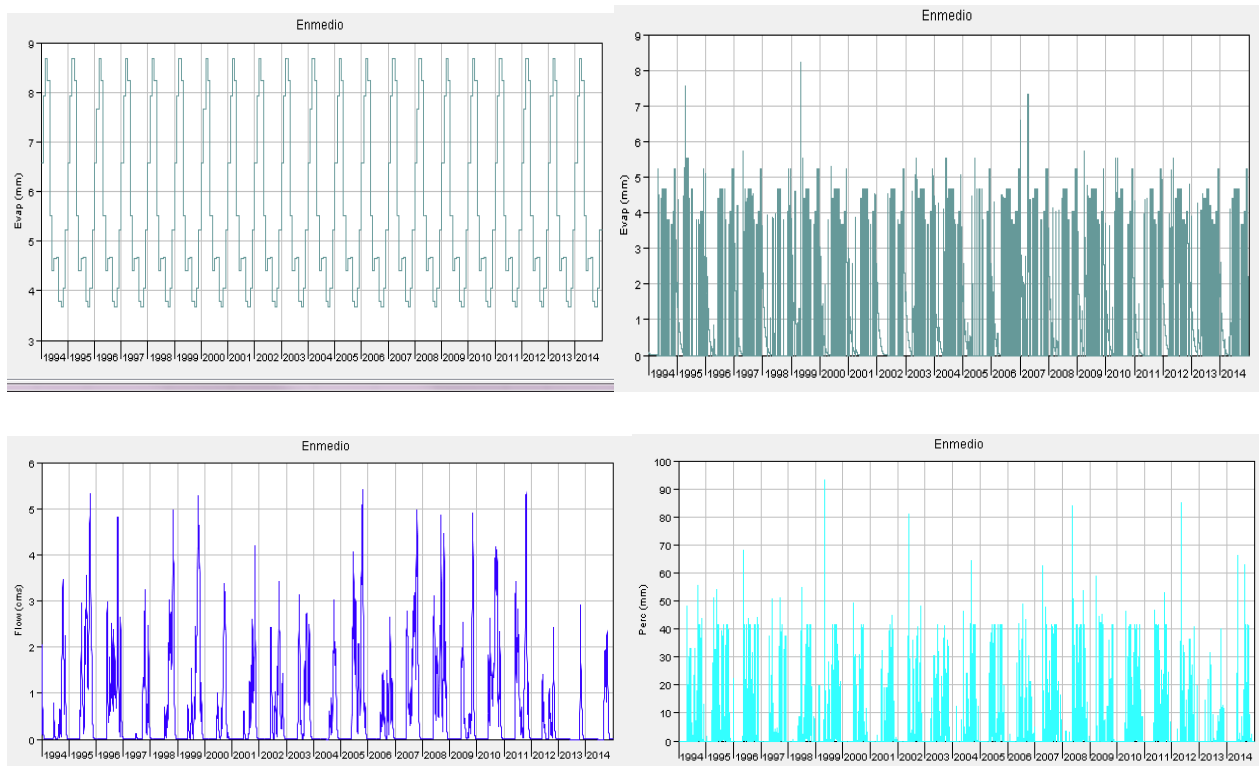
**Figura 3.10 Resultados de la validación en la estación de Rancho Horizontes**

Adicional a los caudales diarios en cada una de las subcuencas, por ejemplo estos son algunos de los resultados que se pueden obtener para cada una de las subcuencas. En el caso específico de la

Subcuenca Enmedio se puede obtener el registro de saturación del suelo, el desarrollo de las pérdidas de precipitación y los caudales generados (Figura 3.11), flujo base, percolación del suelo, infiltración del suelo, evapotranspiración potencial y del dosel (Figura 3.12).



**Figura 3.11 Fracción de agua en el suelo (izquierda), caudales, patrón de la precipitación y de la lluvia efectiva por el periodo 1994-2014 (derecha) para subcuenca Enmedio.**



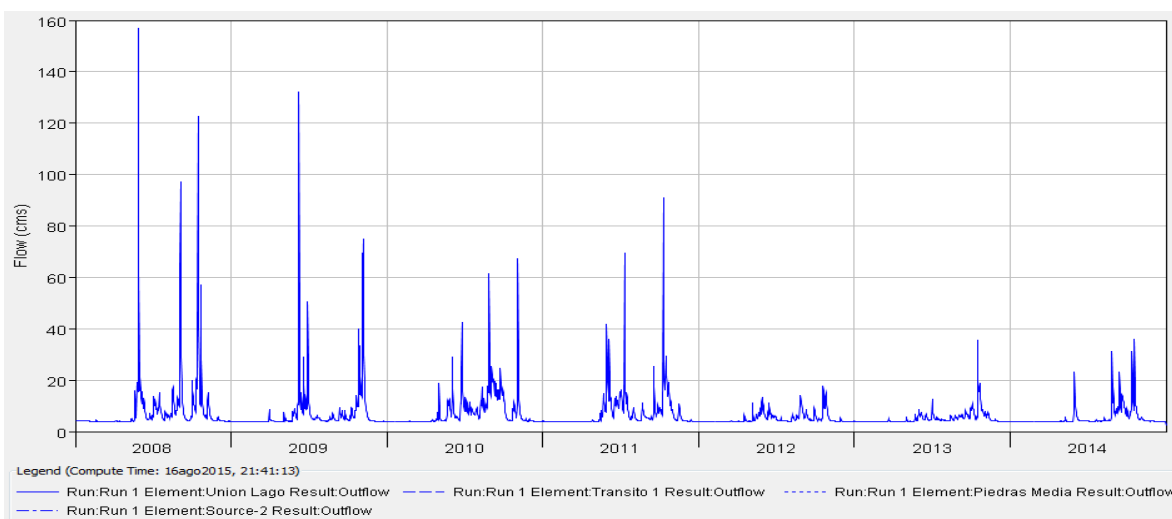
**Figura 3.12 Evapotranspiración potencial (arriba izquierda), evaporación del dosel (arriba derecha, flujo base abajo izquierda) e infiltración diaria (abajo derecha) para subcuenca Enmedio.**

### **3.10 Flujos en el embalse del Río Piedras**

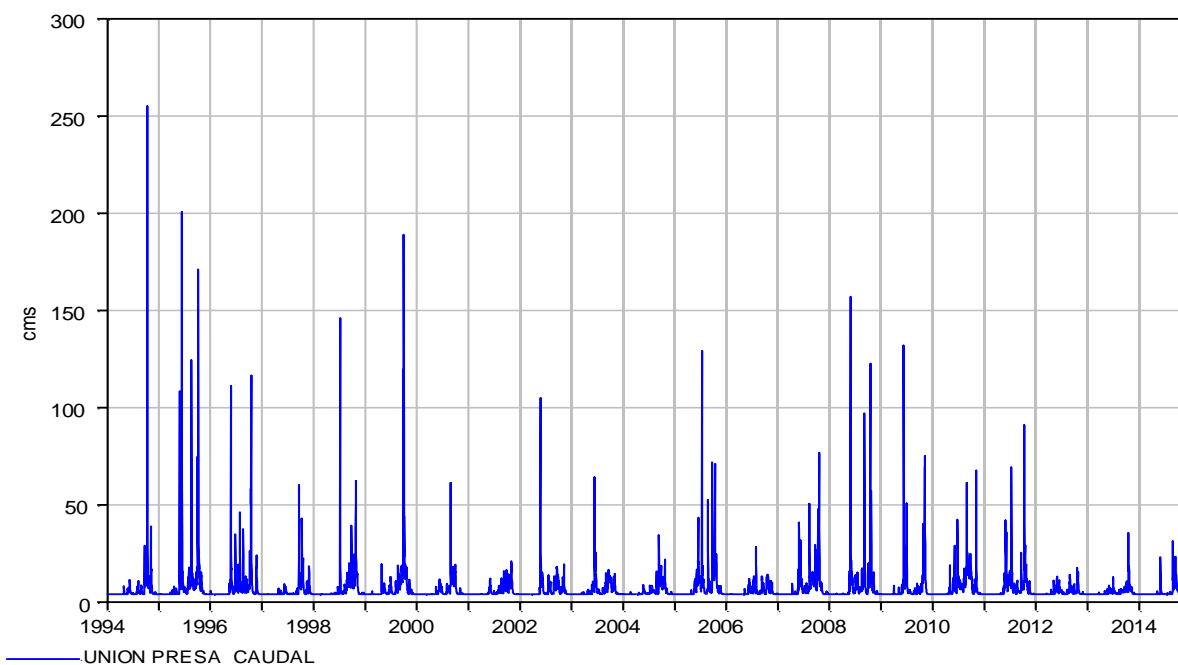
En la Figura 3.13 y Figura 3.14 se presentan los resultados de la simulación para la calibración y validación respectivamente en el elemento hidrológico “Unión Presa”, el cual representa la entrada natural al embalse regulatorio del Canal oeste sobre el Río Piedras. Los caudales presentados incluyen un caudal base adicional, al generado naturalmente por el modelo debido al aporte de las aguas subterráneas al cauce del río. El caudal promedio de la simulación 1994-2014 es de 6.76 m<sup>3</sup>/s, con una desviación estándar de 9.06 m<sup>3</sup>/s y un caudal máximo de 254.91 m<sup>3</sup>/s.

En la Figura 3.15 se muestra el cálculo del promedio diario de los caudales diarios para todos los años de estudio (1994-2014) así como el percentil 10 y el percentil 90. Se nota un comportamiento bimodal de la disponibilidad de agua con caudales promedio diarios superiores en los meses de junio con un percentil 90 de alrededor de 25 m<sup>3</sup>/s, un descenso en julio y nuevamente un repunte en octubre de alrededor 40 m<sup>3</sup>/s, y luego un descenso en noviembre para iniciar el periodo seco de diciembre a mayo. Todos los caudales por encima del percentil 90 son eventos intensos de precipitación, que generalmente no son almacenados en el embalse, sino que fluyen libremente en el cauce del río.

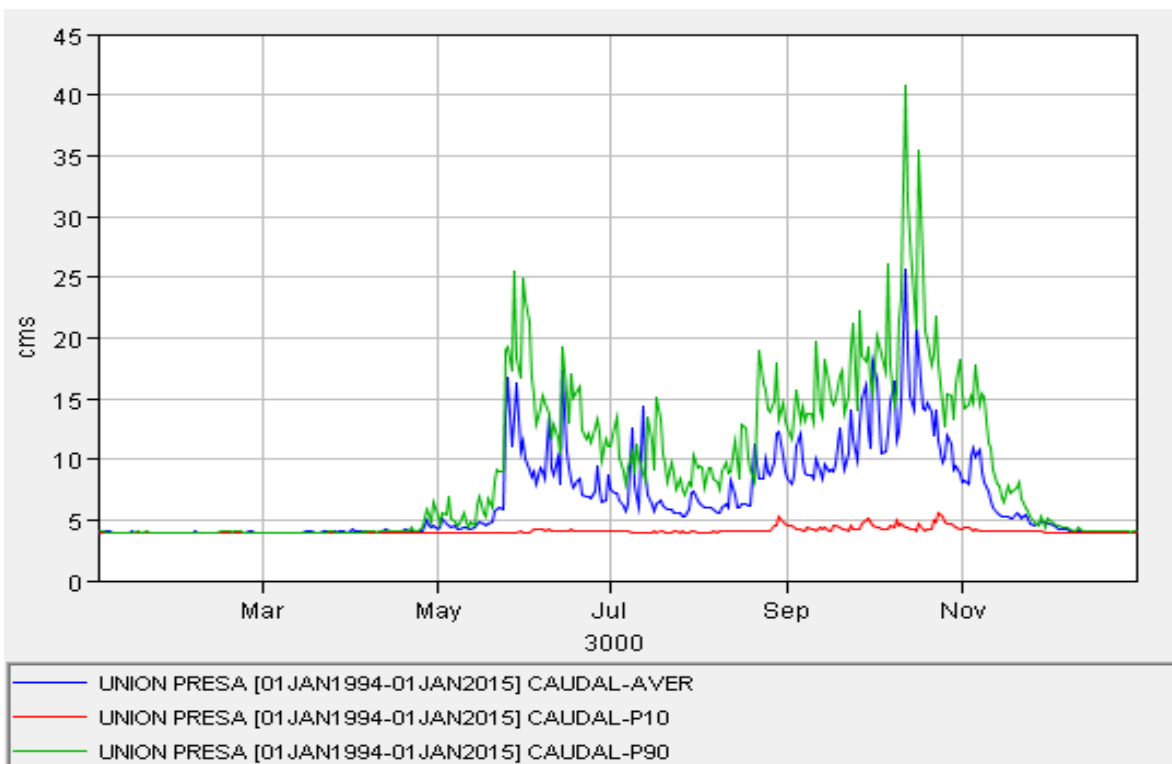
El caudal promedio mensual diario en la Figura 3.16, muestra las variaciones típicas de los caudales en la zona. Los caudales promedio en la época seca están alrededor de 4 m<sup>3</sup>/s y los caudales promedio superiores a 10 m<sup>3</sup>/s se ubican en la época de lluvias en septiembre y octubre. A excepción de los años donde se presenta un efecto del fenómeno del Niño. En la Tabla 3.22 se tienen los caudales promedio diarios en el mes con los percentiles 5, 10, 25, 50, 75, 90 y 95.



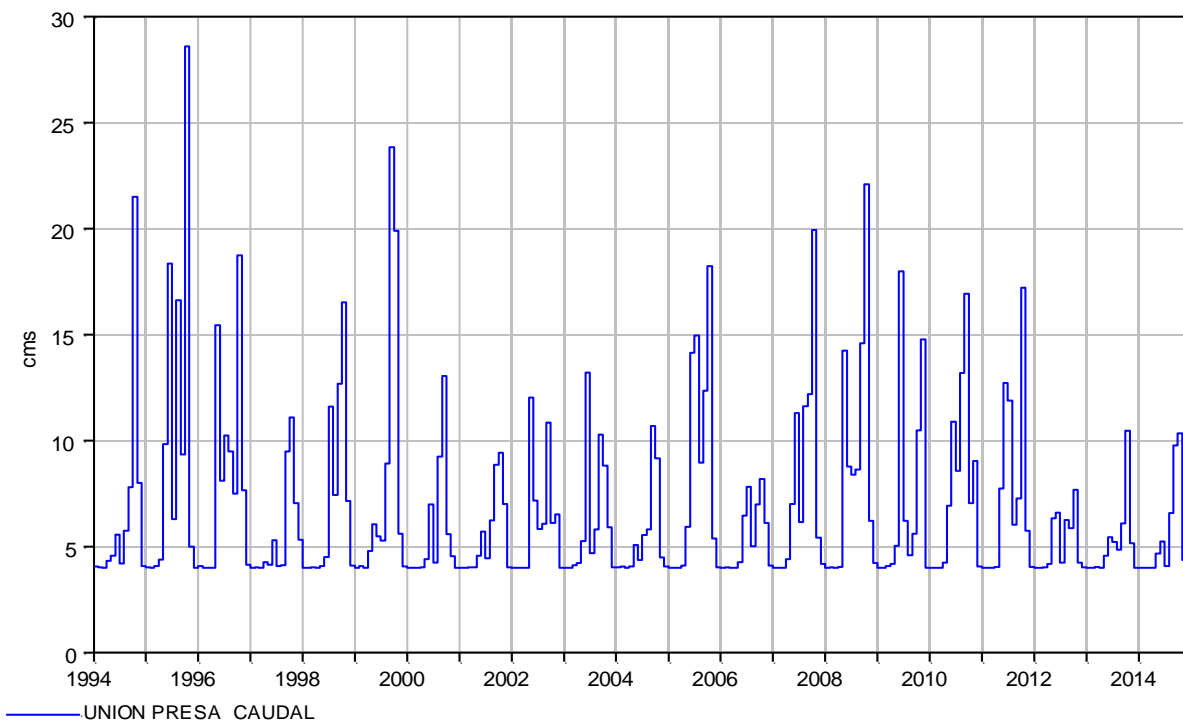
**Figura 3.13 Caudal simulado en la Unión Presa para el periodo 2008-2014**



**Figura 3.14 Caudal sintético simulado en la Unión Presa para el periodo 1994-2014**



**Figura 3.15 Caudal promedio diario del periodo 1994-2014 y percentiles 10 (línea roja) y 90 (línea verde).**



**Figura 3.16 Caudal diario promedio mensual para el periodo de simulación.**

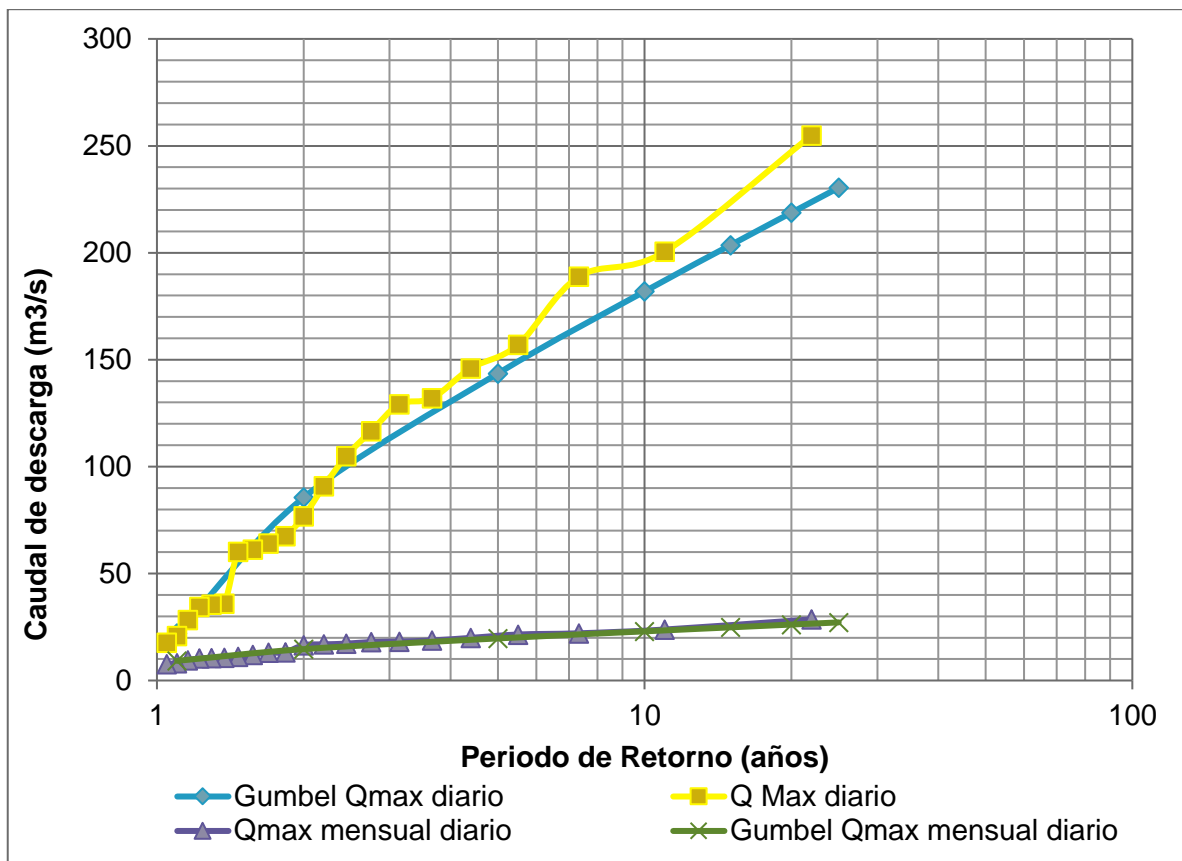
**Tabla 3.22 Promedio mensual del caudal diario y percentiles en Unión Lago**

	Promedio	Q max	Qmin	P 5	P10	P25	P50	P75	P90	P95
<b>Enero</b>	4.01	4.08	4	4	4	4	4	4	4.01	4.05
<b>Febrero</b>	4.01	4.08	4	4	4	4	4	4.01	4.02	4.05
<b>Marzo</b>	4.02	4.12	4	4	4	4	4	4	4.07	4.08
<b>Abril</b>	4.15	4.79	4	4	4	4	4.05	4.25	4.39	4.39
<b>Mayo</b>	6.76	15.44	4.07	4.07	4.13	4.55	5.26	7.01	12.01	14.24
<b>Junio</b>	8.77	18.34	4.36	4.36	4.5	5.44	6.99	11.29	14.13	17.99
<b>Julio</b>	6.85	14.95	4.07	4.07	4.08	4.25	5.83	8.38	11.59	11.89
<b>Agosto</b>	7.67	16.62	4.11	4.11	4.59	5.74	6.25	8.95	11.61	13.18
<b>Septiembre</b>	10.57	23.83	5.61	5.61	5.87	7.27	9.76	12.36	14.58	16.91
<b>Octubre</b>	13.67	28.59	5.57	5.57	6.1	8.18	10.47	18.73	21.5	22.08
<b>Noviembre</b>	6.44	14.78	4.23	4.23	4.36	4.99	5.9	7.04	7.99	9.03
<b>Diciembre</b>	4.11	5.32	4	4	4	4	4.03	4.1	4.18	4.21

### **3.10.1 Análisis probabilístico de caudales**

Realizando un análisis de frecuencia de los caudales promedio diarios máximos simulados en la Unión Lago con la distribución tipo Gumbel, la cual es la que mejor se ajusta a los datos, según ajuste Smirnov Kolmogorov, se encuentra que el caudal promedio diario de 6.76 m<sup>3</sup>/s es excedido en un 96.07 % de las veces (Figura 3.17). Además el caudal promedio de los caudales anuales es de 91.97 m<sup>3</sup>/s el cual es excedido un 45.75% de las veces.

Se realizó el mismo análisis, pero para el caudal promedio diario mensual para eliminar posibles fluctuaciones de eventos importantes de tormenta en todo el registro de datos resultando que el caudal promedio diario mensual con una probabilidad de excedencia del 90 % es de 5.65 m<sup>3</sup>/s, según ajuste con distribución Gumbel y ajuste Smirnov Kolmogorov para validar la distribución (Figura 3.17). El caudal promedio diario máximo mensual es de 15.6 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 5.65 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 3.17 Análisis de frecuencia para los caudales diarios máximos y caudales promedio máximos diarios mensuales modelados en la Unión Lago (1994-2014)**

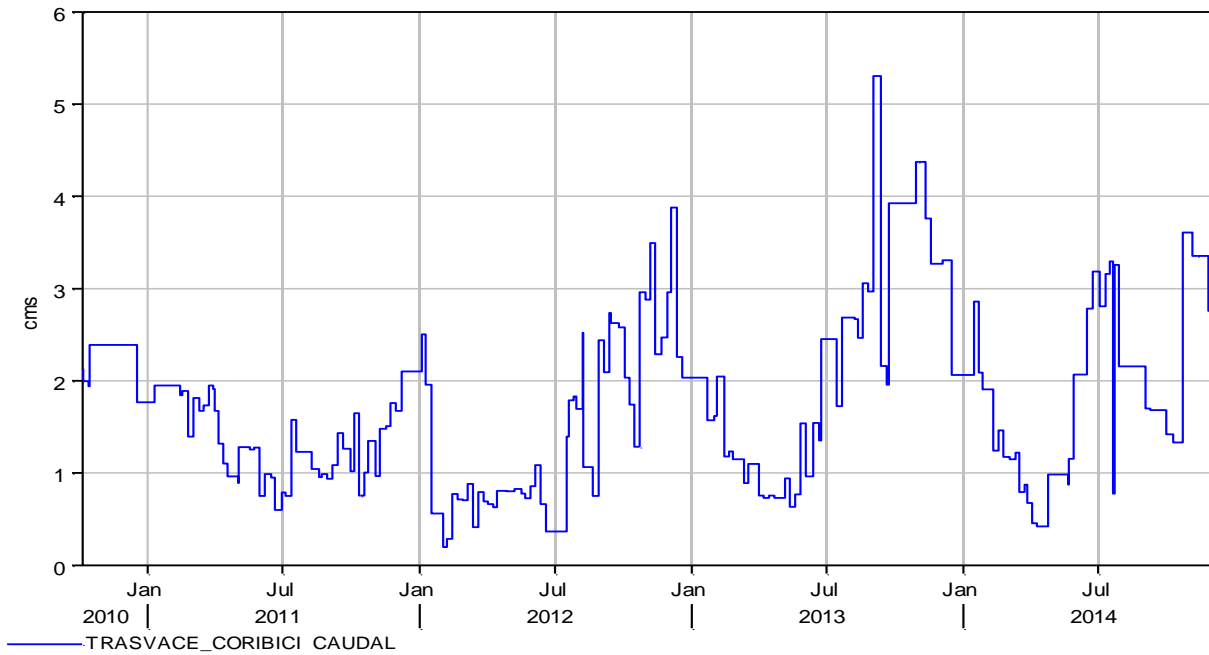
## 4 OFERTA DE LOS TRASVASES

El sistema de abastecimiento de agua para el distrito de riego Arenal Tempisque en su plan maestro cuenta con la oferta de los Trasvases Corobicí, Tenorio y Paso Ancho. En la actualidad solamente se ha desarrollado y operado el Trasvase Corobicí. En la determinación de escenarios para calcular el rendimiento seguro del embalse es necesario incluir la oferta de los trasvases para ver como el sistema se puede ver beneficiado o afectado con el aumento del caudal o en caso de una sequía con su disminución.

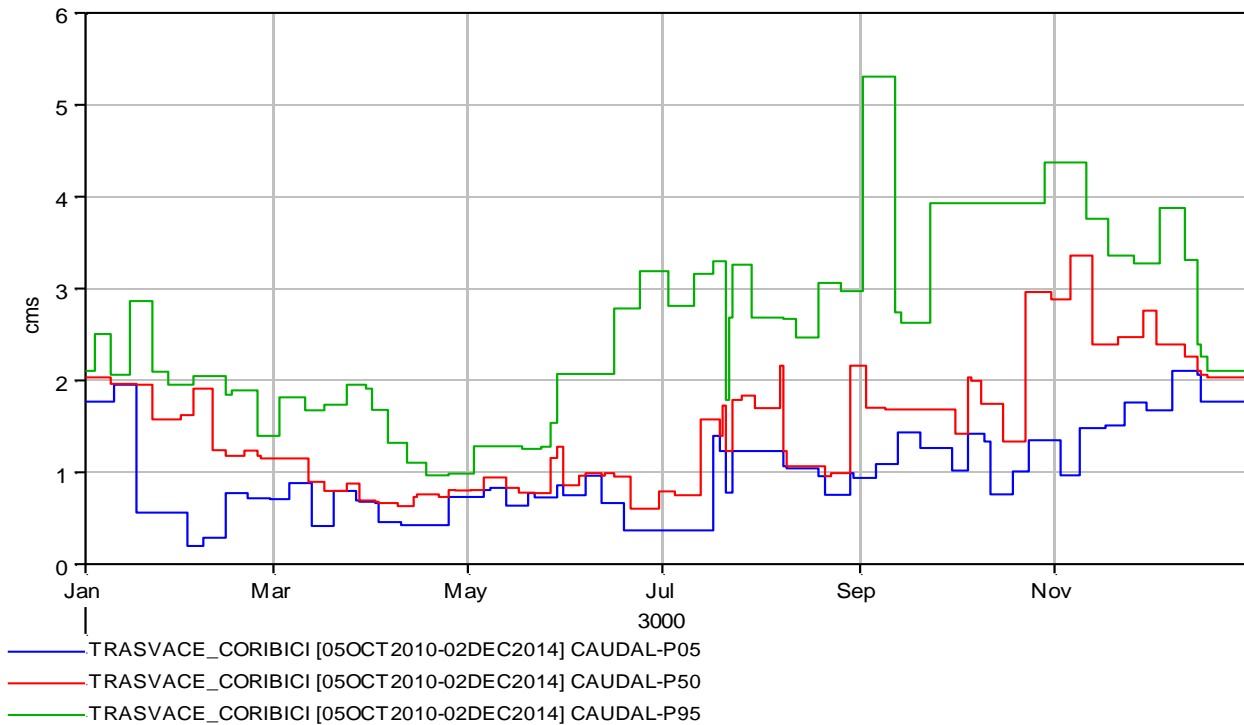
### 4.1.1 *Trasvase Corobicí*

El Trasvase Corobicí se encuentra localizado sobre el Río Corobicí y alimenta el canal primario del Oeste en el tramo 1, este trasvase tiene una capacidad máxima de 5 m<sup>3</sup>/s y está operando desde el 5 de octubre del 2010 a la fecha. En la Figura 4.1 se observa el registro de extracción histórico en este trasvase, donde se ha registrado mayor caudal de extracción en los meses de época lluviosa, coincidiendo con los momentos en los que la oferta de generación del ICE es disminuida, inyectándole agua al sistema para suplir la demanda del momento. El caudal promedio de extracción de esta serie de datos es de 1.77 m<sup>3</sup>/s y un caudal mínimo de 0.196 m<sup>3</sup>/s el 2 de febrero del 2012. Sin embargo en la época seca. Los percentiles 5, 50 y 95 de la serie de datos se muestran en la Figura 4.2.

Con el objetivo de calcular la disponibilidad hídrica real del trasvase Corobicí para simularla en el modelo del rendimiento seguro del embalse se tomaron los siguientes escenarios de disponibilidad. Un escenario donde la disponibilidad del trasvase Corobicí ha sido máxima en el registro de datos, esta suposición se realiza para un escenario donde se tiene un comportamiento de la precipitación normal al promedio histórico. Y el siguiente escenario es cuando hay un año seco, para este se tomó el percentil 5 de la serie de datos de caudales promedio diario mensual.



**Figura 4.1 Extracción histórica del Trasvase Corobicí.**



**Figura 4.2 Percentiles de la serie histórica de caudales de extracción del Trasvase Corobicí**

**Tabla 4.1 Caudales promedio diario mensual de extracción del trasvase Corobicí**

	<b>Caudal Promedio</b> <b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Caudal Max</b> <b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Caudal Min</b> <b>m<sup>3</sup>/s</b>
<b>Enero</b>	1.847	2.221	1.383
<b>Febrero</b>	1.348	1.822	0.53
<b>marzo</b>	1.133	1.774	0.696
<b>Abril</b>	0.805	1.181	0.559
<b>Mayo</b>	1.01	1.234	0.793
<b>Junio</b>	1.385	2.519	0.669
<b>Julio</b>	1.837	2.856	1.015
<b>Agosto</b>	1.819	2.772	1.06
<b>Septiembre</b>	2.269	3.686	1.198
<b>Octubre</b>	2.3	3.969	1.183
<b>Noviembre</b>	2.727	3.751	1.444
<b>Diciembre</b>	2.351	2.661	2.004

#### **4.1.2 Traslase Tenorio**

El trasvase Tenorio está localizado sobre el río Tenorio cerca de la estación limnográfica de Rancho Rey perteneciente al ICE. Este trasvase no se encuentra en operación, pero se encuentra en el plan maestro de desarrollo del Distrito de Riego, en donde se había planificado una capacidad máxima de extracción de 5 m<sup>3</sup>/s para alimentar el canal primario del Canal Oeste Tramo 1.

Para realizar el análisis del rendimiento seguro del embalse, es necesario establecer un régimen de operación de este trasvase en base a su capacidad y a los datos históricos medidos en el campo. De esta manera se realizan dos escenarios de operación uno para condiciones normales de precipitación tomando en consideración el percentil 25 del caudal promedio diario mensual y otro escenario más crítico de escasez de agua con el percentil 5 del caudal promedio diario mensual. Además a estos percentiles se les deduce el caudal de estiaje calculado en la sección anterior el cual se determinó en 2 m<sup>3</sup>/s con el percentil 97.5. En la Tabla 4.2 se tienen los percentiles para los caudales diarios promedio mensuales de la estación Rancho Rey, la cual cuenta con un registro desde 1994 al 2011. Los valores superiores a 5 m<sup>3</sup>/s en el caudal restante (QTransv\_25 y QTrasv\_5) son fijados en 5 m<sup>3</sup>/s dada la capacidad máxima del trasvase.

**Tabla 4.2 Percentiles de los caudales diario promedio mensuales de la estación Rancho Rey**

	P50	P25	P10	P5	Q97.5	QTrasv_50	QTrasv_25	QTras_10	QTrasv_5
<b>Enero</b>	9.57	7.39	5.8	5.02	2	7.57	5.39	3.8	3.02
<b>Febrero</b>	7.52	5.77	4.39	3.92	2	5.52	3.77	2.39	1.92
<b>marzo</b>	6.48	5.48	3.48	2.98	2	4.48	3.48	1.48	0.98
<b>Abril</b>	5.47	4.64	3.05	2.24	2	3.47	2.64	1.05	0.24
<b>Mayo</b>	5.87	4.8	3.34	2.8	2	3.87	2.8	1.34	0.8
<b>Junio</b>	7.64	6.09	4.65	4	2	5.64	4.09	2.65	2
<b>Julio</b>	8.69	7.17	5.8	4.48	2	6.69	5.17	3.8	2.48
<b>Agosto</b>	9.03	7.39	5.84	5.37	2	7.03	5.39	3.84	3.37
<b>Septiembre</b>	11.06	7.94	6.19	5.35	2	9.06	5.94	4.19	3.35
<b>Octubre</b>	13.42	8.88	7.05	5.88	2	11.42	6.88	5.05	3.88
<b>Noviembre</b>	13.42	8.89	7.48	6.23	2	11.42	6.89	5.48	4.23
<b>Diciembre</b>	10.93	8.74	7.66	7.01	2	8.93	6.74	5.66	5.01

#### **4.1.3 Traslase Paso Ancho**

El trasvase Paso Ancho está contemplado en el plan maestro del Distrito de Riego, hasta la fecha no se ha construido pero está en el plan de desarrollo. El trasvase propuesto de 300 l/s o 0.3 m<sup>3</sup>/s será localizado sobre el Río Paso Ancho para alimentar al canal CO-7-2-3 en el Subdistrito Piedras, localizado aproximadamente a 5 km al Sur de la Carretera Interamericana No. 1, en el cantón de Bagaces, Guanacaste.

Este trasvase no alimenta directamente el canal oeste tramos 1 sino que alimenta al canal CO-7-2-3, cubriendo directamente parte de la demanda en el Distrito Piedras. Para este trasvase se realizó un informe con los resultados obtenidos en la calibración y validación del modelo de simulación hidrológica continua desarrollada en este informe. Se adjunta el informe respectivo en el Apéndice K. Como el caudal de extracción de este trasvase es de 0.3 m<sup>3</sup>/s no se considera en el desarrollo del modelo del rendimiento seguro del embalse, más bien se deja para cubrir la demanda del distrito Piedras en momentos de crisis o como factor de seguridad del sistema.

## 5 OFERTA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO ARDESA

### 5.1 Metodología

En este momento la principal fuente de agua con la que cuenta el Distrito de Riego para satisfacer las demandas originadas por las actividades agrícolas de los usuarios del distrito de riego es el agua derivada del proyecto hidroeléctrico Arenal-Dengo-Sandillal (ARDESA), cuyas aguas son provenientes del Lago Arenal y derivadas en la presa Miguel Pablo Dengo Benavides. Para determinar la oferta del proyecto hidroeléctrico ARDESA hay que tomar en consideración los caudales generados por el ICE y su relación con los caudales derivados al distrito de riego. El caudal que entrada al sistema es dividido entre el abastecimiento para el canal del Oeste y el canal del Sur. Los registros históricos de la derivación, trasvases y desviación al Canal del Oeste y Canal del Sur se tienen a partir del años 2003 hasta el 2014 y serán utilizados para la modelación diaria del rendimiento seguro del embalse. Con el fin de comprender mejor el sistema y el comportamiento de los caudales en los canales y cómo varía el caudal de generación, una serie de estadísticas, gráficas y tablas son desarrolladas, obteniendo las estadísticas necesarias para describir el comportamiento en ambos canales.

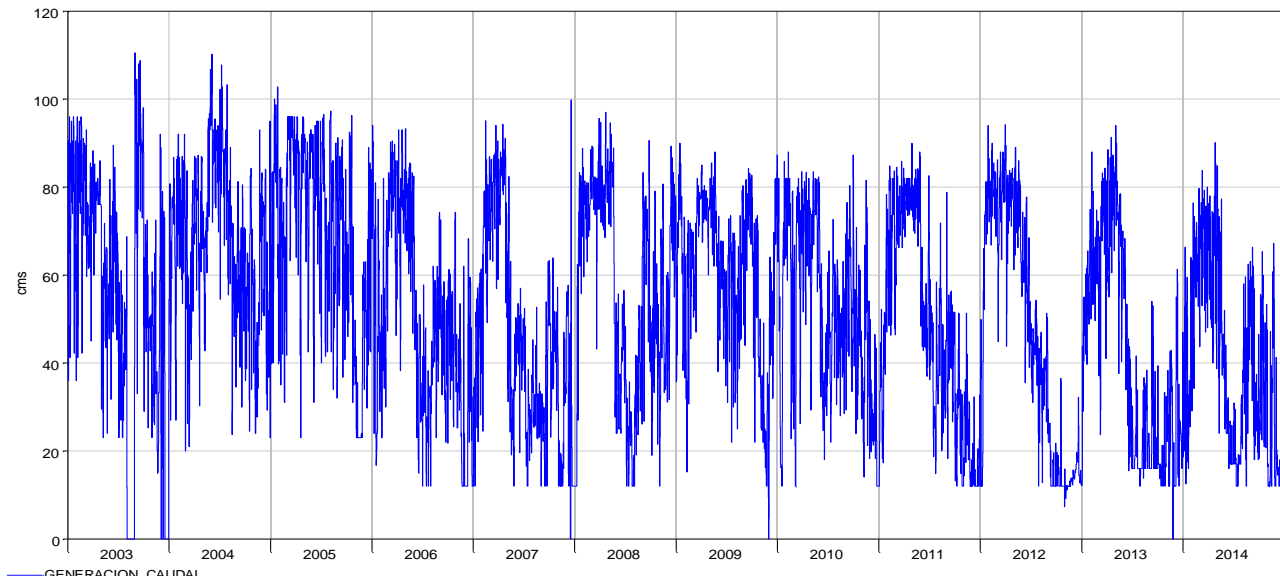
Un análisis estadístico de los percentiles de los caudales promedio diario mensual es desarrollado para los meses del año. Los caudales que se encuentran por debajo del percentil 10 representan los caudales mínimos, dado que solamente el 10 por ciento de los valores se encuentran bajo este valor. Así mismo el percentil 90, es un indicador de caudales máximos, ya que el 90 por ciento del registro se encuentra por debajo de ese caudal.

La oferta real al embalse Piedras, se establece tomando en consideración las pérdidas por conducción en los canales. Esta se establece en un 10 por ciento por tratarse de canales de concreto en su mayoría para la conducción principal. Este valor es tomado en consideración cuando se calculan las demandas del sistema para cada uno de los subdistritos.

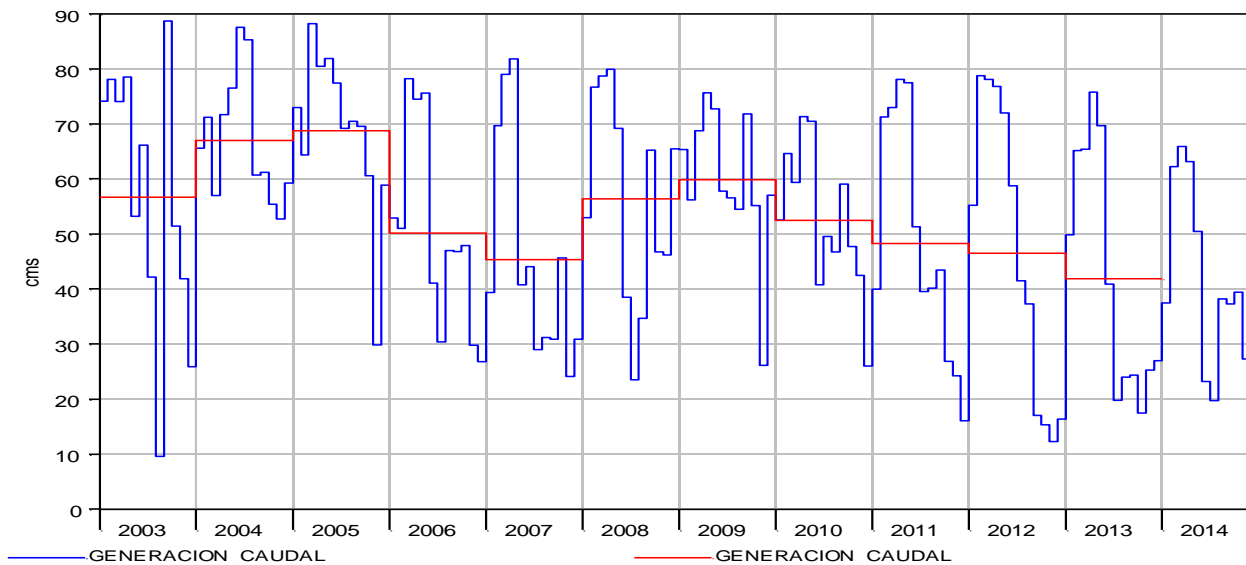
### 5.2 Caudales en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo.

En la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo Benavides se reciben los caudales de generación del Proyecto Hidroeléctrico Arenal-Sandillal, los cuales son derivados al Canal del Sur Tramo 1 y al Canal del Oeste Tramo 1, según las demandas del Distrito de Riego. Otros factores netamente relacionados con variables de decisión del ICE en cuanto a generación, crean la disponibilidad de agua en el sistema. Los caudales que no son derivados en el distrito de riego son vertidos al río Magdalena-Corobicí, pasando a formar parte de su caudal.

El registro de datos de caudales de generación del ICE, en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo datan del 2003 hasta el 2014 (Figura 5.1) con caudales que van desde los 110.5 m<sup>3</sup>/s hasta los 12 m<sup>3</sup>/s en periodos normales y llegando a cero cuando se tiene no generación o se realizan trabajos de mantenimiento, en promedio el caudal de generación de la serie de datos es de 52.87 m<sup>3</sup>/s. Al realizar el promedio diario mensual y anual (Figura 5.2) se puede notar un descenso en los caudales generados en los últimos años pasando el caudal promedio diario anual de 57 m<sup>3</sup>/s en el 2009 a 42.6 m<sup>3</sup>/s en el año 2013.

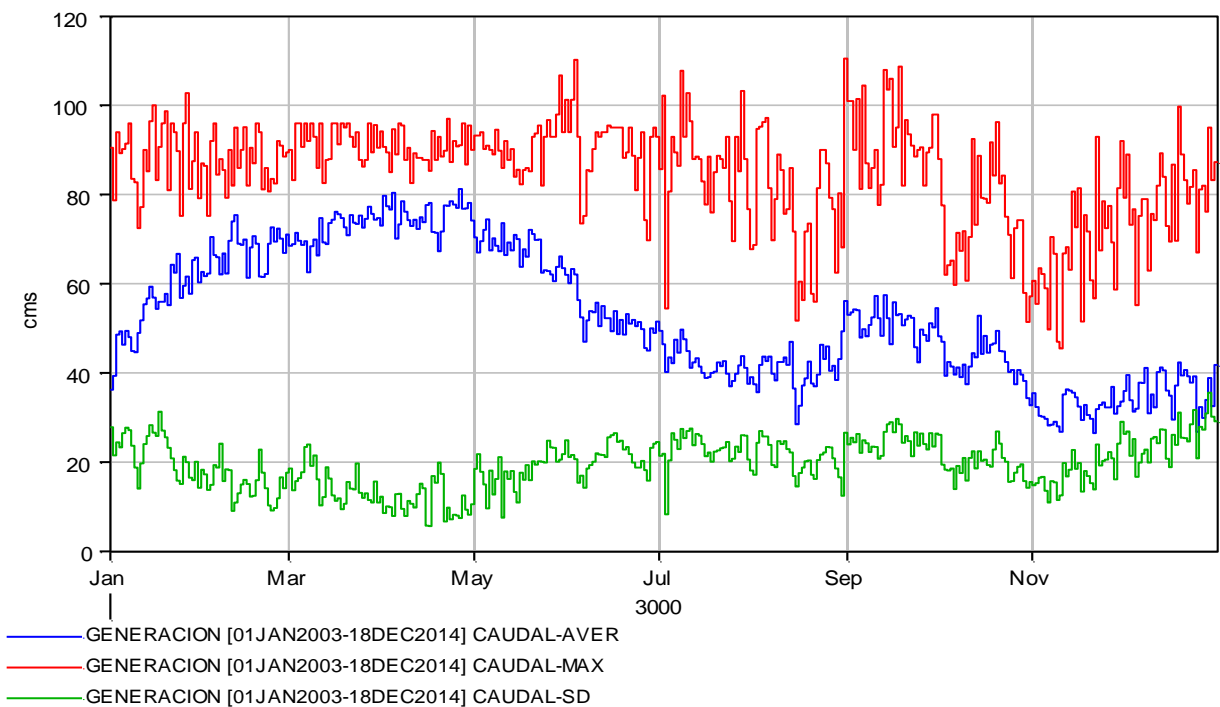


**Figura 5.1 Caudales promedio diarios de generación en la Presa Derivadora Miguel Pablo Dengo.**



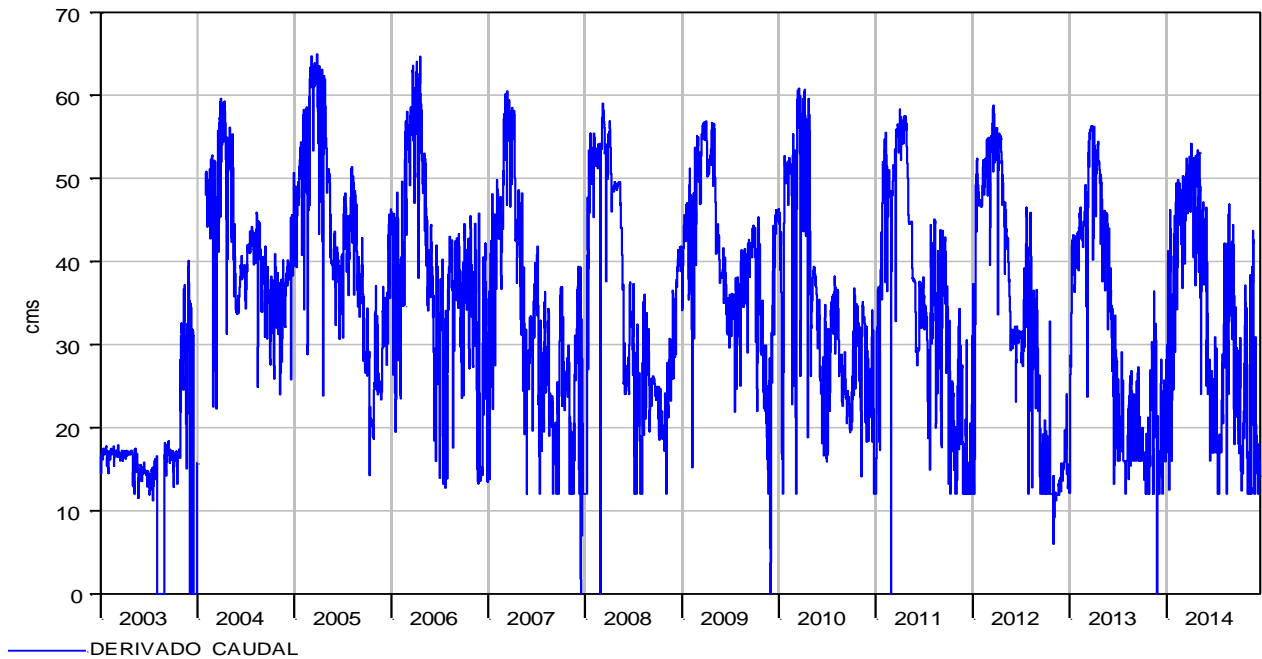
**Figura 5.2 Caudal promedio diario mensual (línea azul) y caudal promedio diario anual (línea roja)**

En la Figura 5.3 se observa la variación anual en el promedio y la desviación estándar de los datos diarios de generación durante el año para el registro histórico, donde claramente se observa que en enero el promedio de la generación empieza a aumentar desde un valor promedio de 40 m<sup>3</sup>/s hasta abril que llega a valores de 80 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. En mayo empieza a descender la generación hasta valores de 30 m<sup>3</sup>/s en diciembre en promedio. Sin embargo han existido años donde la generación ha sido mucho mayor al promedio, dejando más agua disponible al distrito de riego. La desviación estándar de los datos diarios también sigue un patrón de descenso y aumento en algunos meses del año, según se puede observar en la figura con valores entre los 10 y los 30 m<sup>3</sup>/s según la época del año.

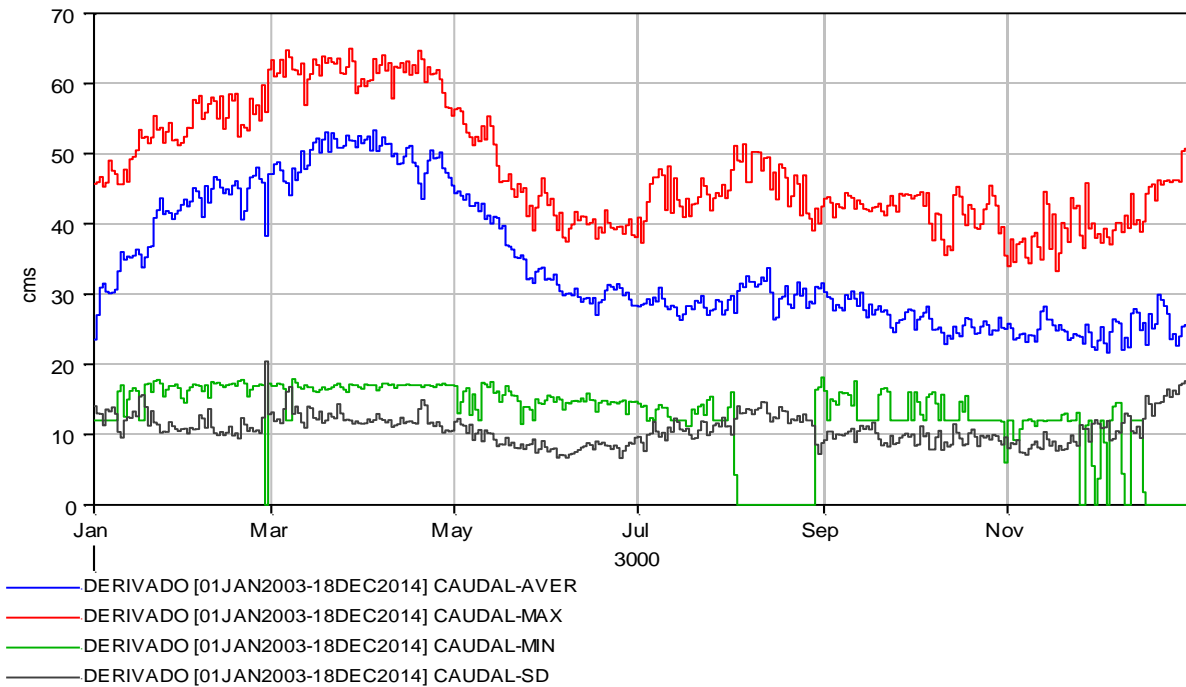


**Figura 5.3 Caudales promedio para el periodo 2003-2014 de generación del ICE en ARDESA, desviación estándar (línea verde), caudal máximo (línea roja)**

Otro registro importante de datos medidos en el campo es el registro de caudales derivados en los últimos años al distrito de riego (Figura 5.4) y la estadística del promedio diario del registro y su desviación estándar (Figura 5.5). Se tiene que en promedio se ha derivado un caudal diario de 34.13 m<sup>3</sup>/s para la serie de datos y una desviación estándar de 14.05 m<sup>3</sup>/s, con variaciones según la época y la disponibilidad. Los valores mínimos obtenidos en el registro de datos van desde los 17 m<sup>3</sup>/s a 12 m<sup>3</sup>/s y en algunos días se da no generación. De esta forma se observa que es posible poder inyectar más cantidad de agua al sistema que el derivado actualmente, para poderlo almacenar en el nuevo embalse Piedras.



**Figura 5.4** Histórico del caudal de derivación al distrito de riego.

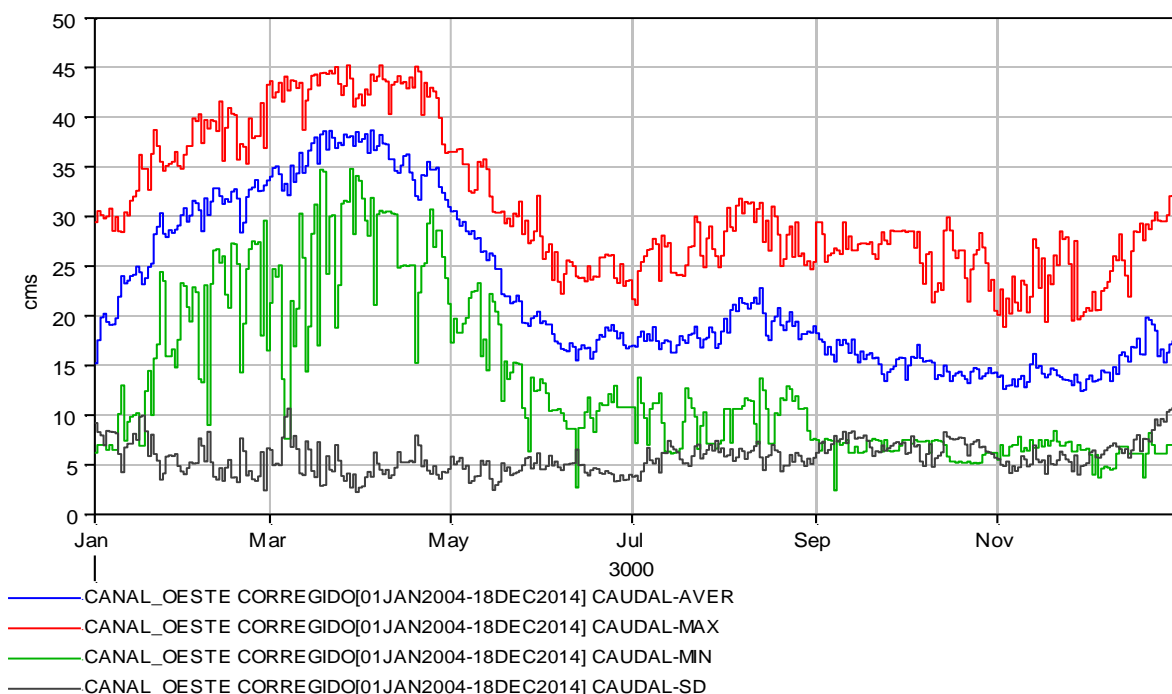


**Figura 5.5** Caudales promedio diario y desviación estándar del registro del caudal de derivación.

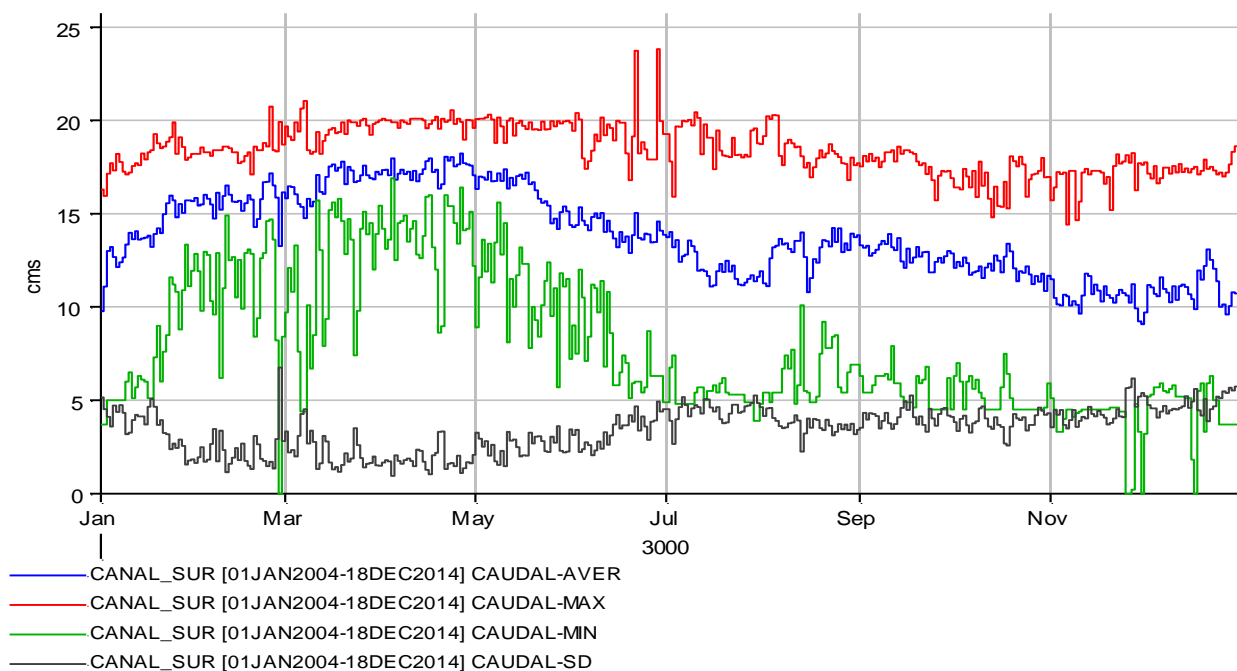
Una vez derivados los caudales al sistema del Distrito de Riego Arenal Tempisque, los caudales se dividen en dos grandes canales que abastecen diferentes sectores del distrito. El Canal Oeste, con una capacidad de 55 m<sup>3</sup>/s alimenta los subdistritos Piedras con el Canal Oeste Tramo 1 y los subdistritos Cabuyo y Tempisque con el canal Oeste Tramo 2. El nuevo embalse regulatorio está localizado a la salida del Canal Oeste tramo 1. La otra desviación es el Canal del Sur el cual tiene una capacidad máxima de 30 m<sup>3</sup>/s y se divide en tramo 1, el cual alimenta los subdistritos Cañas y parte de Lajas y el Tramo 2 (en construcción) el cual alimentará el resto del subdistrito Lajas y el de Abangares.

En promedio en el canal del Sur se ha conducido un caudal de 13.8 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 4.15 m<sup>3</sup>/s, presentando menor variación a lo largo del año que el Canal Oeste. El canal Oeste presenta un caudal derivado promedio de 22.2 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 9.8 m<sup>3</sup>/s, con un incremento promedio desde los 15 m<sup>3</sup>/s hasta los 47 m<sup>3</sup>/s entre Diciembre y Junio. En la Figura 5.6 y Figura 5.7 se tienen las estadísticas de los caudales promedio diarios del registro histórico de datos para el canal del Oeste y el canal del Sur, respectivamente.

Para la simulación del caudal seguro del embalse se dispondrá de la serie completa de generación, derivación, y canal oeste para describir la oferta con la que cuenta el sistema. Los caudales de canal del sur serán utilizados para satisfacer la demanda generada en sus subdistritos Cañas, Lajas y Abangares.



**Figura 5.6 Estadísticas para el Canal Oeste.**



**Figura 5.7 Estadísticas para el Canal del Sur.**

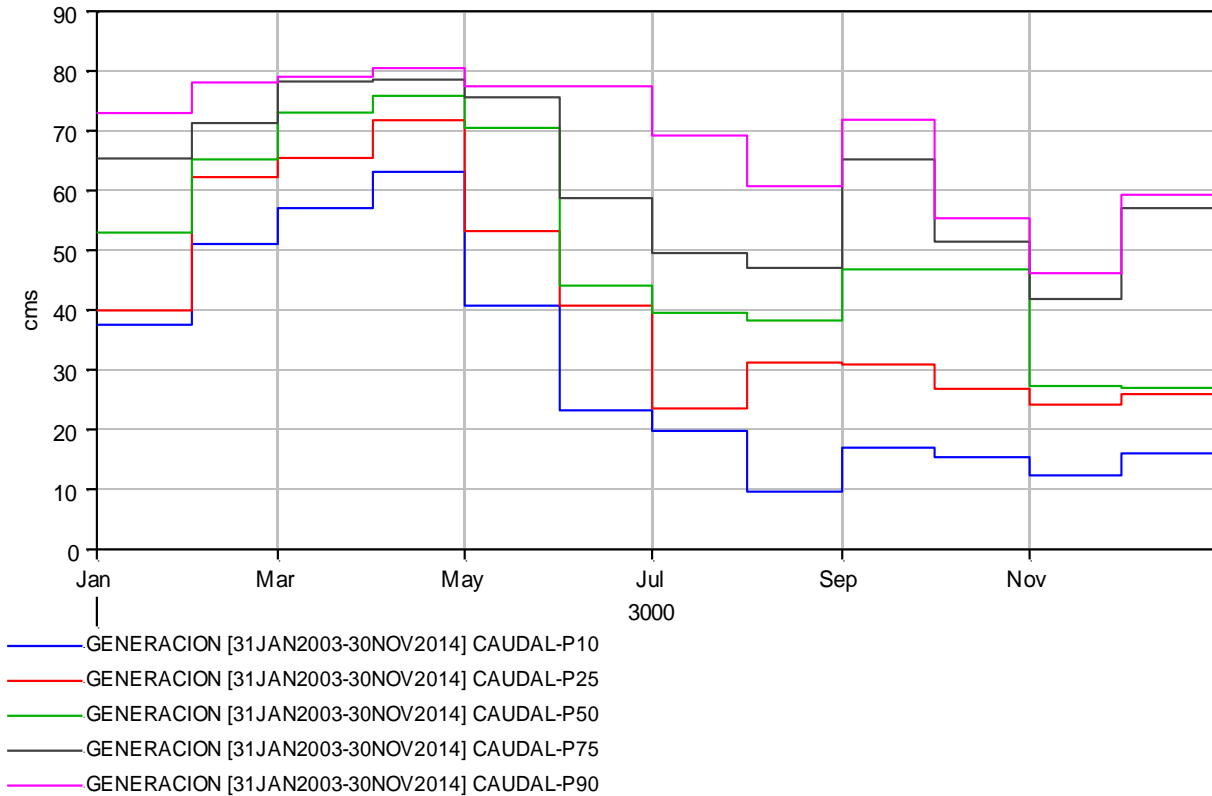
### 5.3 Análisis de probabilístico de caudales en ARDESA

Para el análisis probabilístico de los caudales mínimos no se realiza un análisis de frecuencia dado que el periodo con el que se cuenta es muy corto 10 años, además en los registros se presentan valores de cero dado la no generación o limpieza de los canales, lo que afectaría los calores de excedencia o periodos de retorno. En cambio se presenta para cada uno de los caudales un análisis de percentiles.

Los percentiles es una medida de la tendencia central usada en estadística que indica una vez ordenados los datos de menor a mayor, el valor de la variable por debajo del cual se encuentra un porcentaje de las observaciones. De esta forma por ejemplo se cuenta con los percentiles de caudales generación para cada uno de los meses. El valor en enero refleja por ejemplo para el percentil 10, que solamente el 10 % de los valores en el registro están por debajo de 37.5 m<sup>3</sup>/s. En la Tabla 5.1 y en la Figura 5.8 se tienen los percentiles para el caudal de generación. La Tabla 5.2 y la Figura 5.9 presentan los percentiles para la derivación; la Tabla 5.3 y Figura 5.10 presentan los percentiles para el Canal del Oeste y la Tabla 5.4 y Figura 5.11 los percentiles para el canal Sur.

**Tabla 5.1 Percentiles de los caudales diarios mensuales de generación**

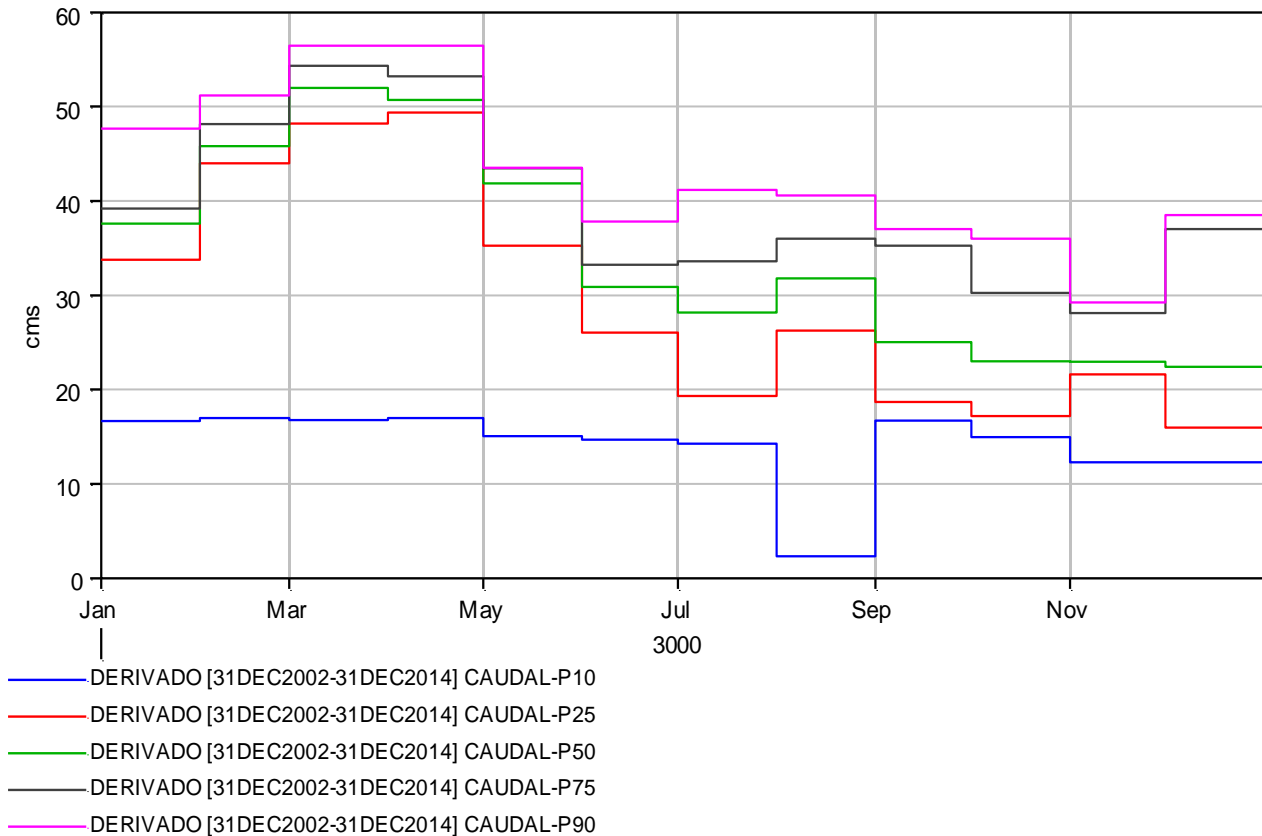
	Q P10 m <sup>3</sup> /s	Q P25 m <sup>3</sup> /s	Q P50 m <sup>3</sup> /s	Q P75 m <sup>3</sup> /s	Q P90 m <sup>3</sup> /s
<b>Enero</b>	37.5	39.9	52.9	65.3	72.9
<b>Febrero</b>	51.0	62.2	65.1	71.3	78.1
<b>Marzo</b>	57.0	65.4	73.0	78.2	79.0
<b>Abril</b>	63.1	71.7	75.8	78.5	80.4
<b>Mayo</b>	40.7	53.2	70.4	75.6	77.4
<b>Junio</b>	23.2	40.8	44.0	58.7	77.4
<b>Julio</b>	19.7	23.5	39.6	49.5	69.2
<b>Agosto</b>	9.6	31.2	38.2	47.0	60.7
<b>Septiembre</b>	17.0	30.9	46.8	65.2	71.8
<b>Octubre</b>	15.4	26.8	46.8	51.4	55.4
<b>Noviembre</b>	12.3	24.2	27.3	41.8	46.2
<b>Diciembre</b>	16.0	25.9	27.0	57.1	59.3



**Figura 5.8 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales de generación.**

**Tabla 5.2 Percentiles para los caudales diarios mensuales derivados**

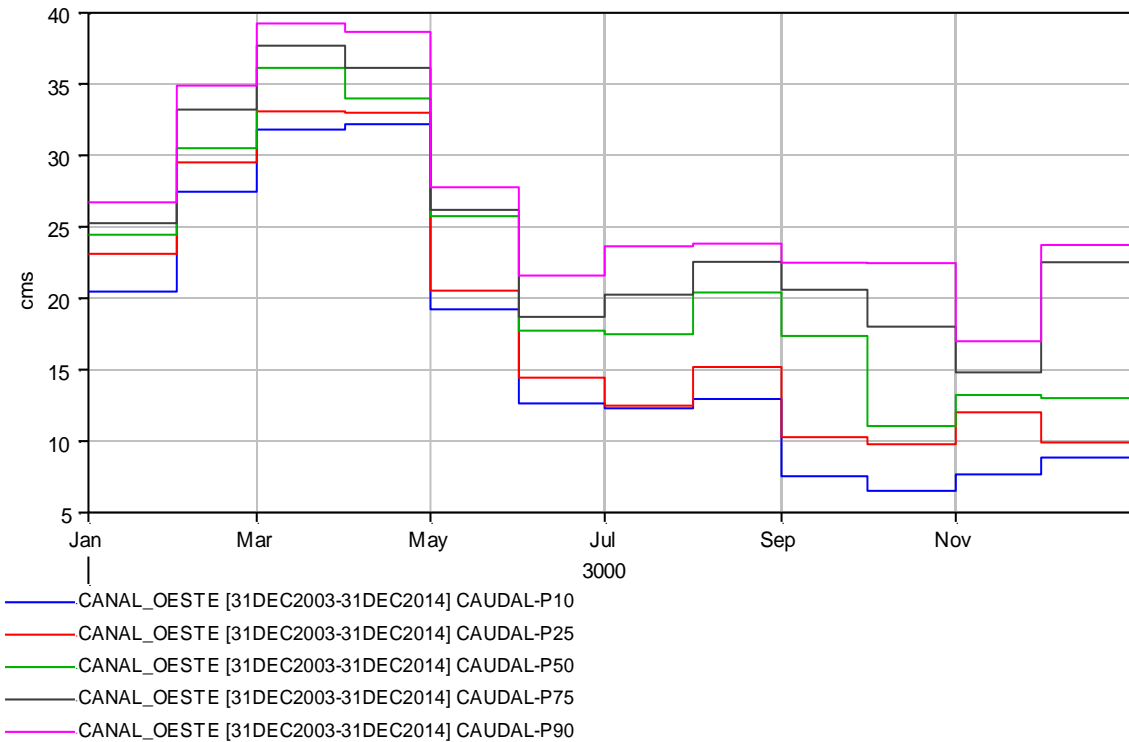
	Q P10 m <sup>3</sup> /s	Q P25 m <sup>3</sup> /s	Q P50 m <sup>3</sup> /s	Q P75 m <sup>3</sup> /s	Q P90 m <sup>3</sup> /s
<b>Enero</b>	16.7	33.8	37.6	39.2	47.7
<b>Febrero</b>	17.0	44.0	45.8	48.2	51.2
<b>Marzo</b>	16.8	48.2	52.0	54.3	56.4
<b>Abril</b>	17.0	49.4	50.7	53.2	56.5
<b>Mayo</b>	15.1	35.2	41.9	43.5	43.5
<b>Junio</b>	14.7	26.0	30.9	33.2	37.8
<b>Julio</b>	14.3	19.3	28.1	33.6	41.2
<b>Agosto</b>	2.3	26.3	31.8	36.0	40.6
<b>Septiembre</b>	16.7	18.7	25.0	35.3	37.0
<b>Octubre</b>	15.0	17.2	23.0	30.3	36.0
<b>Noviembre</b>	12.3	21.6	22.9	28.1	29.2
<b>Diciembre</b>	12.3	16.0	22.4	37.0	38.5



**Figura 5.9 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales de derivación**

**Tabla 5.3 Percentiles para los caudales diarios mensuales en Canal del Oeste**

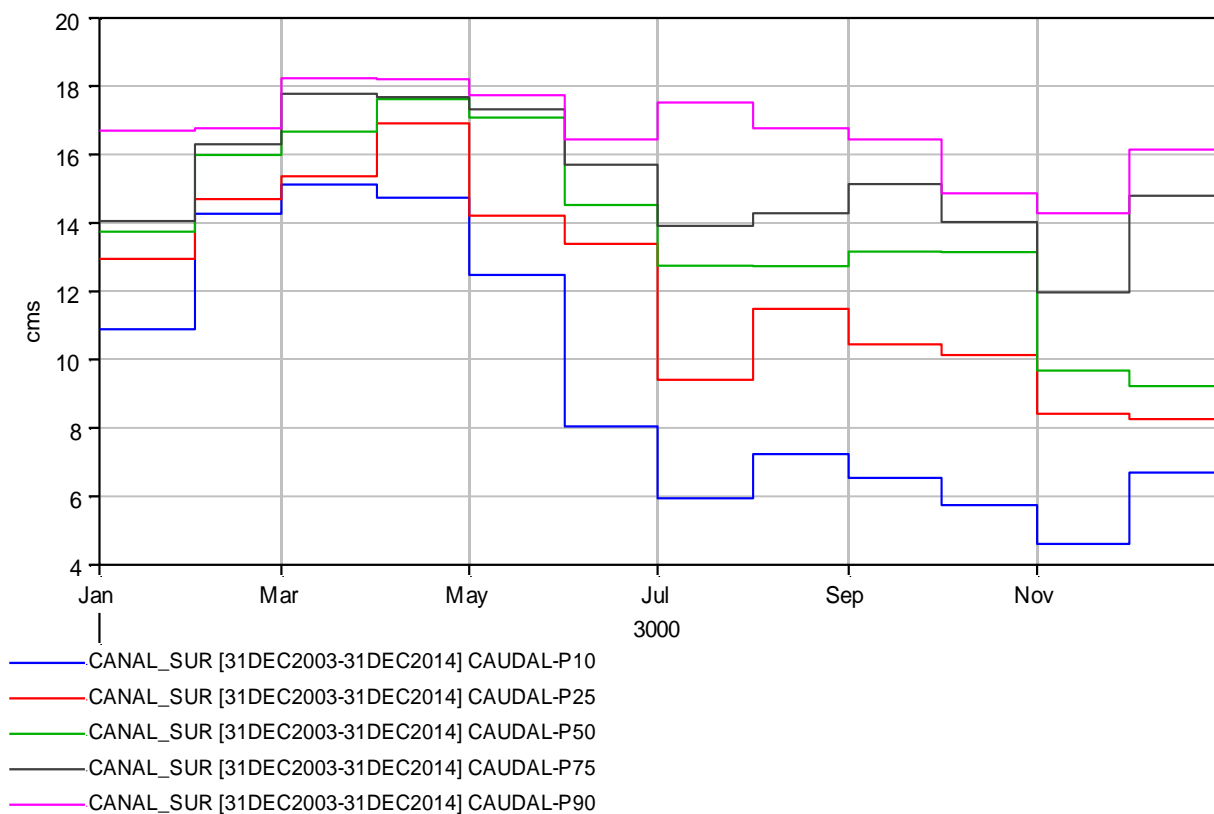
	Q P10 m <sup>3</sup> /s	Q P25 m <sup>3</sup> /s	Q P50 m <sup>3</sup> /s	Q P75 m <sup>3</sup> /s	Q P90 m <sup>3</sup> /s
<b>Enero</b>	20.5	23.1	24.4	25.2	26.7
<b>Febrero</b>	27.4	29.5	30.5	33.2	34.9
<b>Marzo</b>	31.8	33.1	36.1	37.7	39.2
<b>Abril</b>	32.2	33.0	34.0	36.1	38.6
<b>Mayo</b>	19.2	20.5	25.7	26.2	27.8
<b>Junio</b>	12.6	14.4	17.7	18.7	21.6
<b>Julio</b>	12.3	12.5	17.5	20.3	23.6
<b>Agosto</b>	12.9	15.2	20.4	22.5	23.8
<b>Septiembre</b>	7.5	10.3	17.4	20.6	22.5
<b>Octubre</b>	6.5	9.8	11.1	18.0	22.4
<b>Noviembre</b>	7.7	12.0	13.2	14.8	17.0
<b>Diciembre</b>	8.9	9.9	13.0	22.5	23.7



**Figura 5.10 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales del Canal del Oeste.**

**Tabla 5.4 Percentiles para los caudales diarios mensuales en Canal del Sur**

	Q P10 m <sup>3</sup> /s	Q P25 m <sup>3</sup> /s	Q P50 m <sup>3</sup> /s	Q P75 m <sup>3</sup> /s	Q P90 m <sup>3</sup> /s
<b>Enero</b>	10.9	12.9	13.7	14.0	16.7
<b>Febrero</b>	14.3	14.7	16.0	16.3	16.8
<b>Marzo</b>	15.1	15.4	16.7	17.8	18.2
<b>Abril</b>	14.7	16.9	17.6	17.7	18.2
<b>Mayo</b>	12.5	14.2	17.1	17.3	17.7
<b>Junio</b>	8.0	13.4	14.5	15.7	16.4
<b>Julio</b>	5.9	9.4	12.8	13.9	17.5
<b>Agosto</b>	7.2	11.5	12.7	14.3	16.8
<b>Septiembre</b>	6.5	10.5	13.2	15.1	16.4
<b>Octubre</b>	5.7	10.1	13.1	14.0	14.9
<b>Noviembre</b>	4.6	8.4	9.7	12.0	14.3
<b>Diciembre</b>	6.7	8.3	9.2	14.8	16.1



**Figura 5.11 Estimación de percentiles para caudales promedio diarios mensuales del Canal Sur.**

## 6 ANÁLISIS DE DEMANDAS

Para determinar el rendimiento seguro del embalse regulatorio del Canal del Oeste es necesario conocer las demandas hídricas del sistema de riego. Estas básicamente están divididas por actividad piscícola y actividad agrícola. Adicional se debe conocer la distribución espacial de las demandas para cada uno de los canales principales y para los subdistritos, para así gestionar la dotación a las diferentes áreas y conocer las cantidades de agua que realmente estaría llegando al embalse regulatorio, cuáles serían los caudales mínimos que debería de proveer el embalse para satisfacer las demandas existentes y de esta forma poder determinar cuál sería el caudal seguro adicional que se podría extraer del embalse con un porcentaje de falla determinado.

### 6.1 Plan de cultivos del DRAT

Según el plan de cultivos del DRAT, los cultivos que se están sembrando actualmente se presentan en la Tabla 6.1, con las áreas totales de extensión, donde los cultivos de la caña y arroz son los de mayor incidencia con un porcentaje del área total sembrada de 53.28 y 35.37 por ciento respectivamente, seguido de pastos con un 8.52 por ciento. En total el área sembrada en el DRAT es de 34,929.3 ha para diciembre 2014, donde se pueden encontrar otros cultivos como lo son: sandía, cítricos, melón, piña, cebolla, maíz, etc. La actividad de la piscicultura abarca un área total de 695.3 ha para un 1.99 por ciento del área explotada total del distrito.

**Tabla 6.1 Distribución de cultivos en el DRAT**

CULTIVO	ÁREA (ha)	%
ARROZ	12,353.73	35.37
CAÑA	18,610.95	53.28
PASTO	2,975.80	8.52
PAPAYA	9.20	0.03
SANDÍA	103.81	0.30
CEBOLLA	8.00	0.02
CITRICOS	71.69	0.21
MAIZ	25.51	0.07
PIÑA	27.68	0.08
SORGO	6.12	0.02
ALGODÓN	1.50	0.00
MELÓN	40.00	0.11
PISCICULTURA	695.31	1.99
TOTAL	34,929.30	100.00

Fuente: SENARA

La distribución espacial de los cultivos en el DRAT se presenta en la Tabla 6.2, y se estima que el cultivo de la caña y el arroz son los cultivos predominantes en cada uno de los subdistritos, abarcando la mayoría del área sembrada. Otro cultivo que ocupa el tercer lugar de área sembrada es el cultivo de pastos, donde se presenta en su mayoría en los subdistritos de Piedras, Cañas y Abangares. Por ejemplo, la piscicultura se encuentra en su mayoría en los subdistritos de Cañas, Piedras y Tempisque.

**Tabla 6.2 Cultivos presentes en el DRAT**

SUBDISTRITO	CULTIVO						
	Arroz	Caña	Pastos	Papaya	Sandía	Cebolla	Cítricos
LAJAS	274.08	1,922.69	232.70	0.00	5.00	2.00	0.87
CAÑAS	1,135.70	3,566.23	569.49	0.00	6.00	0.00	3.14
PIEDRAS	2,835.67	2,716.70	1,339.20	0.00	18.00	6.00	67.68
CABUYO	2,181.56	2,685.48	116.41	9.20	14.81	0.00	0.00
TEMPISQUE	3,276.72	2,309.85	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ZAPANDI	0.00	1,350.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RES-LAJAS	1,150.00	1,860.00	300.00	0.00	30.00	0.00	0.00
ABANGARES	1,500.00	2,200.00	410.00	0.00	30.00	0.00	0.00
<b>TOTAL</b>	<b>12,353.73</b>	<b>18,610.95</b>	<b>2,975.80</b>	<b>9.20</b>	<b>103.81</b>	<b>8.00</b>	<b>71.69</b>
SUBDISTRITO							TOTAL
	Maíz	Algodón	Piña	Sorgo	Melón	Piscicultura	
LAJAS	22.91	1.50	0.00	0.00	0.00	12.00	2,473.75
CAÑAS	2.60	0.00	0.00	6.12	0.00	360.46	5,649.74
PIEDRAS	0.00	0.00	27.68	0.00	0.00	172.85	7,183.78
CABUYO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5,007.46
TEMPISQUE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	150.00	5,744.57
ZAPANDI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,350.00
RES-LAJAS	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	3,360.00
ABANGARES	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	4,160.00
<b>TOTAL</b>	<b>25.51</b>	<b>1.50</b>	<b>27.68</b>	<b>6.12</b>	<b>40.00</b>	<b>695.31</b>	<b>34,929.30</b>

Fuente: SENARA

La distribución temporal del plan de cultivos es muy importante para poder determinar cómo se va a realizar la dotación de agua en el tiempo. De esta forma se tiene cómo los cultivos son usualmente gestionados en el campo, según los periodos de siembra y cosecha de cada uno. En la Tabla 6.3 se tiene el plan general mensual de cultivos proyectada para el DRAT con las áreas para cada uno de los cultivos. Esta información es muy útil para poder calcular la lámina de riego necesaria para mantener estos cultivos en buena condición y cubrir las necesidades hídricas para obtener buenos rendimientos de producción. Se tiene que las áreas de cultivos principalmente se presentan en dos estaciones del año, una en los meses de julio y agosto, donde los agricultores

cuentan con lluvias periódicas y otra época de diciembre a abril o en la estación seca, donde la única fuente de abastecimiento de agua para los agricultores son las provenientes del distrito de riego. Los meses en los cuales se presentaría mayor área sembrada según el plan general del DRAT es enero, seguido de julio, agosto, diciembre y febrero, meses donde hay más presión por el agua en la zona. Se puede observar que según el plan general del DRAT se tiene un área total de siembra de 43,780.2 ha, la diferencia se encuentra en el área de arroz ya que el plan general indica un total de 21,968.1 ha de arroz y la distribución de los cultivos presentan un área de 12,353.83 ha ya que este cultivo se da dos veces al año. Los otros cultivos mantienen exactamente la misma área.

**Tabla 6.3 Plan general mensual de cultivos del DRAT**

MES	CULTIVOS											TOTAL
	ARROZ	CAÑA	PASTO	PAPAY A	SORG O	SANDÍ A	CEBOLL A	MAIZ	CITRICO S	PIÑA	ALGODÓ N	
ENERO	7,711.9	10,820.6	2,975.8	9.20	0.00	45.81	2.00	20.53	44.14	27.68	1.00	21,658.7
FEBRERO		3,866.4	0.00	0.00	0.00	26.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3,892.4
MARZO	0.00	1,651.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,651.2
ABRIL	0.00	122.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	122.7
MAYO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
JUNIO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>I SEMESTRE</b>	<b>7,711.9</b>	<b>16,460.9</b>	<b>2,975.8</b>	<b>9.20</b>	<b>0.00</b>	<b>71.81</b>	<b>2.00</b>	<b>20.53</b>	<b>44.14</b>	<b>27.68</b>	<b>1.00</b>	<b>27,325.0</b>
JULIO	6,685.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,685.7
AGOSTO	4,968.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4,968.0
SETIEMBRE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OCTUBRE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00
NOVIEMBRE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DICIEMBRE	2,602.5	2,150.0	0.00	0.00	0.00	32.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4,790.47
<b>II SEMESTRE</b>	<b>14,256.2</b>	<b>2,150.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>43.00</b>	<b>6.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>16,455.2</b>
<b>TOTALES</b>	<b>21,968.1</b>	<b>18,610.9</b>	<b>2,975.8</b>	<b>9.20</b>	<b>0.00</b>	<b>114.81</b>	<b>8.00</b>	<b>20.53</b>	<b>44.14</b>	<b>27.68</b>	<b>1.00</b>	<b>43,780.2</b>

Fuente: SENARA

Contando con el plan general de los cultivos en la zona, se determina cual es la necesidad hídrica de los cultivos, la Ecuación 6-1 es la utilizada actualmente por el SENARA para cuantificar la demanda hídrica por cada subdistrito, canal y época del año.

$$Q = \frac{(Kc \cdot ETo - Prec \text{ efectiva})}{Eficiencia} * 100 * Area * F \quad \text{Ecuación 6-1}$$

Donde Q es la demanda hídrica del cultivo en m<sup>3</sup>/s, ETo es la evapotranspiración de referencia en (mm/día), kc es la constante del cultivo, la cual cambia según el ciclo de crecimiento del mismo, el área se encuentra en hectáreas y la eficiencia en porcentaje, las unidades de la precipitación efectiva es en mm/día y F es un factor de conversión de 0.115740740740741.

La eficiencia total de riego calculada por el SENARA para el cultivo del arroz se estima en un 36 por ciento, abarcando las pérdidas por conducción y aplicación de riego. Para los otros cultivos se estima en un 52%. Se supone además que la jornada de riego es de 24 horas por día. En la Tabla 6.4 se resumen las demandas hídricas de los cultivos para los meses del año para cada uno de los subdistritos y canales principales.

**Tabla 6.4 Demandas hídricas actuales por subdistrito (m<sup>3</sup>/s)**

SUBDISTRITO	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept	Oct	Nov	Dic
<b>CANAL DEL SUR</b>												
<b>LAJAS</b>	2.42	3.10	3.78	4.00	0.94	0.73	1.15	0.81	0.12	0.13	0.80	2.04
<b>CAÑAS</b>	5.45	7.14	8.84	9.31	2.22	1.66	2.94	2.11	0.38	0.39	1.69	4.04
<b>SUBTOTAL CANAL SUR</b>	<b>7.88</b>	<b>10.23</b>	<b>12.62</b>	<b>13.31</b>	<b>3.16</b>	<b>2.39</b>	<b>4.08</b>	<b>2.92</b>	<b>0.50</b>	<b>0.52</b>	<b>2.50</b>	<b>6.08</b>
<b>CANAL OESTE</b>												
<b>PIEDRAS</b>	9.01	12.15	14.25	13.40	1.51	2.34	4.34	3.53	2.02	2.06	1.97	3.90
<b>CABUYO</b>	6.04	8.98	10.37	7.82	1.60	1.92	3.52	2.89	1.55	1.60	2.14	4.16
<b>TEMPISQUE</b>	10.26	13.28	15.26	10.76	1.91	2.63	5.03	4.23	2.31	2.41	2.82	5.77
<b>SUBTOTAL CANAL OESTE</b>	<b>25.31</b>	<b>34.41</b>	<b>39.88</b>	<b>31.98</b>	<b>5.01</b>	<b>6.88</b>	<b>12.88</b>	<b>10.65</b>	<b>5.87</b>	<b>6.07</b>	<b>6.93</b>	<b>13.83</b>
<b>TOTAL DRAT</b>	<b>33.19</b>	<b>44.64</b>	<b>52.50</b>	<b>45.29</b>	<b>8.18</b>	<b>9.28</b>	<b>16.96</b>	<b>13.57</b>	<b>6.37</b>	<b>6.59</b>	<b>9.42</b>	<b>19.91</b>

Fuente: SENARA

**Tabla 6.5 Demandas Piscícolas por canal**

SECTOR	AREA (ha)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)		
		Por infiltración y evaporación	Llenado de estanques	Total
CANAL SUR I	372.45	1.43	0.33	1.76
CANAL OESTE I	172.85	0.67	0.15	0.82
CANAL OESTE II	150.00	0.58	0.13	0.71
<b>TOTAL</b>	<b>695.30</b>	<b>2.68</b>	<b>0.61</b>	<b>3.28</b>

Fuente: SENARA

## 6.2 Resultados de las demandas futuras

Las demandas futuras contemplan la demanda hídrica generada por las áreas agrícolas que se van a poner bajo riego al finalizar la extensión del Canal del Sur Tramo II, actualmente en construcción. Este tramo va a poner bajo riego un área de aproximadamente 8 mil hectáreas adicionales. Esta expansión se realizará para el subdistrito de Lajas e incluirá el subdistrito de Abangares.

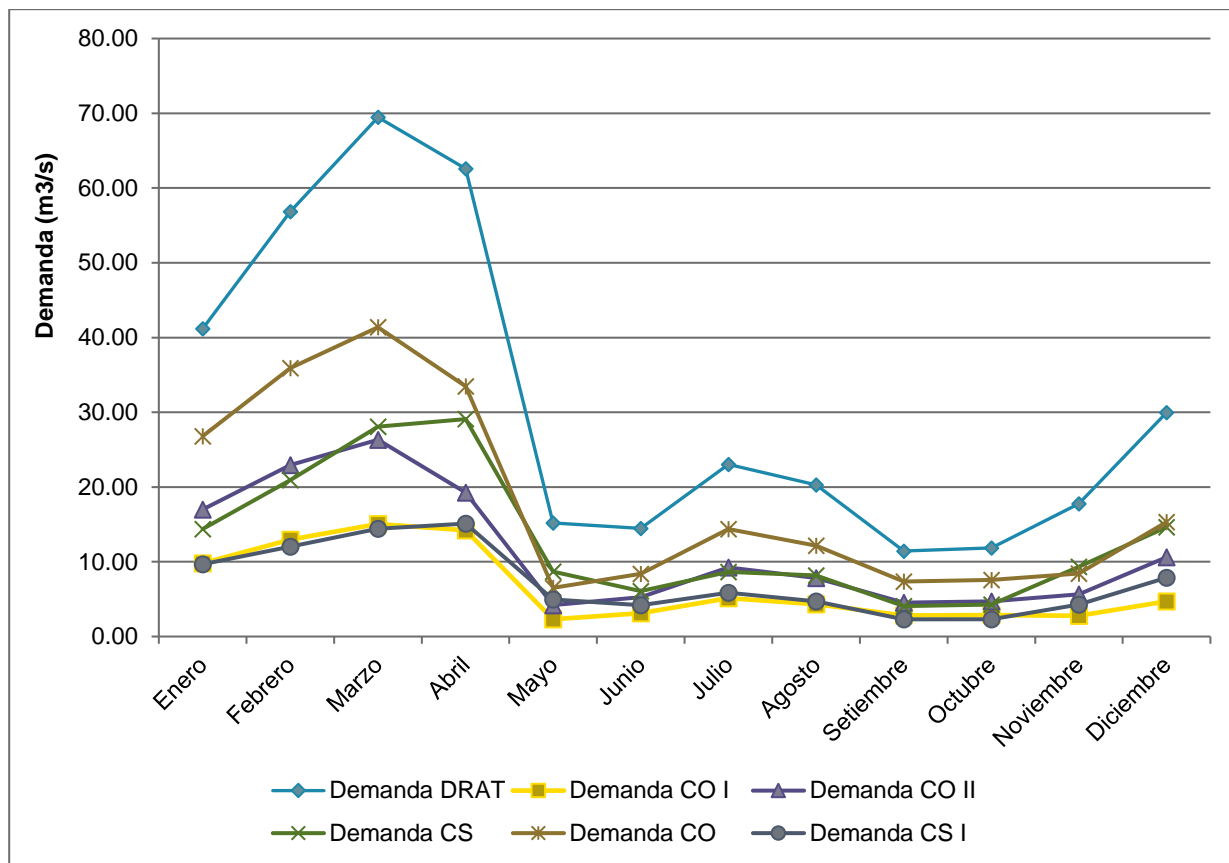
En este momento el SENARA no tiene proyectado aumentar áreas de riego dentro de los subdistritos ya desarrollados, por lo que las demandas hídricas en estos subdistritos, permanecen sin cambios. La demanda de la extensión del Canal Oeste Tramo II estará determinada con los resultados del rendimiento seguro del embalse regulatorio sobre el Río Piedras.

En la Tabla 6.6 se desglosan las demandas futuras del distrito de riego incorporando la ampliación del Canal del Sur Tramo II con un aumento de área regable de aproximadamente 8 mil hectáreas adicionales. En la Figura 6.1 se presentan las demandas hídricas futuras del DRAT.

**Tabla 6.6 Demandas hídricas futuras para el distrito de riego (m<sup>3</sup>/s)**

SUBDISTRITO	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept	Oct	Nov	Dic
<b>CANAL DEL SUR</b>												
LAJAS	2.42	3.10	3.78	4.00	0.94	0.73	1.15	0.81	0.12	0.13	0.80	2.04
CAÑAS	5.45	7.14	8.84	9.31	2.22	1.66	2.94	2.11	0.38	0.39	1.69	4.04
PISCICULTURA	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
<b>SUBTOTAL CANAL SUR I</b>	<b>9.68</b>	<b>12.03</b>	<b>14.42</b>	<b>15.11</b>	<b>4.96</b>	<b>4.19</b>	<b>5.88</b>	<b>4.72</b>	<b>2.30</b>	<b>2.32</b>	<b>4.30</b>	<b>7.88</b>
RES-LAJAS	2.12	3.98	6.06	6.22	1.65	0.84	1.25	1.52	0.77	0.85	2.22	2.99
ABANGARES	2.57	4.91	7.60	7.76	2.05	1.04	1.51	1.91	1.00	1.11	2.81	3.76
<b>SUBTOTAL CANAL SUR II</b>	<b>4.70</b>	<b>8.89</b>	<b>13.66</b>	<b>13.98</b>	<b>3.70</b>	<b>1.88</b>	<b>2.77</b>	<b>3.44</b>	<b>1.77</b>	<b>1.96</b>	<b>5.04</b>	<b>6.75</b>
<b>TOTAL CANAL SUR</b>	<b>14.37</b>	<b>20.92</b>	<b>28.08</b>	<b>29.09</b>	<b>8.67</b>	<b>6.07</b>	<b>8.65</b>	<b>8.16</b>	<b>4.07</b>	<b>4.28</b>	<b>9.33</b>	<b>14.63</b>
<b>CANAL OESTE</b>												
PIEDRAS	9.01	12.15	14.25	13.40	1.51	2.34	4.34	3.53	2.02	2.06	1.97	3.90
PISCICULTURA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>SUBTOTAL CANAL OESTE I</b>	<b>9.81</b>	<b>12.95</b>	<b>15.05</b>	<b>14.20</b>	<b>2.31</b>	<b>3.14</b>	<b>5.14</b>	<b>4.33</b>	<b>2.82</b>	<b>2.86</b>	<b>2.77</b>	<b>4.70</b>
CABUYO	6.04	8.98	10.37	7.82	1.60	1.92	3.52	2.89	1.55	1.60	2.14	4.16
TEMPISQUE	10.26	13.28	15.26	10.76	1.91	2.63	5.03	4.23	2.31	2.41	2.82	5.77
PISCICULTURA	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
<b>SUBTOTAL CANAL OESTE II</b>	<b>17.00</b>	<b>22.96</b>	<b>26.33</b>	<b>19.28</b>	<b>4.21</b>	<b>5.24</b>	<b>9.25</b>	<b>7.82</b>	<b>4.55</b>	<b>4.71</b>	<b>5.66</b>	<b>10.63</b>
<b>TOTAL CANAL OESTE</b>	<b>26.81</b>	<b>35.91</b>	<b>41.38</b>	<b>33.48</b>	<b>6.51</b>	<b>8.38</b>	<b>14.38</b>	<b>12.15</b>	<b>7.37</b>	<b>7.57</b>	<b>8.43</b>	<b>15.33</b>
<b>TOTAL DRAT (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>41.19</b>	<b>56.83</b>	<b>69.46</b>	<b>62.57</b>	<b>15.18</b>	<b>14.46</b>	<b>23.03</b>	<b>20.31</b>	<b>11.44</b>	<b>11.85</b>	<b>17.76</b>	<b>29.96</b>

Fuente: SENARA



**Figura 6.1 Demandas hídricas futuras del DRAT**

## 7 ANÁLISIS DEL RENDIMIENTO SEGURO DEL EMBALSE REGULATORIO DEL CANAL DEL OESTE SOBRE EL RÍO PIEDRAS

El embalse regulatorio del Canal del Oeste sobre el río Piedras fue originalmente proyectado en el plan maestro del distrito de riego Arenal-Tempisque, pero hasta la fecha no se ha desarrollado. Actualmente, la fuente principal de agua en el distrito es el agua que proviene del lago Arenal mediante el proyecto hidroeléctrico de ARDESA. Los caudales de generación son derivados al sistema y distribuidos a través de los canales de riego. De tal forma que si en algún momento los caudales de generación disminuyen por debajo de la demanda del sistema, esta demanda quedaría insatisfecha. Si el distrito de riego quedara por un periodo de tiempo con las demandas insatisfechas, debido a una reducción en los caudales de derivación, la producción agrícola se podría ver perjudicada.

El embalse regulatorio planificado es una alternativa para poder almacenar agua por un periodo de tiempo determinado, de tal forma que si los caudales en el proyecto ARDESA disminuyeran por debajo de las demandas del distrito de riego, se podría recurrir al volumen almacenado en este embalse para suplir la demanda, sin afectar la producción agrícola. Adicional, se podría obtener un caudal adicional a las demandas del sistema para utilizarlo en otros usos o extender las áreas regables con la expansión del Canal Oeste Tramo III, según sea definido.

En este estudio se realiza una evaluación del caudal seguro del embalse para estimar una extracción adicional a las demandas ya existentes en el Canal del Oeste. De tal forma que el rendimiento firme o seguro de un embalse es la extracción que disminuye el nivel del agua de una condición de embalse lleno a un nivel mínimo durante una sequía histórica. Es esencialmente el rendimiento de no falla o también se puede referir o asociar un caudal de extracción determinado a una probabilidad de falla. Cabe destacar que en otros periodos de no sequías extremas los caudales podría ser mayores al este caudal seguro.

La probabilidad de falla seleccionada o permitida va a depender del uso que se le vaya a dar a ese caudal seguro. Por ejemplo, si el caudal se fuera a utilizar para abastecimiento de agua potable, se permite máximo una probabilidad de falla del 1%, en el caso de uso agrícola, puede llegar hasta un 20% dependiendo del nivel de dependencia de los agricultores con el distrito de riego como fuente única de abastecimiento de agua. En el caso específico de este sistema, se considera que los usuarios tienen una dependencia muy alta del sistema en la época seca, ya que aparte de la extracción de agua subterránea, esta sería la única fuente de agua. Esta situación aumenta la

vulnerabilidad del sistema ante una disminución considerable de los caudales de generación de ARDESA por un periodo de tiempo, sino se dispone de una alternativa de almacenamiento.

Para realizar el estudio del rendimiento seguro del embalse es necesario tomar en cuenta varios factores como las reglas operacionales a las cuales será sometido, la oferta y la demanda o los múltiples usos que tendrá el embalse y las características físicas del sitio de construcción, como por ejemplo la relación entre área, elevación y volumen. Las reglas operacionales de descarga se refieren a que la descarga sea una función del almacenamiento cuando se llega a un nivel de restricción.

Un elemento crítico a evaluar son las fuentes de agua, principalmente en desarrollar un record histórico adecuado para el análisis. Si no hay información disponible de información de caudales en el sitio de construcción del embalse como en el caso del río Piedras, un método muy utilizado es transferir la información de una cuenca monitoreada a otra usando el radio de sus respectivas áreas de drenaje o mejor aún modelando el área de estudio con calibración de parámetros del área para simular los caudales en el sitio de construcción, tal como se realizó en la Sección 3 de este informe.

Los flujos de entrada que se manejan en este sistema son los provenientes del drenaje de las subcuencas conformadas aguas arriba del punto de análisis (Unión Presa), calculados en la Sección 3 y los caudales históricos de derivación para la condición actual y los caudales generación del ICE para la condición futura, asumiendo que el caudal derivado sea en su mayoría el mismo caudal de generación, principalmente en los momentos donde se está llenando el embalse. Una vez lleno el embalse se puede disminuir los caudales de derivación a los valores de demanda del sistema para reducir la cantidad de agua vertida por el embalse regulatorio en la época de lluvias, calculada en este análisis.

## **7.1 Curva de almacenamiento del embalse**

La curva de almacenamiento del embalse es necesaria para calcular el volumen y el área disponible de agua a diferentes profundidades. El volumen se utiliza para cuantificar la cantidad de agua disponible y el área superficial para calcular las pérdidas por evaporación del embalse.

Los elementos críticos en determinar el volumen del embalse disponible son las elevaciones mínimas del embalse y las pérdidas de almacenamiento por sedimentación e infiltración. Las elevaciones mínimas no son definidas solamente por limitaciones hidráulicas de la salida o su funcionamiento, sino para usos recreacionales, de hábitat o efectos adversos en la calidad del agua si el embalse está demasiado bajo.

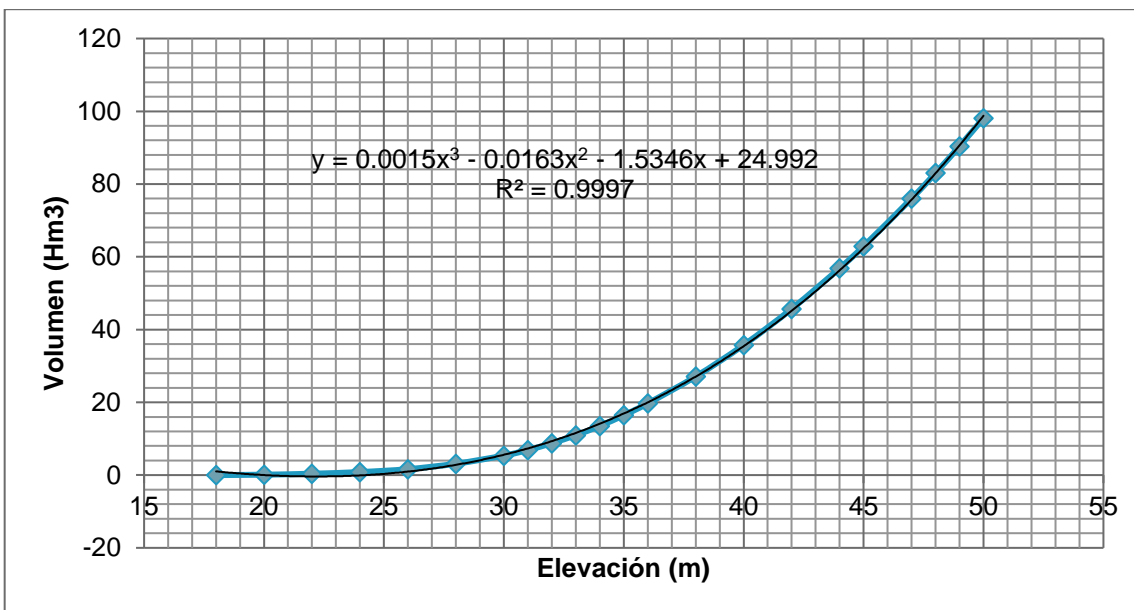
Las pérdidas de almacenamiento por sedimentación pueden ser significativas y deben ser tomadas en consideración para la evaluación del rendimiento del embalse. La mayoría del planeamiento está basado en proyecciones de 50 y 100 años de acumulación de sedimentos. Para estimar la acumulación de sedimentos en el reservorio es necesario tener muestreos regulares de sedimentos en el embalse (al menos uno cada 10 años).

En este caso como la simulación se realiza para 21 años de record y el embalse no está construido, no se tienen registros del área de cuál es el comportamiento del transporte de sedimentos en la cuenca alta del Río Piedras, por lo que las pérdidas de almacenamiento por sedimentación en el tiempo no son consideradas en este análisis.

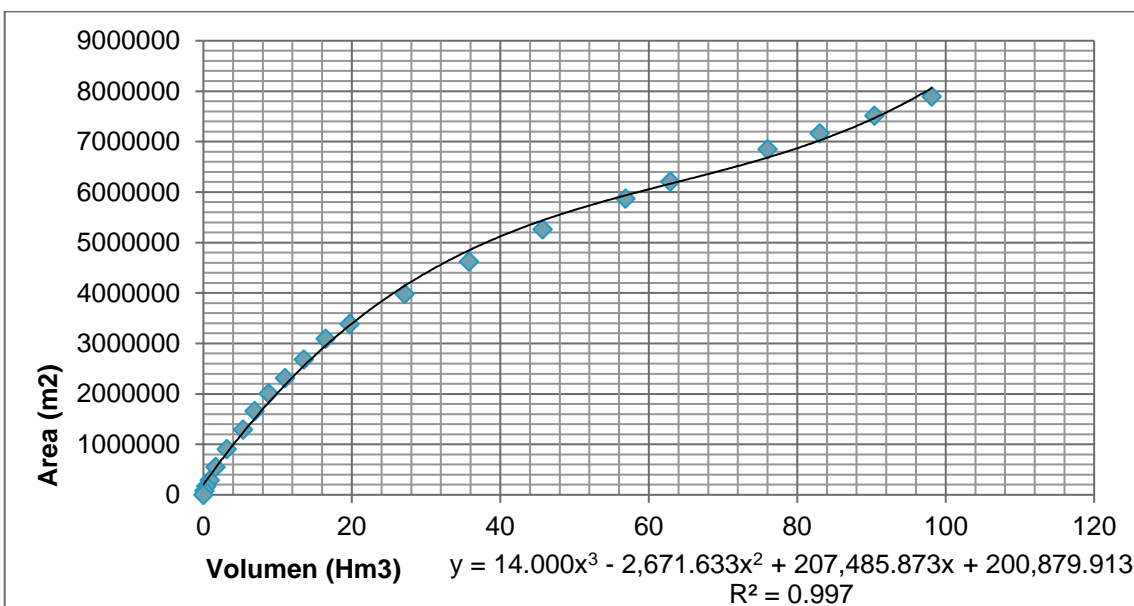
El volumen de almacenamiento y el área superficial se calculó con la creación de una triangulación con curvas de nivel determinadas en el Estudio de Impacto Ambiental del 2010, con una resolución vertical de cada metro. Se considera la elevación máxima operacional del embalse en 48.5 metros y elevación mínima operacional de 35 m, según se definió en el Estudio de Impacto Ambiental del 2010. Adicional se consideró la elevación de 30 metros como nivel mínimo para operación con el objeto de medir el comportamiento del embalse, si se definiera otro nivel operacional al definido en el estudio de impacto ambiental.

A continuación, en la Figura 7.1 se muestra la relación entre elevación y volumen de almacenamiento calculado a partir de la triangulación. Se encuentra una elevación mínima de 18 metros con un volumen de cero y un nivel máximo del embalse de 50 metros con un volumen de 98.1 Hm<sup>3</sup> de agua y se define la ecuación que representa esta curva de llenado.

En la Figura 7.2 se tiene la relación entre volumen y área superficial del embalse, utilizada para el cálculo de la evaporación y la precipitación en el embalse. Para el volumen máximo de 98.1 Hm<sup>3</sup> se tiene un área superficial de 789.7 ha. Sin embargo como se mencionó antes el volumen disponible en el embalse se toma a partir de la cota 48.5 m para que el volumen restante quede disponible para amortiguar las crecientes del río, según se menciona en el estudio de impacto ambiental. Para la cota de 48.5 m se tiene un volumen de almacenamiento de 86.7 Hm<sup>3</sup> y un área superficial de 723.2 ha.



**Figura 7.1 Relación de elevación y volumen de almacenamiento del embalse Piedras**



**Figura 7.2 Curva de relación de volumen de almacenamiento y área superficial del embalse Piedras**

## 7.2 Análisis del comportamiento del embalse

Para realizar el análisis del comportamiento del embalse y analizar el rendimiento seguro del mismo se realiza un análisis del comportamiento mediante simulación matemática, donde los cambios en el contenido de almacenamiento del embalse finito son calculados por la ecuación de continuidad desglosada en la Ecuación 7-1.

$$S_{t+1} = S_i + Q_t - D_t - Q_s - SE_t - L_t \quad \text{Ecuación 7-1}$$

Sujeto a la siguiente restricción:

$$\text{Nivel mínimo permitido} \geq S_{t+1} \geq C$$

Donde:

$S_{t+1}$ ,  $S_t$  = Volumen contenido del embalse al inicio del periodo t+1 y t respectivamente

$Q_t$  = Caudal de entrada durante el periodo t (de la subcuenca aguas arriba del embalse y los caudales del Canal Oeste)

$SE_t$  = Evaporación neta, la cual toma en cuenta la evaporación menos la precipitación en el lago.

$D_t$  = plan preliminar durante el periodo t (demandas requeridas del distrito de riego en el Canal Oeste I y Canal Oeste II, más necesidad de uso del río)

$Q_s$  = Caudal de extracción seguro del embalse ante una probabilidad de falla

$L_t$  = otras pérdidas durante el periodo t (infiltración)

C= capacidad activa o disponible del embalse.

Para las estimaciones de almacenamiento dentro del año se utilizaron los datos diarios de caudales y precipitación. La evaporación y las demandas son promedios mensuales llevados a nivel constante a un nivel diario para el mes de análisis.

Para aplicar este modelo de simulación matemática se consideran algunos supuestos del método: el embalse al inicio está lleno y los datos históricos de entrada son representativos de los caudales futuros o condiciones del sistema.

### **7.2.1 Limitaciones**

Asumir que el embalse al inicio está lleno puede significativamente afectar la probabilidad de falla si bajos caudales se presentaran al inicio del record histórico. Por supuesto, este efecto puede ser verificado si se llevan a cabo diferentes simulaciones con diferentes condiciones iniciales para ver si el sistema es vulnerable al nivel de inicio del embalse. Este procedimiento se llevo a cabo inicializando el sistema con el nivel del final de la simulación como condición inicial para la segunda secuencia de simulación. Esto asegura eliminar el efecto de la condición inicial y asegura un balance de agua sobre el periodo de registro. Se determina que aunque al final de la simulación se termine con un nivel bajo del embalse, los caudales del Canal Oeste contrarrestan este efecto, de tal forma que no hace ningún cambio en los valores calculados de probabilidad de falla si se inicia con un volumen inferior a la consideración realizada de embalse lleno al inicio de la simulación. De tal forma que este embalse no es sensible a la condición inicial del nivel del sistema, ya que rápidamente cuando se reciben los primeros caudales provenientes del Arenal, el sistema se llena.

Otra limitante sería que la secuencia que se tenga de flujos de entrada puede no ser representativa de la población de flujos, dada la limitación de datos históricos. En el caso del caudal que proviene de las subcuencas que drenan al embalse, la modelación hidrológica realizada abarca el periodo de 1994-2014. Periodo donde se presentó una de los eventos del Niño más severos en los últimos 60 años y además se da una disminución considerable de precipitación en la zona en el año 2013 y 2014. Abarcando las condiciones climatológicas severas en el periodo del estudio.

En el caso de los caudales que provienen del complejo hidroeléctrico ARDESA la serie de datos es del 2003 al 2014 donde se ha presentado un patrón de disminución de caudales promedio mensuales generados pasando de aproximadamente 60 m<sup>3</sup>/s en los años 2004-2005 a 41 m<sup>3</sup>/s en el 2014 según se muestra en la Figura 5.2. Al realizar la simulación a partir del año 1994, periodo que se dispone de datos hidrometeorológicos, se realiza una comparación de años Niño y años Niña para repetir la serie la de caudales del ICE de tal forma que sean coincidentes los años con el fenómeno generado en los años anteriores. Así al año hidrometeorológico 1994 se le ajusta la serie de caudales originados en ARDESA del año 2006 hasta el año hidrometeorológico 2002 al cual correspondería la serie de ARDESA del año 2014. A partir del año hidrometeorológico 2003 le corresponden los caudales medidos para el mismo año del proyecto ARDESA, sin ninguna variante.

### **7.2.2 Criterios para evaluar el desempeño del embalse**

La probabilidad de falla es el radio del tiempo que el embalse estuvo por debajo del nivel mínimo ( $n_f$ ) entre el tiempo total del análisis ( $n$ ), según Ecuación 7.2.

$$P_f = \frac{n_f}{n} \quad \text{Ecuación 7-2}$$

Sin embargo si el nivel mínimo considerado se fija alto (35 m) todavía hay bastante volumen disponible (16.44 Hm<sup>3</sup>) en el embalse, se podría disponer de una secuencia de restricciones a las demandas después de alcanzar cierto nivel en la operación del sistema, en este caso es mejor usar la definición de falla como el tiempo que no se puede suplir la demanda (n<sub>f</sub>) o hay que aplicar restricciones de uso. Por lo tanto Pr es una proporción del tiempo de restricciones impuestas.

$$P_r = \frac{n_r}{n} \quad \text{Ecuación 7-3}$$

Para estimar la probabilidad de falla, el número de periodos de tiempo para el cual el embalse está bajo el nivel mínimo permitido definido es dividido entre el tiempo total de la simulación. En este caso se analizan diferentes niveles de operación mínimos, considerando que no se van a llevar a cabo restricciones de uso, luego de alcanzar cierto nivel mínimo del embalse.

Hay que tomar en consideración que para el nivel de 35 m todavía quedaría disponible 16.45 Hm<sup>3</sup> de agua, y para el nivel operacional de 30 m habría un volumen de 5.36 Hm<sup>3</sup> de agua y para una elevación de 26 m se tendría un volumen de agua de 1.63 Hm<sup>3</sup> con un área superficial de 163.4 ha. El nivel mínimo operacional del embalse lo establece el nivel de salida de las tomas de agua del canal Oeste tramo II, para el caso de un uso agrícola para riego o el nivel donde se van a diseñar las tomas de agua para otros usos.

En este momento no se conoce el diseño final del embalse y las cotas donde estarían ubicadas finalmente las tomas de agua, por lo tanto se evalúan los niveles operacionales mínimos de 35 y 30 metros basados en el Estudio de Impacto Ambiental presentado en el 2010. El actual estudio estaría calculando el caudal firme o seguro del embalse de extracción, supliendo la demanda del Canal del Oeste Tramo II, basado en los niveles de operación mínima de 35 y 30 metros sobre el nivel del mar, sin restricciones de uso en función de la probabilidad de falla del sistema.

Otro parámetro importante que ayuda a la toma de decisión es la fiabilidad del sistema, el cual es el término usado para representar la proporción del tiempo que el embalse puede suplir la demanda, siendo el complemento de la probabilidad de falla y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$R = 1 - P \quad \text{Ecuación 7-4}$$

Donde R es la fiabilidad y P es la probabilidad de falla.

Otro aspecto importante para poder evaluar el desempeño del embalse es la vulnerabilidad, la cual es una medida de la magnitud o severidad o significancia de la falla y se define como el periodo más

largo de déficit durante la operación de un embalse, en este caso se determinó este periodo más largo de déficit continuo con una no falla en 5 días consecutivos, al darse esta condición el periodo de déficit se termina.

## 8 ESCENARIOS ANALIZADOS

Se desarrollaron diferentes escenarios para evaluar el sistema en términos de probabilidad de falla, número de días que no se puede suplir demanda y vulnerabilidad de no falla en 5 días, según se definieron anteriormente para ser considerados como factores a la hora de la toma de decisión en los diseños de los caudales de extracción adicionales a los caudales que se suministran por las demandas hídricas calculadas para el canal del Oeste Tramo II, el cual abarca los subdistritos Tempisque y Cabuyo y el canal Oeste Tramo I, el cual considera las demandas del subdistrito Piedras. Hay que tomar en consideración que el caudal seguro es un caudal constante durante todo el periodo de simulación, siendo el caudal crítico extraíble para los periodos de bajo nivel del embalse en un periodo de sequía histórica. Es claro que si el sistema no se encuentra en estas condiciones críticas, el caudal extraído del embalse podría ser mayor.

### 8.1 Escenario 1: condiciones actuales de funcionamiento

El primer escenario consiste en evaluar como el sistema del embalse propuesto se comportaría con diferentes niveles operacionales mínimos establecidos (35 m, 30 m y 26 metros sobre el nivel del mar) sin los aportes de los trasvases al Canal Oeste Tramo I (Trasvase Tenorio y Trasvase Paso Ancho) calculados en la Sección 4 de este informe y con los caudales históricos derivados por el SENARA al canal Oeste, (Sección 5). Cabe considerar que estos caudales derivados en ocasiones son limitados por la generación establecida por el ICE. El caudal de estiaje en este escenario es el  $Q_{97.5}$  de 1.44 m<sup>3</sup>/s calculado en la Sección 3.5.1.1 de este informe.

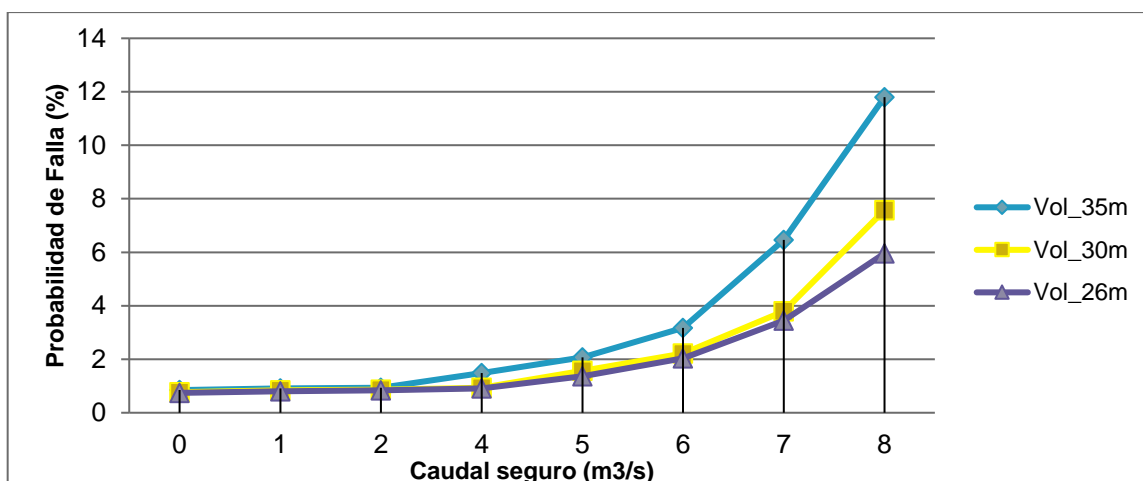
Adicional, en este escenario se establece que se supla en la medida de lo posible primeramente las demandas del subdistrito Piedras (Sección 6). De esta forma el caudal que llega al embalse es la resta del caudal derivado para el canal oeste menos las demandas en el subdistrito Piedras. En este caso al darse demandas superiores o iguales en el distrito Piedras al caudal derivado, el caudal de entrada al embalse será de cero. Se supone además que la infiltración en el embalse según el estudio de impacto ambiental del 2010, se estableció en 0.3 hm<sup>3</sup>/año.

En la Figura 8.1 se determina la probabilidad de falla del sistema ante varias elevaciones mínimas de operación y caudales seguros. Se puede observar que el sistema es limitado por la cantidad de caudal derivado del proyecto ARDESA. Según los registros de derivación que datan del 2003 al 2014. Se tiene que en el año 2003 aunque se inicia con el embalse lleno las demandas son muy altas y los caudales de ARDESA derivados al canal del oeste son los más bajos del registro según se observó en la Figura 5.4 en un rango entre los 12 y 13 m<sup>3</sup>/s.

El sistema necesita los caudales derivados para poder mantener los niveles del embalse y satisfacer la demanda. El aspecto de la escorrentía de las subcuencas no juega un papel determinante dado que ese año no se presentó un Niño bien establecido y los déficits se dan en el periodo de la época seca, cuando no se tiene importe de las lluvias.

El sistema falla en febrero y marzo de ese año aunque el caudal seguro sea de apenas 2 m<sup>3</sup>/s o cero. Por ejemplo en el caso de febrero se estima una demanda del Canal del Sur de 10.23 m<sup>3</sup>/s y en al Canal del Oeste completo de 34.41 m<sup>3</sup>/s para un total del sistema DRAT de 44.64 m<sup>3</sup>/s. El volumen máximo disponible del embalse es de 85 Hm<sup>3</sup> lo cual alcanza para suplir una demanda de 25 m<sup>3</sup>/s en el Canal Oeste tramo II para 39 días de abastecimiento. En la Figura 8.2 se presenta el número de días en los cuales el sistema fallaría según el nivel de almacenamiento mínimo. En Figura 8.3 se da un ejemplo de la distribución temporal del nivel del embalse dado por el modelo matemático planteado por la ecuación de continuidad para un nivel de operación mínima de 30 msnm y un caudal seguro de 2.0 m<sup>3</sup>/s.

Otras estadísticas fueron calculadas para el embalse, como lo es el déficit hídrico en los días de falla y el vertido. Otra medida es la vulnerabilidad medida en días con al menos una suspensión del servicio en 5 días consecutivos, esta estadística indica el número de días en los cuales se presentaría mayor afectación por desabastecimiento consecutivo. Para esta vulnerabilidad se calcula también el déficit suscitado, la demanda hídrica en esos días, el caudal de entrada al embalse, el porcentaje de abastecimiento (demanda del Canal Oeste Tramo II entre el caudal de entrada al embalse). Estas estadísticas se presentan en la Tabla 8.1 para el modelo con una elevación mínima operacional de 35 msnm y la Tabla 8.2 para una elevación mínima operacional de 30 msnm del embalse regulatorio y el escenario planteado.



**Figura 8.1 Probabilidad de falla del caudal seguro y niveles de operación.**

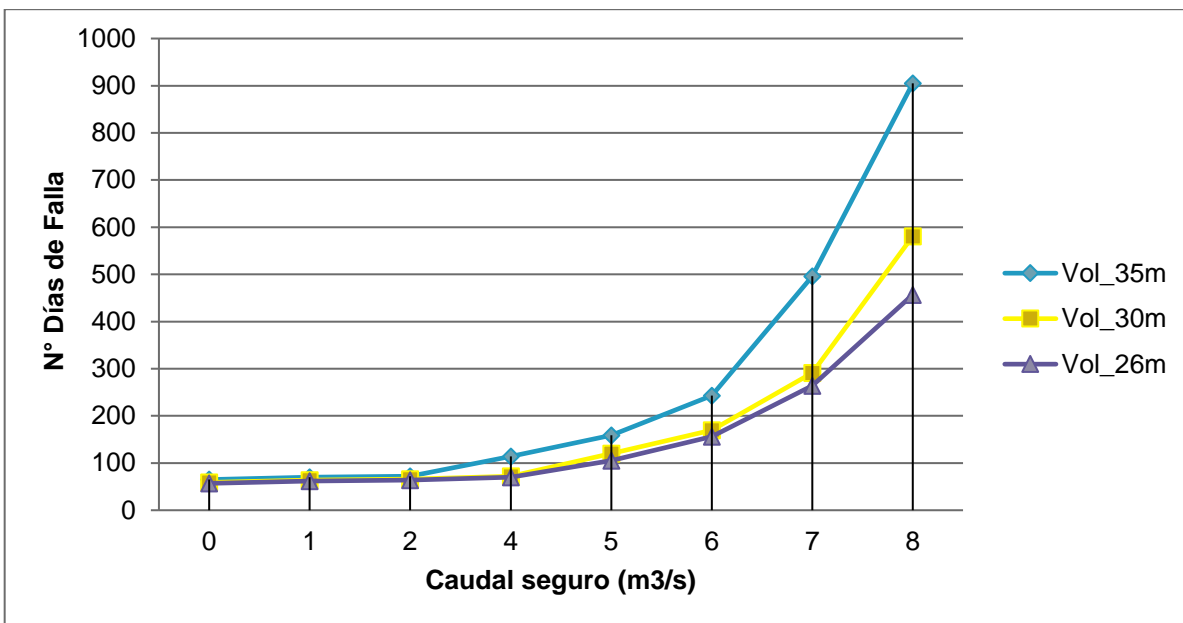


Figura 8.2 Número de días de falla del caudal seguro y niveles de operación.

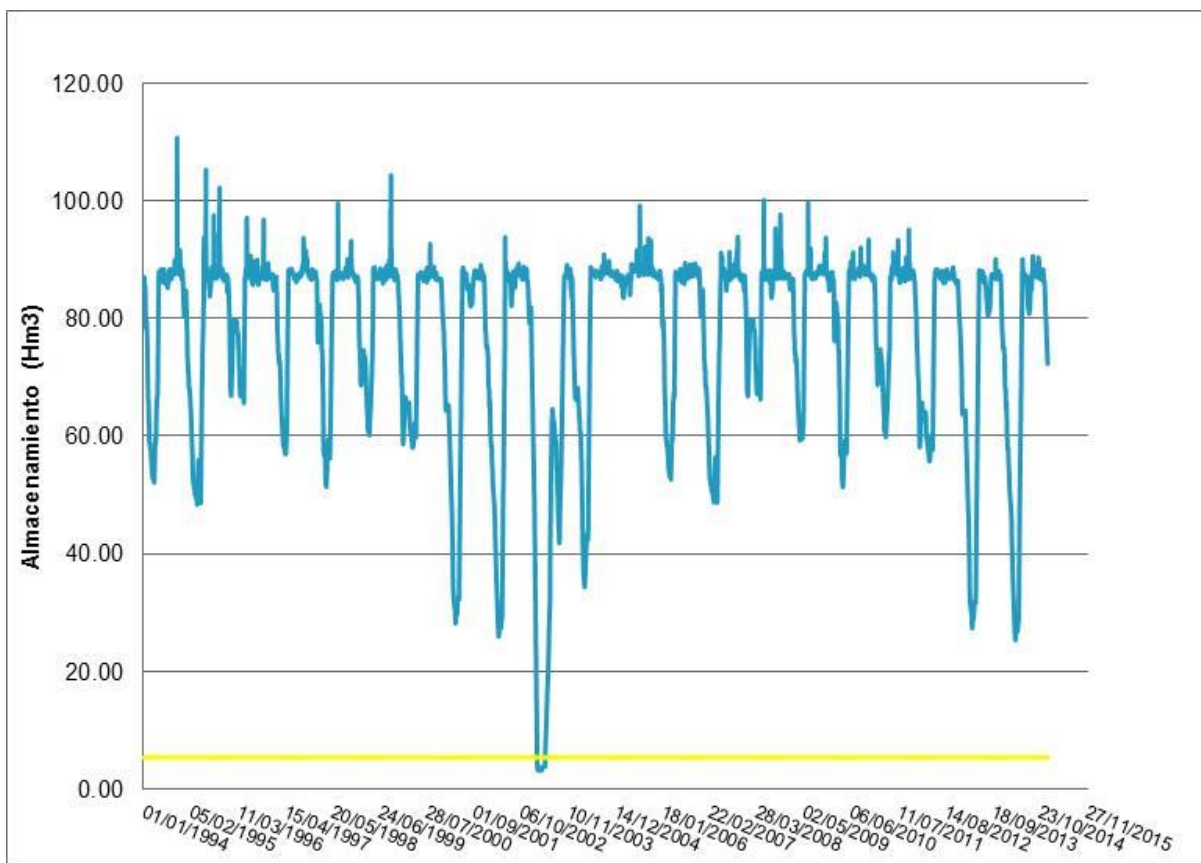


Figura 8.3 Cambio de almacenamiento en el tiempo para un caudal seguro de 2 m³/s y un almacenamiento de 30 msnm.

**Tabla 8.1 Resumen de estadísticas de modelo con elevación operacional de 35 msnm**

Caudal	0	1	2	3	4	5
N° Días Falla	67.00	71.00	74.00	94.00	184	292.00
% Falla	0.87	0.93	0.96	1.23	2.40	3.81
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	5998.29	5355.28	4713.26	4078.74	3489.47	2927.42
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	114.69	127.15	139.80	158.34	223.43	315.23
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>	67.00	71.00	74.00	78.00	81.00	84.00
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	114.69	127.15	139.80	153.22	166.35	179.56
DEMANDA CO2	130.05	137.88	143.75	151.58	157.45	163.32
Q IN LAGO	24.22	25.77	26.99	28.55	51.43	67.84
CO_II % ABASTECIMIENTO	0.19	0.19	0.19	0.19	0.33	0.42
Fecha Final	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003
Fecha inicial	22/02/2003	18/02/2003	15/02/2003	11/02/2003	08/02/2003	05/02/2003

**Tabla 8.2 Resumen de estadísticas de modelo con elevación operacional de 30 msnm**

Caudal	0	1	2	3	4	5
N° Días Falla	61.00	64.00	68.00	72.00	102	201.00
% Falla	0.80	0.83	0.89	0.94	1.33	2.62
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	5987.16	5344.13	4702.03	4062.39	3434.37	2851.35
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	102.81	115.21	127.81	141.16	164.86	234.60
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>	61.00	64.00	68.00	72.00	75.00	79.00
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	102.81	115.21	127.81	141.16	154.26	167.59
DEMANDA CO2	118.31	124.18	132.01	139.84	145.71	153.53
Q IN LAGO	21.89	23.06	24.57	26.20	27.39	51.33
CO_II % ABASTECIMIENTO	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.33
Fecha Final	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003
Fecha inicial	28/02/2003	25/02/2003	21/02/2003	17/02/2003	14/02/2003	10/02/2003

## 8.2 Escenario 2: Caudales de generación sin trasvases

Para el escenario 2 se analizan los caudales históricos de generación en el proyecto ARDESA tomando el caudal disponible para distribuirlo en los canales de riego, tomando en consideración las capacidades máximas de los canales (55 m<sup>3</sup>/s Canal Oeste, 30 m<sup>3</sup>/s Canal Sur). Dado que el proyecto del embalse Piedras es un proyecto para mejorar la disponibilidad del agua en la zona sin detrimento de ninguna área, se establece como criterio del sistema, que el caudal derivado primero va a suplir las demandas proyectadas del Canal Sur con la ampliación del tamo 2, la cual el próximo año entrará en operación. El caudal restante es derivado al canal Oeste con un límite de 55 m<sup>3</sup>/s, supliendo las demandas del distrito Piedras y el restante del caudal sería el que entraría al embalse Piedras para alimentarlo.

En este escenario no se consideran los aportes de los trasvases, el caudal de estiaje es de 1.44 m<sup>3</sup>/s, el cual es el caudal con un porcentaje de excedencia del 97.5 por ciento, igual para todos los demás escenarios.

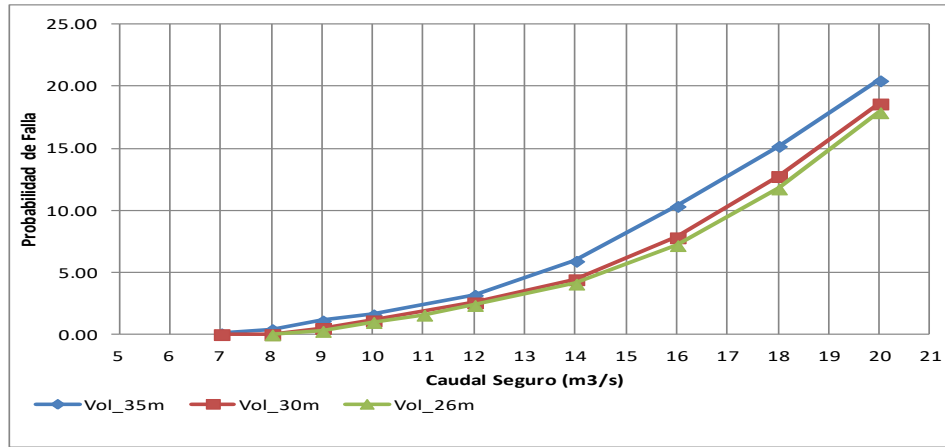
Además se considera un caudal extraíble igual a la demanda proyectada mensual para el Canal Oeste Tramo II para el periodo de análisis. Así se calcula el caudal seguro para futuras ampliaciones o disposición en otros usos.

El caudal seguro adicional a las demandas planteadas para el Canal Oeste Tramo II recomendado es de 8.86 m<sup>3</sup>/s para una elevación del embalse de 35 metros con una probabilidad de falla del 1 % y una vulnerabilidad en su periodo crítico de 77 días sin cumplir con las demandas en todo el periodo y de 21 días para la vulnerabilidad de que se de falla en al menos 1 día en 5 días consecutivos. El porcentaje de abastecimiento para esos 21 días es de 78.2 por ciento para las demandas del Canal Oeste Tramo II.

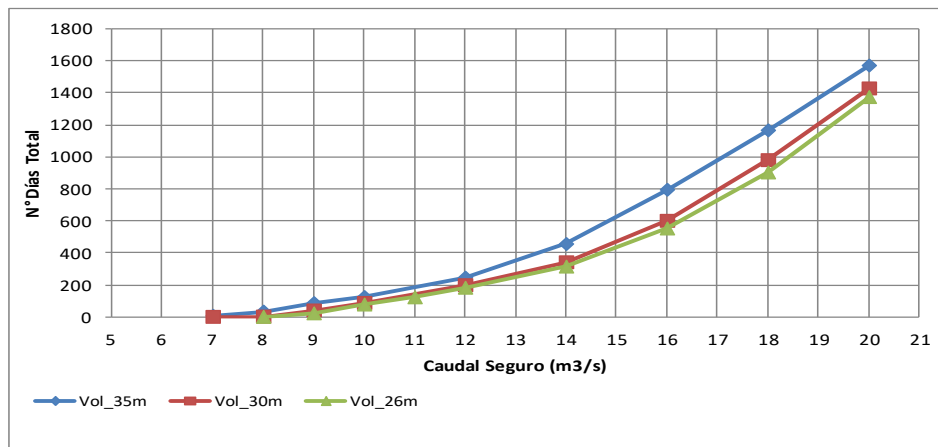
Para el caso del nivel de 30 metros se recomienda un caudal de 9.7 m<sup>3</sup>/s para una probabilidad de falla del 1.0% con una vulnerabilidad de 77 días de falla en todo el periodo. Sin embargo la vulnerabilidad una falla dentro del periodo al menos un desabastecimiento en 5 días es de 21 días, con un porcentaje de abastecimiento para el Canal del Oeste Tramo II de 83.3 %, para el periodo del 2 de abril al 23 de abril del 2014.

Al quedar un almacenamiento disponible en el embalse por debajo del nivel mínimo operacional, se podrían implementar algunas restricciones de uso cuando se llegue a un nivel de 35 metros con el objetivo de mejorar la vulnerabilidad e inclusive aumentar el caudal seguro. En la Figura 8.4, Figura 8.5 y Figura 8.6 se tiene los resultados de la modelación para los niveles de operación del embalse y

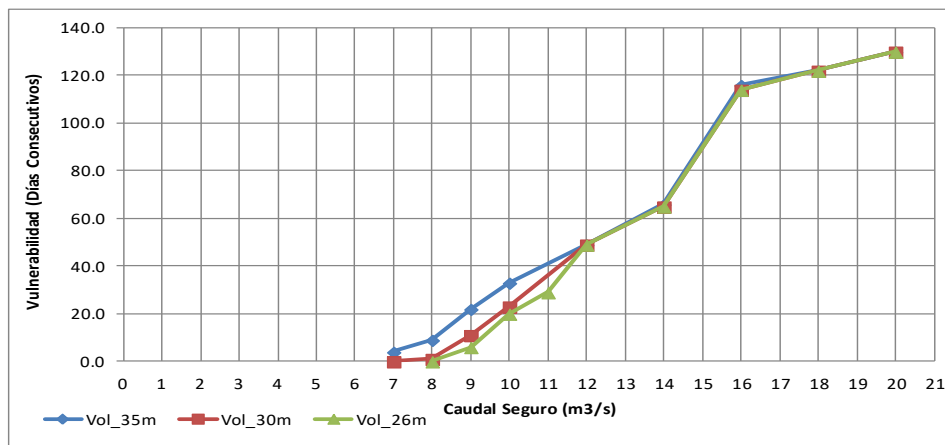
diferentes caudales seguros, al igual la Tabla 8.3 y Tabla 8.4 con el detalle tabular de las estadísticas y volúmenes de déficit.



**Figura 8.4 Probabilidad de falla para escenario 2 y niveles mínimos de embalse y caudales seguros**



**Figura 8.5 Número de días totales con déficit en el sistema para escenario 2.**



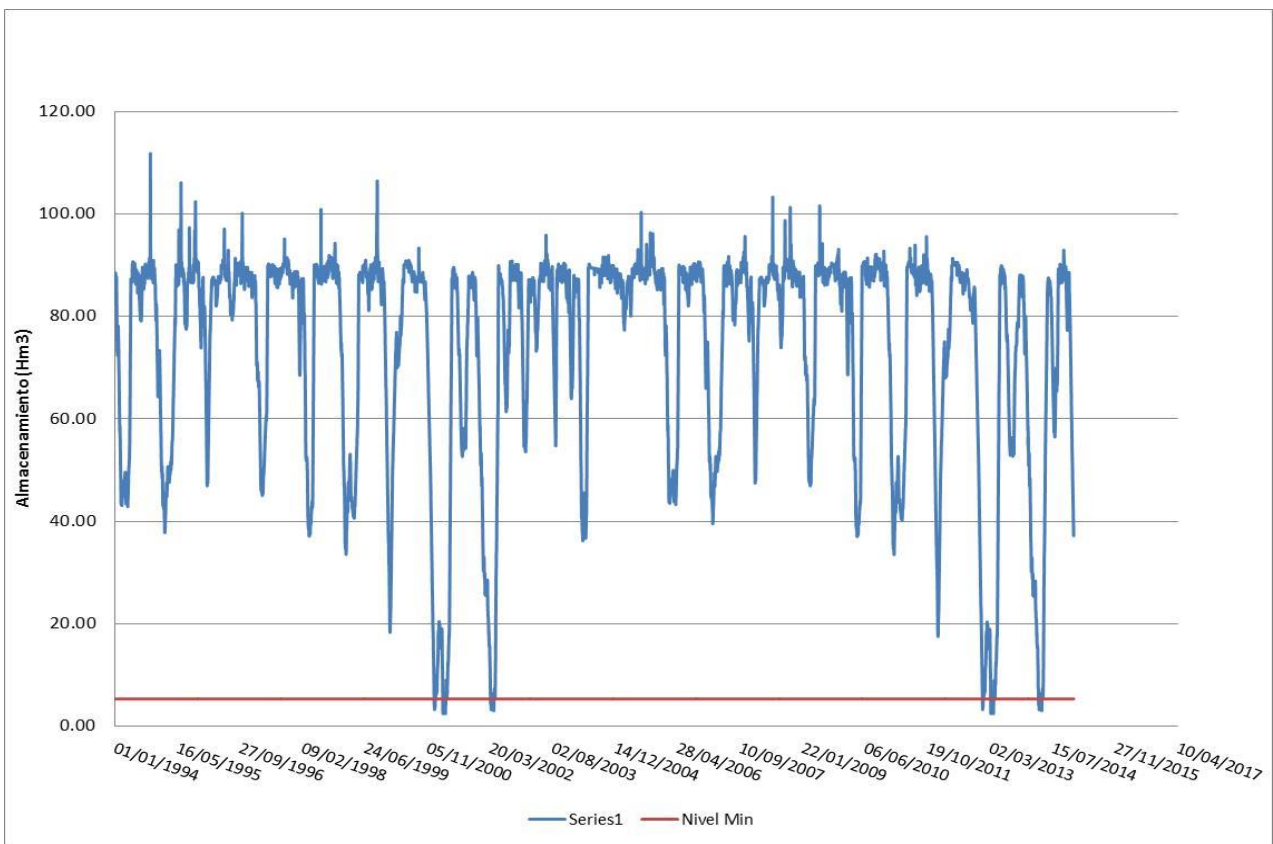
**Figura 8.6 Vulnerabilidad de 1 en 5 días consecutivos del sistema para el periodo crítico**

**Tabla 8.3 Resumen de estadísticas de modelo escenario 2 con elevación operacional de 35 msnm**

<b>CAUDAL SEGURO(M<sup>3</sup>/S)</b>	<b>7.0</b>	<b>8.0</b>	<b>9.0</b>	<b>10.0</b>	<b>12.0</b>	<b>14.0</b>
<b>N° Días Falla</b>	7.0	33.0	86.0	124.0	245.0	455.0
<b>Prob Falla (%)</b>	0.09	0.43	1.12	1.62	3.19	5.93
<b>Vertido (Hm<sup>3</sup>)</b>	11050.1	10430.6	9827.6	9227.8	8069.2	7038.0
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	4.3	41.7	94.4	148.2	301.1	578.4
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>	4.0	9.0	22.0	33.0	49.0	66.0
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	3.4	12.4	25.1	37.4	57.0	81.7
<b>DEMANDA CO2 (Hm<sup>3</sup>)</b>	5.9	15.0	41.5	65.9	99.6	133.3
<b>Q IN LAGO (Hm<sup>3</sup>)</b>	5.1	8.2	33.9	57.9	94.5	135.6
<b>CO_II % ABASTECIMIENTO</b>	0.9	0.5	0.8	0.9	0.9	1.0
<b>Fecha Final</b>	05/01/2001	20/04/2014	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
<b>Fecha inicial</b>	01/01/2001	11/04/2014	01/04/2014	21/03/2014	12/03/2014	23/02/2014

**Tabla 8.4 Resumen de estadísticas de modelo escenario 2, con elevación operacional de 30 msnm**

	<b>7.0</b>	<b>8.0</b>	<b>9.0</b>	<b>10.0</b>	<b>12.0</b>	<b>14.0</b>	<b>16.0</b>
<b>N° Días Falla</b>	0.0	2.0	40.0	87.0	198.0	341.0	600.0
<b>Prob Falla (%)</b>	0.0	0.03	0.5	1.1	2.6	4.4	7.8
<b>Vertido (Hm<sup>3</sup>)</b>	11190.8	10393.5	9784.3	9185.5	8009.4	6910.0	5948.1
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.0	2.4	47.3	101.5	234.6	439.1	780.6
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>	0.0	1.0	11.0	23.0	49.0	65.0	114.0
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.0	1.2	13.7	26.4	55.9	80.3	165.7
<b>DEMANDA CO2 (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.0	1.7	18.3	43.2	99.6	131.6	197.8
<b>Q IN LAGO (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.0	0.4	12.0	36.1	94.5	133.0	200.2
<b>CO_II % ABASTECIMIENTO</b>	0.0	0.2	0.7	0.8	0.9	1.0	1.0
<b>Fecha Final</b>		20/04/2014	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
<b>Fecha inicial</b>		19/04/2014	12/04/2014	31/03/2014	12/03/2014	24/02/2014	06/01/2014



**Figura 8.7 Cambio de almacenamiento en el tiempo para nivel operacional de 30 mnsn y caudal seguro de 9.7 m3/s**

### 8.3 Escenario 3: Caudales de generación y trasvases para año seco

Para el escenario 3 se analizan los caudales históricos de generación en el proyecto ARDESA tomando el caudal disponible para distribuirlo en los canales de riego, tomando en consideración las capacidades máximas de los canales (55 m<sup>3</sup>/s canal Oeste, 30 m<sup>3</sup>/s Canal Sur). Esta oferta es la misma que la planteada en el escenario 2. Adicional se supone el funcionamiento de los trasvases para suplir la demanda en el distrito Piedras y alimentar el Canal del Oeste Tramo I.

Los caudales de los trasvases se establecen como los transvases para un año seco, lo que significa trabajar con el mínimo caudal histórico desviado en el trasvase Corobicí y en el caso del trasvase del río Tenorio, el caudal del año seco es el caudal del percentil cinco menos el caudal de estiaje del río hasta una capacidad máxima de 5 m<sup>3</sup>/s, el cual es la capacidad máxima de ambos trasvases. En la Tabla 8.5 se tiene el total del caudal de trasvases para un año que se determina seco, el caudal máximo en estas condiciones es de 7.0 m<sup>3</sup>/s para el mes de diciembre y un mínimo de 0.8 m<sup>3</sup>/s para el mes de abril.

**Tabla 8.5 Caudales de los trasvases utilizados en el modelo para el cálculo del rendimiento seguro del embalse.**

	Trasvase Corobicí	Trasvase Tenorio	Total Trasvases
	Min	P5	Año Seco
<b>Enero</b>	1.383	3.02	<b>4.4</b>
<b>Febrero</b>	0.53	1.92	<b>2.5</b>
<b>marzo</b>	0.696	0.98	<b>1.7</b>
<b>Abril</b>	0.559	0.24	<b>0.8</b>
<b>Mayo</b>	0.793	0.8	<b>1.6</b>
<b>Junio</b>	0.669	2	<b>2.7</b>
<b>Julio</b>	1.015	2.48	<b>3.5</b>
<b>Agosto</b>	1.06	3.37	<b>4.4</b>
<b>Septiembre</b>	1.198	3.35	<b>4.5</b>
<b>Octubre</b>	1.183	3.88	<b>5.1</b>
<b>Noviembre</b>	1.444	4.23	<b>5.7</b>
<b>Diciembre</b>	2.004	5.01	<b>7.0</b>

Al suplir parte de las demandas del distrito Piedras con los trasvases, queda caudal disponible en el canal oeste tramo 2 para ingresar al embalse. Disminuyendo las probabilidades de falla según se puede observar en la Figura 8.8, al igual que la vulnerabilidad de uno en 5 días (Figura 8.10) y el número totales de días sin suplir demanda en el periodo de tiempo (Figura 8.9).

Al hacer uso de los trasvases para un año seco se recomienda un caudal seguro adicional a las demandas del Canal Oeste Tramo II de 11.95 m<sup>3</sup>/s para una probabilidad de falla de un 1%, el

número total de días sin abastecimiento es de 77 días, sin embargo la vulnerabilidad de uno en 5 días es de 22 días sin satisfacer la demanda en el periodo crítico registrado para la fecha del 8 de abril 2014 al 30 de abril 2014 (Figura 8.8, Figura 8.9, Figura 8.10)

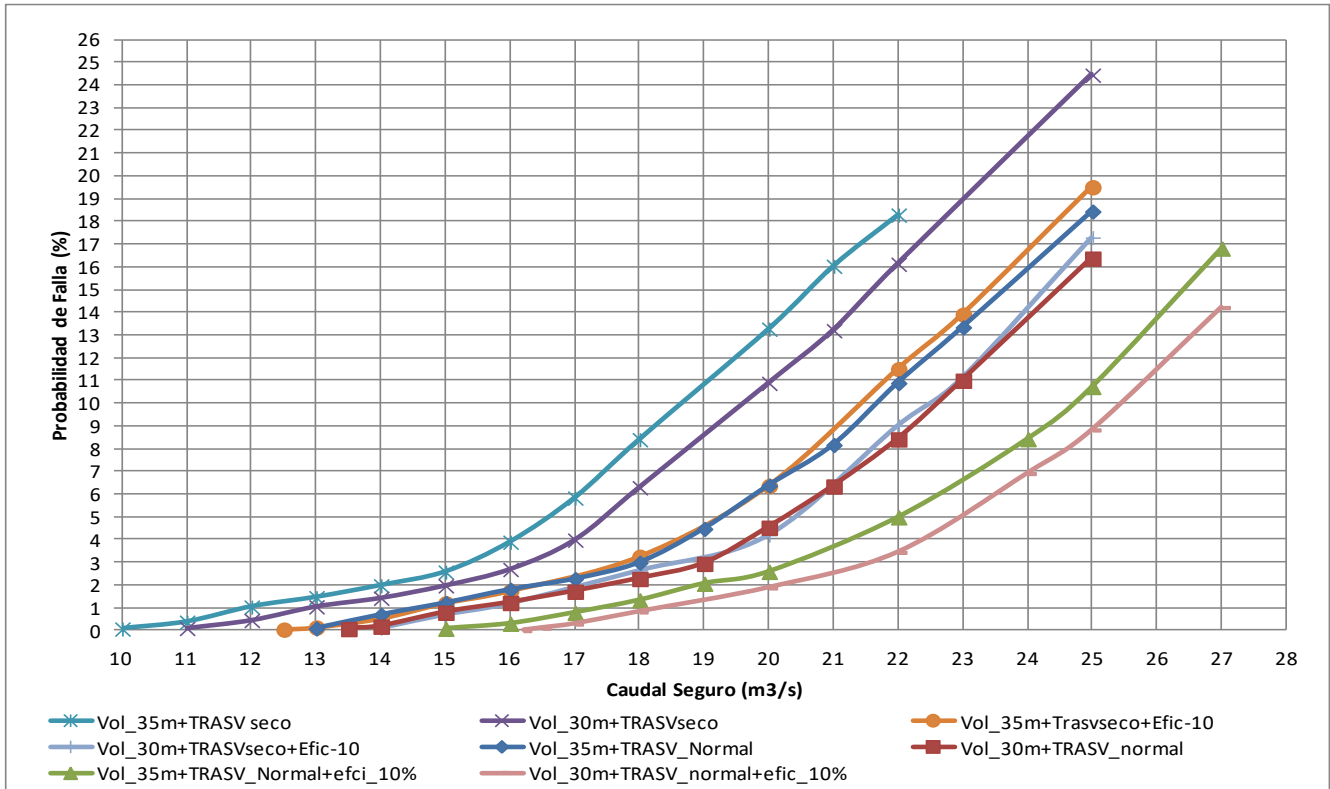
Con la elevación de 30 metros y el caudal de 11.95 m<sup>3</sup>/s la vulnerabilidad de uno en 5 días baja a 12 días sin abastecimiento y la probabilidad de falla disminuye también a 0.43%. Por lo tanto el caudal se podría aumentar hasta obtener una probabilidad de falla del 0.98 por ciento, recomendándose un caudal seguro de 12.8 m<sup>3</sup>/s con una vulnerabilidad de un evento de falla en 5 días consecutivos de 21 días con un porcentaje de abastecimiento del 89 % a las demandas del Canal Oeste Tramo II. En este escenario el periodo crítico va desde el 9 de abril al 30 de abril del 2014.

En la Figura 8.11 y Figura 8.12 se puede observar el cambio de almacenamiento para el caudal seguro de 11.95 m<sup>3</sup>/s y 12.8 m<sup>3</sup>/s en el periodo de simulación, donde la línea roja representa el volumen mínimo de agua para una elevación de 35 m y 30 m en el embalse.

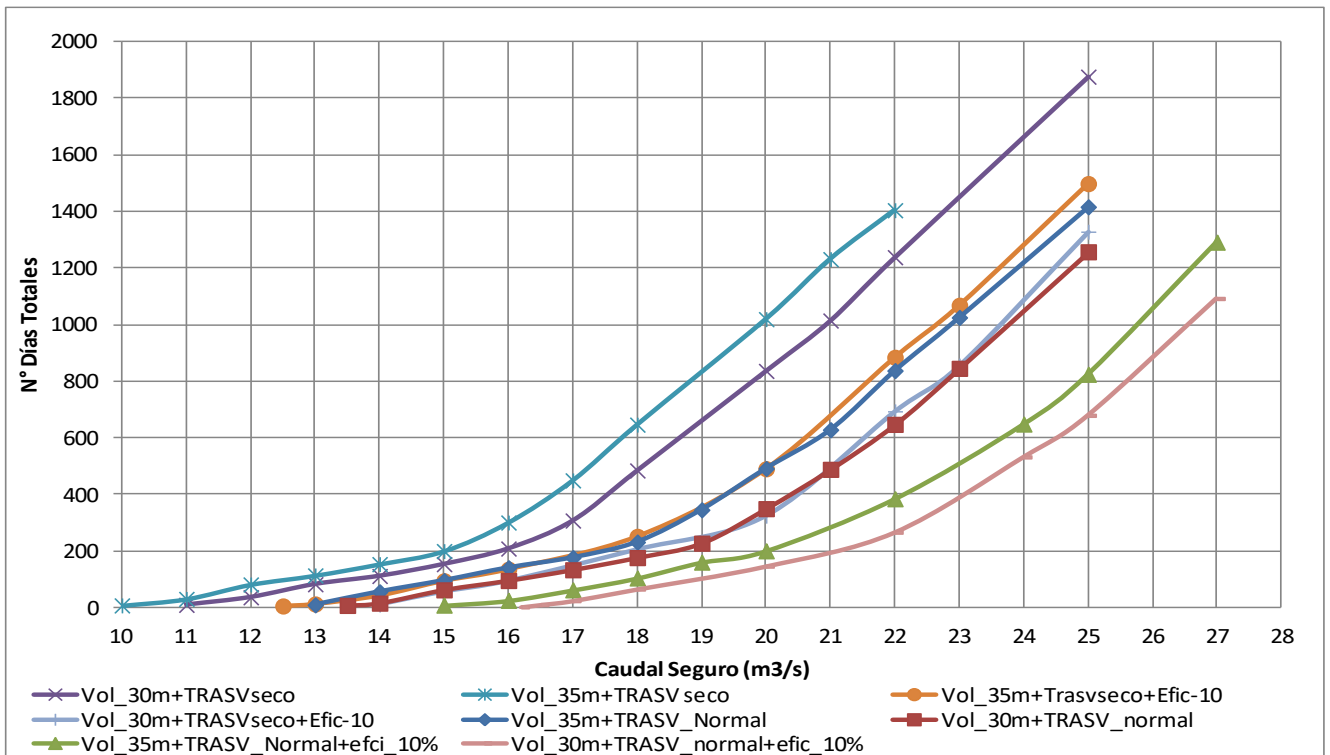
Cabe destacar que los análisis antes desarrollados no incluyen ningún tipo de racionamiento en el sistema dado un nivel de almacenamiento. Por lo que se podría mejorar la probabilidad de falla ante un caudal seguro si se establecen restricciones de uso en los periodos críticos.

Adicional, se analizó la reducción en la vulnerabilidad y en la probabilidad de falla si el Distrito de Riego mejorara su eficiencia en un 10 % o se aplicara una restricción del 10 % en la demanda suministrada. Esta evaluación se realizó para el nivel de almacenamiento de 35 y 30 msnm. De tal forma que si se mantiene la probabilidad de falla en un 1% los caudales seguros aumentan a 14.7 m<sup>3</sup>/s y 15.5 m<sup>3</sup>/s respectivamente. El porcentaje de abastecimiento de la demanda en el canal Oeste Tramo II es de 105 % y se tendría un desabastecimiento continuo de 19 días del caudal seguro (Figura 8.8, Figura 8.9 y Figura 8.10).

Para mejor visualización de los números correspondientes a las probabilidades de falla y número de días totales con déficit y vulnerabilidad, así como cantidad de déficit para el periodo de los días totales, referirse al Apéndice L con las tablas para cada escenario.



**Figura 8.8 Probabilidad de falla para escenarios de nivel mínimo de embalse y caudales seguros**



**Figura 8.9 Número de días totales con déficit en el sistema para el periodo de simulación**

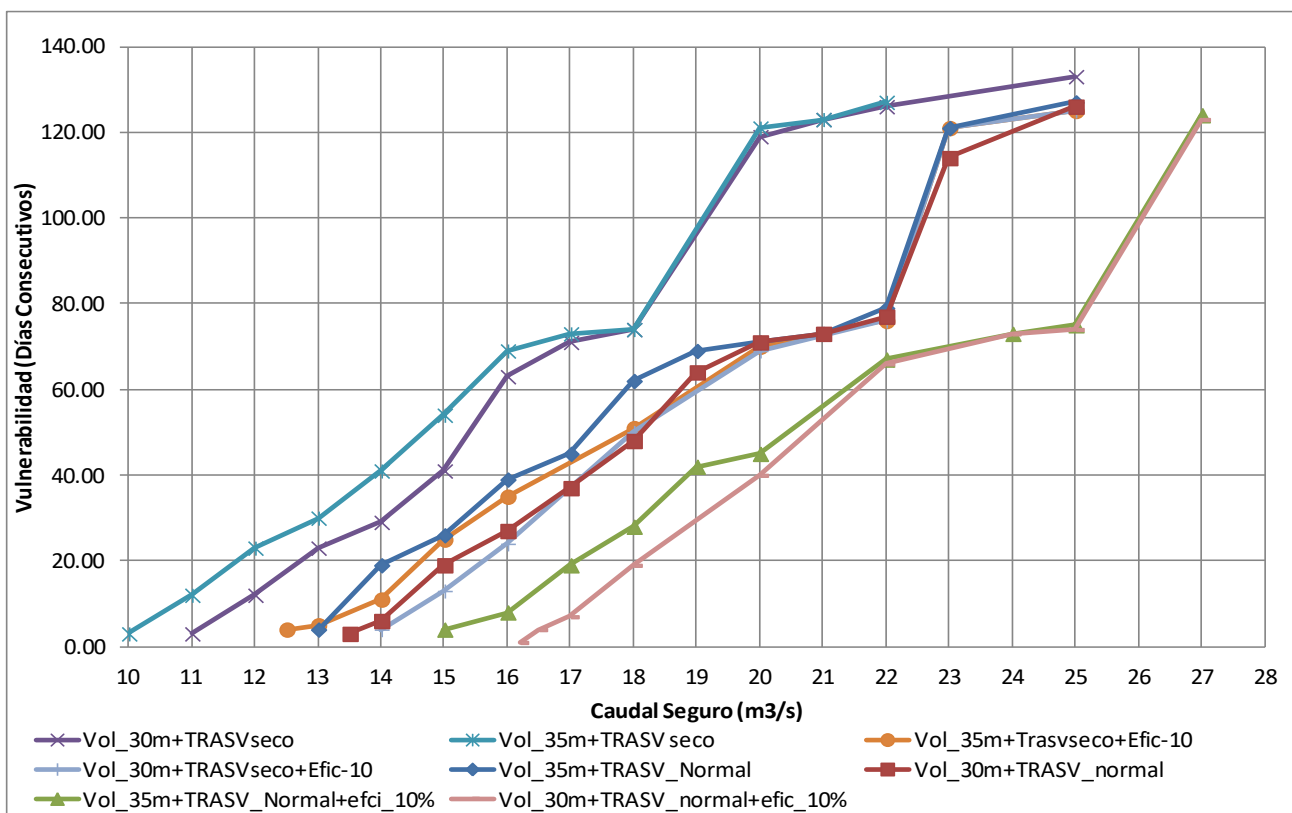


Figura 8.10 Vulnerabilidad del sistema para el periodo crítico

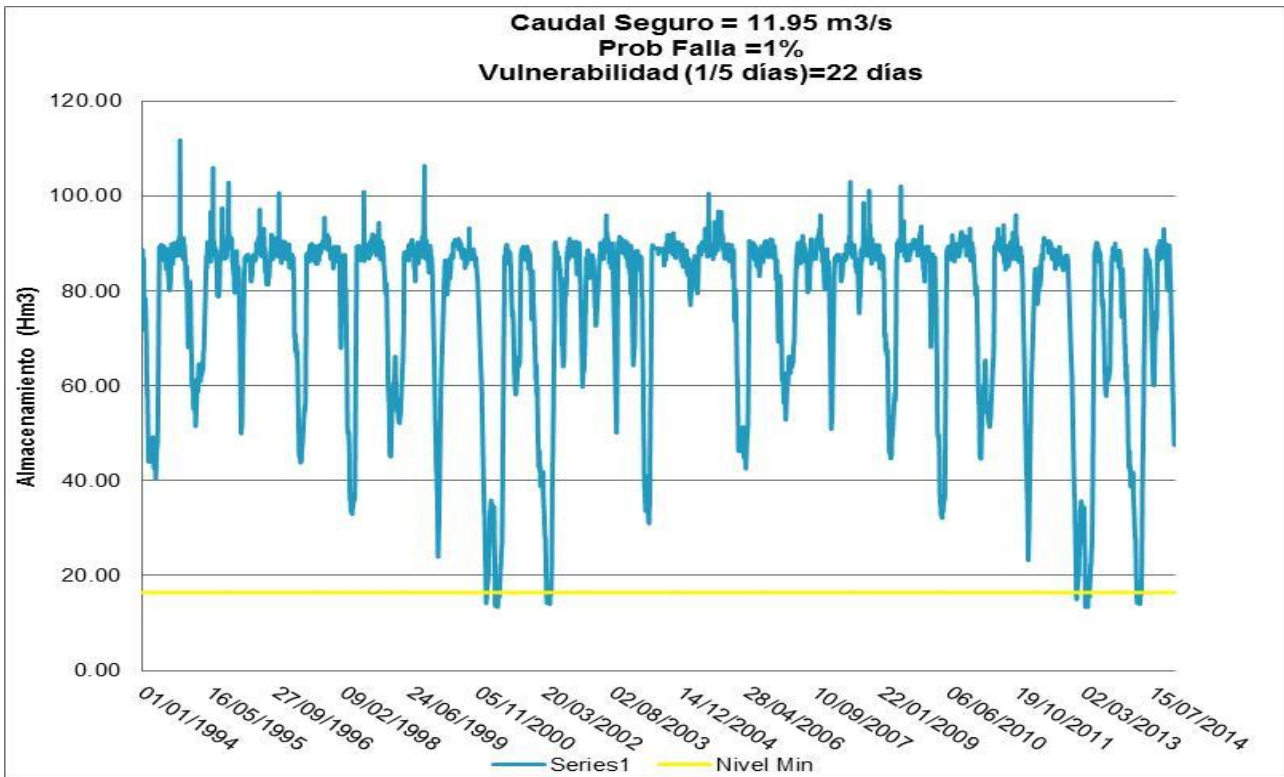
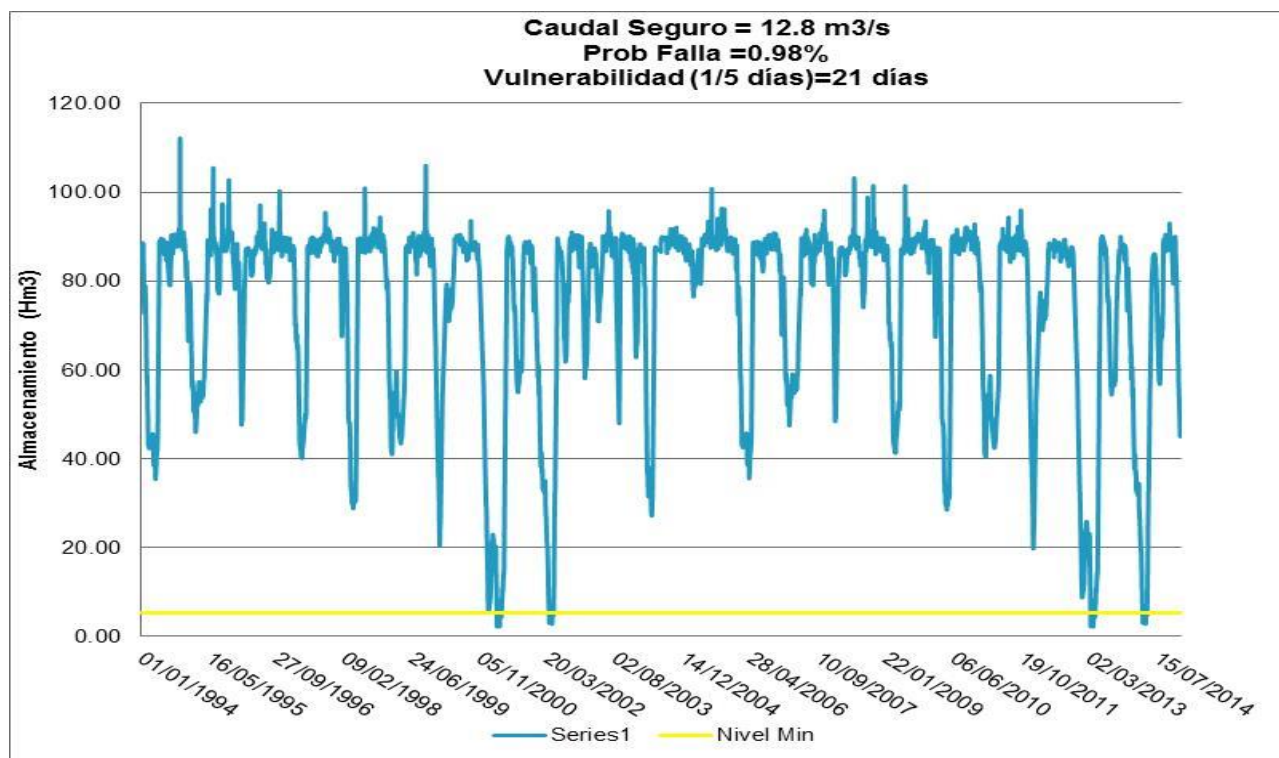


Figura 8.11 Cambio de almacenamiento para nivel operacional de 35 m con aporte de trasvase año seco.



**Figura 8.12 Cambio de almacenamiento para nivel operacional de 30 m con aporte de trasvases año seco.**

## 8.4 Escenario 4: Caudal generación y trasvases año normal

El escenario 4 se refiere a un escenario donde se obtiene el caudal de generación del proyecto ARDESA, tomando en cuenta la capacidad máxima de los canales. Adicional se maneja el mismo caudal de estiaje, los caudales de la modelación hidrológica de las subcuencas que drenan al embalse, igual que en el escenario 3. La diferencia de este escenario con el escenario 3 es que los trasvases considerados se modelan en condiciones normales climatológicas, si presentarse episodios de sequías.

En este caso el caudal del trasvase Corobicí se calculan con los caudales máximo históricos extraídos a lo largo del año, de esta manera se conserva el patrón de extracción dado hasta la fecha. Para el caso del Trasvase Tenorio, a partir del análisis de los datos históricos diarios de la estación Rancho Rey, ubicada cerca del sitio donde se desea construir el Trasvase, se realiza un análisis de frecuencia de los caudales diarios para así obtener el caudal de estiaje con el  $Q_{97.5}$  y un análisis de percentiles de la información para determinar los caudales del percentil 25 del río. Por lo tanto el caudal de extracción mensual sería la resta entre el percentil 25 de los caudales diarios y el caudal de estiaje con una probabilidad de excedencia de 97.5 por ciento, hasta una capacidad máxima de 5  $m^3/s$  para cada Trasvase.

El caudal seguro recomendado para este caso es de 15  $m^3/s$  para una elevación del embalse de 35 msnm con una probabilidad de falla de 1.2 % y de 16  $m^3/s$  para una elevación de operación mínima de 30 msnm. Si se mejorara la eficiencia o se aplicara una restricción del 10 por ciento en las demandas, el caudal seguro sería de 17.5  $m^3/s$  y de 18.2  $m^3/s$  para elevaciones de 35 y 30 msnm para una probabilidad de falla del 1%. En la Tabla 8.7 y Tabla 8.8 se muestran las estadísticas completas para las diferentes posibilidades del nivel operacional con el trasvase en año normal del Escenario 4. En la Tabla 8.8 y Tabla 8.9 se tienen las estadísticas si se mejorara la eficiencia en un 10 %. Cabe destacar la importancia de este mejoramiento ya que disminuiría la vulnerabilidad del sistema ante una amenaza, mejorando la resiliencia del sistema o la capacidad de superar una eventual sequía que vaya más allá de los registros históricos evaluados en este estudio.

Al graficar la vulnerabilidad del sistema y el porcentaje de falla en la Figura 52 del Apéndice L, se puede detectar con mayor eficacia la vulnerabilidad deseada del sistema y cuál es el porcentaje de falla correspondiente. Donde se tiene una relación casi lineal hasta un porcentaje de falla de 2% sin existir diferencias significativas entre los escenarios. Posteriormente entre una falla de 2% a 6% existen diferencias entre los escenarios hasta una vulnerabilidad de alrededor de 70 días manteniéndose entre probabilidades de falla de 4% a 12% para algunos escenarios. Aumentando la

vulnerabilidad por encima de 70-80 días o la probabilidad de falla superior de 10 % el sistema aumenta su riesgo.

**Tabla 8.6 Transvases para un año climatológico promedio.**

	Trasvase Corobicí		Trasvase Tenorio	Trasvase Total Año Normal
	Promedio (m3/s)	Max (m3/s)	P25 (m3/s)	(m3/s)
Enero	1.847	2.221	5	7.2
Febrero	1.348	1.822	3.77	5.6
marzo	1.133	1.774	3.48	5.3
Abril	0.805	1.181	2.64	3.8
Mayo	1.01	1.234	2.8	4.0
Junio	1.385	2.519	4.09	6.6
Julio	1.837	2.856	5	7.9
Agosto	1.819	2.772	5	7.8
Septiembre	2.269	3.686	5	8.7
Octubre	2.3	3.969	5	9.0
Noviembre	2.727	3.751	5	8.8
Diciembre	2.351	2.661	5	7.7

**Tabla 8.7 Resultados para escenario 4 con Trasvase normal, caudal de generación del ICE y mínimo operacional de 35 mmsm.**

CAUDAL SEGURO (M <sup>3</sup> /s)	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	20.0
N° Días Falla	8.0	54.0	94.0	139.0	175.0	230.0	490.0
% Falla	0.1	0.7	1.2	1.8	2.3	3.0	6.4
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	11443.4	10829.5	10230.8	9639.2	9047.9	8460.9	7440.3
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	13.1	54.5	111.3	175.3	238.7	305.8	594.8
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>							
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	4.0	19.0	26.0	39.0	45.0	62.0	71.0
DEMANDA CO2	6.7	32.9	48.8	77.7	91.4	125.1	141.9
Q IN LAGO	4.9	33.0	49.4	86.2	103.5	152.1	180.2
CO_II %	0.7	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.3
<b>ABASTECIMIENTO</b>							
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	19/04/2014	11/04/2014	04/04/2014	22/03/2014	16/03/2014	27/02/2014	18/02/2014

**Tabla 8.8 Resultados para escenario 4 con Trasvase normal y caudal de generación del ICE y mínimo operacional de 30 msnm.**

CAUDAL SEGURO(M <sup>3</sup> /S)	13.50	14	15	16	17	18	20
N° Días Falla	6.0	14.0	39.0	94.0	132.0	175.0	348.0
% Falla	0.1	0.2	0.5	1.2	1.7	2.3	4.5
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	11107.2	10792.8	10308.9	9586.0	8986.5	8393.1	7277.3
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	2.1	16.1	40.2	117.3	171.7	231.7	420.0
Vulnerabilidad (5 Días)	3.0	6.0	19.0	27.0	37.0	48.0	71.0
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	1.8	8.0	21.4	34.4	47.4	60.4	89.1
DEMANDA CO2	5.0	10.0	32.9	50.5	73.2	97.0	141.9
Q IN LAGO	6.0	8.3	33.0	51.7	80.0	113.5	180.2
CO_II %	1.2	0.8	1.0	1.0	1.1	1.2	1.3
ABASTECIMIENTO							
Fecha Final	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	20/04/2014	17/04/2014	11/04/2014	03/04/2014	24/03/2014	13/03/2014	18/02/2014

**Tabla 8.9 Resultados para escenario 4 con Trasvase normal, caudal de generación del ICE, mínimo operacional de 35 msnm y mejora del 10 % en eficiencia.**

CAUDAL SEGURO (M3/S)	15	16	17	18	19	20
N° Días Falla	7.00	24.00	61.00	103.00	159.00	199
% Falla	0.09	0.31	0.80	1.34	2.07	2.59
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	11296.03	10668.18	10055.15	9462.53	8871.53	8283.1
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	5.98	33.20	75.53	138.58	202.88	270.1
Vulnerabilidad (5 Días)	4.00	8.00	19.00	28.00	42.00	45
Déficit (Hm <sup>3</sup> )	3.75	10.43	20.33	33.37	46.41	53.8
DEMANDA CO2	5.29	9.09	30.68	48.00	76.12	82.3
Q IN LAGO	7.26	9.54	37.72	56.41	97.60	109.2
CO_II %	1.37	1.05	1.23	1.18	1.28	1.3
ABASTECIMIENTO						
Fecha Final	05/01/2013	05/01/2001	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	01/01/2013	28/12/2000	04/04/2014	02/04/2014	19/03/2014	16/03/2014

**Tabla 8.10 Resultados para escenario 4 con Trasvase normal, caudal de generación del ICE, mínimo operacional de 30 m<sup>3</sup>/s y mejora del 10 % en eficiencia.**

<b>CAUDAL SEGURO (M3/S)</b>	<b>16.2</b>	<b>16.5</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>20</b>
<b>N° Días Falla</b>	1.00	9.00	23.00	64.00	145
<b>% Falla</b>	0.01	0.12	0.30	0.83	1.89
<b>Vertido (Hm<sup>3</sup>)</b>	10507.22	10318.72	10008.55	9405.76	8218.9
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.62	7.61	25.54	77.24	199.7
<b>Vulnerabilidad (5 Días)</b>	1.00	4.00	7.00	19.00	40
<b>Déficit (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.62	2.90	9.02	21.68	48.0
<b>DEMANDA CO2</b>	1.32	5.29	10.49	29.58	72.0
<b>Q IN LAGO</b>	1.49	7.27	10.29	35.35	94.6
<b>CO_II %</b>	1.13	1.37	0.98	1.20	1.3
<b>ABASTECIMIENTO</b>					
<b>Fecha Final</b>	05/01/2001	05/01/2001	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
<b>Fecha inicial</b>	04/01/2001	01/01/2001	16/04/2014	11/04/2014	21/03/2014

## 8.5 Escenario 5: Caudal generación con flujo base mínimo disminuido

En el escenario 5 se plantea la posibilidad de una disminución en la precipitación ante el cambio climático, en la provincia de Guanacaste se ven afectados principalmente los flujos bases y el caudal promedio diario de los ríos. Cabe destacar que el caudal mínimo establecido a la entrada del embalse regulatorio para los anteriores escenarios fue calculado de la relación de área y precipitación anual de las subcuencas con la estación de caudal de Rancho Rey, la cual cuenta con un registro prolongado de caudales y a la cual se le puede realizar el análisis de frecuencia correspondiente de caudales mínimos y caudales promedio.

En el caso de la modelación matemática de la ecuación de continuidad del embalse regulatorio es importante ver la sensibilidad del caudal seguro ante cambios en el abastecimiento de agua de drenaje de las subcuencas debido a una disminución en la precipitación anual, la cual como se mencionó anteriormente disminuiría los caudales mínimos con los que cuenta actualmente el proyecto ( $4.11 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal mínimo con un caudal de estiaje de  $1.44$  según el caudal con una probabilidad de excedencia del  $97.5 \%$ , quedando disponible para el embalse un caudal de  $2.67 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

El registro de datos de caudales de la estación Rancho Rey termina en el 2012 y abarca periodos de Niños Severos (1997-1998), sin embargo ante las situaciones presentadas este año y la grave escasez de agua por debajo de los niveles normales hasta la fecha en la provincia de Guanacaste se decide ver la sensibilidad de una disminución de un  $50 \%$  en el caudal base establecido para todo el periodo de la modelación y cómo esta disminución impacta el caudal seguro del embalse. De tal forma que el aporte en época seca al embalse no sea de  $2.67 \text{ m}^3/\text{s}$  sino de  $0.61 \text{ m}^3/\text{s}$ ., conservando siempre el mismo caudal de estiaje de  $1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta simulación se realiza para la condición de Trasvases con año seco y trasvases con año normal y una elevación de operación mínima de 30 metros.

En la Tabla 8.11 se puede ver el incremento en la vulnerabilidad de 5 días sucesivos de cero a 22 días para el año seco con un caudal de  $10.8 \text{ m}^3/\text{s}$  y de 21 a 40 días con un caudal de  $12.8 \text{ m}^3/\text{s}$  en que el caudal seguro no puede proporcionarse. Para el caso de un año normal se tiene que para una probabilidad de falla del 1 por ciento con un caudal de  $13.07 \text{ m}^3/\text{s}$  se pasa a una probabilidad de falla de 2.15 por ciento disminuyendo el flujo base mínimo a  $0.61 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Tabla 8.11 Sensibilidad del modelo ante cambios de caudal base mínimo.**

	Trasvases año seco			Trasvases año normal		
	Caudal Seguro m <sup>3</sup> /s	Probabilidad de falla (%)	Vulnerabilidad de 5días (días)	Caudal Seguro m <sup>3</sup> /s	Probabilidad de falla (%)	Vulnerabilidad de 5días (días)
Flujo base de 2.67 m <sup>3</sup> /s	12.8	0.978	21	13.07	1.00	23
Flujo base 0.61 m <sup>3</sup> /s	12.8	1.95	40	13.07	2.15	46
Flujo base de 2.67 m <sup>3</sup> /s	10.8	0	0	11	0.04	2
Flujo base 0.61 m <sup>3</sup> /s	10.8	1.017	22	11	0.99	23

## 9 CONCLUSIONES

1. El análisis hidrológico presentado en el informe final, estima los caudales promedio diarios en las subcuencas de interés, mediante una simulación continua con el modelo HEC-HMS versión 4.0. En la simulación continua es necesario llevar un registro de la humedad del suelo ya que esta condición inicial afecta grandemente la capacidad de infiltración del suelo y por consiguiente el cálculo de escorrentía directa. Es por eso que se utiliza un modelo de pérdidas que toma en consideración el cambio de humedad del suelo (SMA) en lugar de utilizar métodos más comúnmente utilizados para la modelación de eventos de tormenta.
2. Los valores de los parámetros fueron calculados respetando la variabilidad espacial de cada cuenca, esto mejora significativamente la concepción de cada subcuenca, asignándoles valores lo más realistas posibles a los polígonos de suelos y cobertura vegetal que se tiene en la cuenca. El registro de datos toma en consideración el Año Niño más severo registrado (1997-1998) desde el año 1950 y el registro de precipitación anual presenta el déficit más grande en el año 2014 para las estaciones registrado desde 1994 hasta el 2014.
3. Se calcularon las precipitaciones promedio anuales de las subcuencas y se realizó un análisis de frecuencia para tormentas de diseño para 1.1, 2, 5, 10, 25 y 50 años de periodo de retorno usando la distribución de Gumbel con un ajuste del 5% de significancia con Smirnov-Kolmogorov.
4. Para un periodo de retorno de 50 años se tiene por ejemplo para Bagaces una precipitación de 164.32 mm y para 1.1 años de 59.89 mm y para la Fortuna con un periodo de retorno de 50 años presentó una lámina de lluvia de 183.45 mm y para 1.1 años de 78.76 mm.
5. Se desarrolló una calibración para el periodo 2008-2014, resultando en un coeficiente de Nash-Sutcliffe de 0.576, el valor aceptable para una calibración debe ser mayor de 0.5.
6. El caudal promedio diario en la modelación de calibración es de 17.8 m<sup>3</sup>/s y el promedio de los valores observados es de 18.09 m<sup>3</sup>/s.
7. Se realizó una validación de la modelación extendiendo el periodo de precipitación 14 años, abarcando un periodo de 21 años (1994-2014). Esta validación mejora las estadísticas del Nash Sutcliffe a 0.674 indicando que el modelo tiene una adecuada calibración, donde se presenta un caudal promedio de 18.05 m<sup>3</sup>/s.
8. En la estación de limnigráfica de Rancho Horizontes con un área de drenaje de 632.98 km<sup>2</sup> presenta un caudal de 18.09 m<sup>3</sup>/s medido con una desviación estándar de 23.1 m<sup>3</sup>/s.
9. El estación limnigráfica Rancho Rey presenta un caudal promedio de 11.22 m<sup>3</sup>/s con un área de drenaje de 288.1 km<sup>2</sup>. Se realizó también un análisis de frecuencia a los caudales diarios mínimos, así por ejemplo el caudal con una probabilidad de excedencia del 50% es de 4.49 y el

caudal con excedencia del 97.5 % es de 2 m<sup>3</sup>/s. determinado a ser el caudal de estiaje en este punto.

10. Se generó el caudal de estiaje de la estación Rancho Horizontes con una relación de áreas de drenaje y precipitación promedio anual sobre la subcuenca, el cual fue de 3.33 m<sup>3</sup>/s y para la Unión Lago es de 1.44 m<sup>3</sup>/s.
11. Se generó una serie de caudales para el periodo de 1994-2014 para el sitio del embalse regulatorio sobre el Río Piedras en unión Piedras, se estimó un caudal de compensación de flujo base para calibración con relación de áreas y precipitación, de tal forma que para Rancho Horizontes se tenía un caudal de 9.5 m<sup>3</sup>/s según dato de calibración y para Unión Lago sería de 4.1m<sup>3</sup>/s.
12. El caudal promedio diario generado con modelación en Unión Lago es de 6.76 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 9.06 m<sup>3</sup>/s.
13. Se calculan los percentiles y se realiza un análisis de frecuencia para los caudales máximos diarios mensuales.
14. El trasvase del Río Corobicí cuenta con datos de campo, donde el promedio de extracción ha sido de 1.77 m<sup>3</sup>/s y presenta un caudal promedio máximo mensual en noviembre de 2.7 m<sup>3</sup>/s y de 0.8 m<sup>3</sup>/s en abril.
15. El Trasvase de Tenorio cuenta con un caudal de estiaje de 2 m<sup>3</sup>/s según caudal 97.5% de excedencia. Se calcula la cantidad de trasvase mensual como la diferencia de caudales para un año seco (percentil 5 de los datos) y año normal (percentil 25) con el caudal de estiaje.
16. El Trasvase de Paso Ancho cuenta con un caudal de 0.3 m<sup>3</sup>/s, el cual puede ser obtenido en cualquier época del año. Este caudal no se incorpora en modelación de caudal seguro ya que alimenta el subdistrito Piedras y se deja como factor de seguridad para suplir demandas de Subdistrito Piedras.
17. Los caudales de generación del ICE en ARDESA muestra un promedio de 52.87 m<sup>3</sup>/s, el percentil 10 % más bajo se da en agosto con 9.6 m<sup>3</sup>/s y el más alto P10 es de 63.1 en abril.
18. Los caudales derivados por el SENARA en ARDESA muestran un promedio de 34.13 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 14.04 m<sup>3</sup>/s, con un percentil del 10 % mínimo de 12.3 m<sup>3</sup>/s en noviembre y diciembre y el más alto de 17 m<sup>3</sup>/s para febrero y abril.
19. El caudal derivado en el canal del Sur muestra un promedio de 13.8 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 4.15 m<sup>3</sup>/s. Con un percentil 10 mínimo en octubre con un caudal de 5.7 m<sup>3</sup>/s y un máximo en marzo con 15.1 m<sup>3</sup>/s.
20. El caudal derivado al canal oeste se tiene un promedio de 22.2 m<sup>3</sup>/s con una desviación estándar de 9.9 m<sup>3</sup>/s. Con un percentil 10 mínimo en octubre con un caudal de 6.5 m<sup>3</sup>/s y un máximo en abril con 32.2 m<sup>3</sup>/s.

21. Las demandas del sistema Canal del Sur actuales no incluyen la ampliación del canal Sur tramo 2. De tal forma que la mayor demanda se da en abril con 13.31 m<sup>3</sup>/s y la menor demanda en septiembre con 0.5 m<sup>3</sup>/s. Adicionándole a estos valores la demanda piscícola de 1.76 m<sup>3</sup>/s.
22. Las demandas futuras del canal del sur con la ampliación de 8 mil hectáreas de cultivos es de un máximo en abril de 29.09 m<sup>3</sup>/s y un mínimo de 4.07 m<sup>3</sup>/s.
23. Las demandas del sistema Canal Oeste actuales presentan la mayor demanda en marzo con 39.88 m<sup>3</sup>/s y la menor demanda en mayo seguido de septiembre con 5.01 m<sup>3</sup>/s y 5.87 respectivamente. Adicionándole a estos valores la demanda piscícola de 1.53 m<sup>3</sup>/s.
24. Las demandas futuras del canal del oeste se mantienen iguales a las presentes, ya que la expansión del canal oeste está limitada por el cálculo del rendimiento seguro del embalse regulatorio que se estima en este informe.
25. Para calcular el rendimiento seguro del embalse regulatorio del canal oeste se asume una infiltración de 0.3 hm<sup>3</sup>/año según se determinó en el 2010 en estudio de impacto ambiental.
26. El volumen máximo disponible para riego es de 83 hm<sup>3</sup> para un nivel de operación máximo de 48.5 msnm. El nivel máximo es de 50 msnm, la diferencia se utiliza para amortiguar caudales de tormentas, según se determinó en estudio del 2010.
27. Se evalúa el nivel operacional mínimo de 35 msnm y 30 msnm para todos los escenarios y simulaciones con ecuación de continuidad.
28. Se estima que usando los caudales derivados actualmente en el embalse y un porcentaje de falla de 1% y sin el uso de los trasvases los caudales son de 8.86 m<sup>3</sup>/s y 9.7 m<sup>3</sup>/s para los niveles de 35 y 30 msnm, respectivamente.
29. Se estima que usando los caudales de derivación según registro histórico en el embalse y un porcentaje de falla de 1% y con el uso de los trasvases en condición de año seco los caudales son de 11.95 m<sup>3</sup>/s y 12.8 m<sup>3</sup>/s para los niveles de 35 y 30 msnm, respectivamente.
30. Se estima que usando los caudales derivados actualmente en el embalse y un porcentaje de falla de 1% y con el uso de los trasvases en condición de año normal, los caudales son de 14.8 m<sup>3</sup>/s y 15.6 m<sup>3</sup>/s para los niveles de 35 y 30 msnm, respectivamente.
31. Si al sistema del distrito de riego se le realizara un mejoramiento en cuanto a la eficiencia debido a pérdidas de conducción y de aplicación en un 10 % el sistema se vería altamente beneficiado. De tal forma que los caudales aumentarían a 14.7 m<sup>3</sup>/s y 15.5 m<sup>3</sup>/s y 17.5 m<sup>3</sup>/s y 18.2 m<sup>3</sup>/s para niveles de operación de 35 y 30 msnm y para la condición de año de trasvase seco y año de trasvase normal, respectivamente con una probabilidad de falla del 1%.
32. Hay que considerar que los caudales calculados de caudal seguro es un caudal adicional a las demandas calculadas para el canal oeste tramo II. De tal forma que si se tomara con caudal

seguro 15.6 m<sup>3</sup>/s se va a tener que conducir por el canal oeste tramo II un caudal máximo de 41.93 m<sup>3</sup>/s para el mes de marzo y un caudal mínimo de 19.81 m<sup>3</sup>/s para el mes de mayo.

33. Las conclusiones presentadas son para una probabilidad de falla del 1%, la cual es recomendable para consumo humano, si se desea trabajar con otro porcentaje de probabilidad de falla para riego, se debe de tomar en cuenta, las probabilidades y la vulnerabilidad del sistema, según se presenta en cada una de las tablas y figuras de este documento.
34. Se recomienda una probabilidad de falla del 6% al 6.5% donde los escenarios 3 y 4 presentan una vulnerabilidad entre 70 y 80 días, de tal manera que el caudal seguro dependerá del escenario que se tenga abarcando desde 17 m<sup>3</sup>/s para un nivel de operación mínimo de 35 m con un trasvase en año seco hasta 21 m<sup>3</sup>/s para un nivel de operación de 30 m y un trasvase en año normal o hasta se podría obtener un caudal de 23.5 m<sup>3</sup>/s aproximadamente para un trasvase con año normal, un nivel de operación de 30 m y mejorando la eficiencia del riego en un 10%.
35. Si se desea escoger otra probabilidad de falla para el DRAT se debe de tomar especial atención a los gráficos 49, 50, 51 y 52 del Apéndice L, así como en las tablas generadas para cada uno de los escenarios.

## 10 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Este estudio ha sido elaborado de acuerdo con las prácticas de ingeniería aceptadas.


Las conclusiones y recomendaciones que aparecen en este informe se basan en los datos disponibles en el momento en que se completó el estudio. Es responsabilidad del ingeniero de diseño a seguir todas las recomendaciones indicadas en el presente informe.

Los cambios en el diseño del sitio propuesto y \ o cualquiera de las mejoras recomendadas en este informe se deben consultar con el hidrólogo que preparó este documento, ya que podría alterar o anular algunos o todos de los resultados presentados en este documento.

## 11 CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. Alejandra M. Rojas González, Ph.D, certifico que los cálculos incluidos en este estudio fueron desarrollados por mi persona.

Relacionado a este estudio, yo certifico que a mi conocimiento, la información incluida en este documento es correcta, confiable y completa.



Ing. Alejandra M. Rojas González, Ph.D.

Lic. IA-23618

Escuela de Ingeniería Agrícola

Universidad de Costa Rica

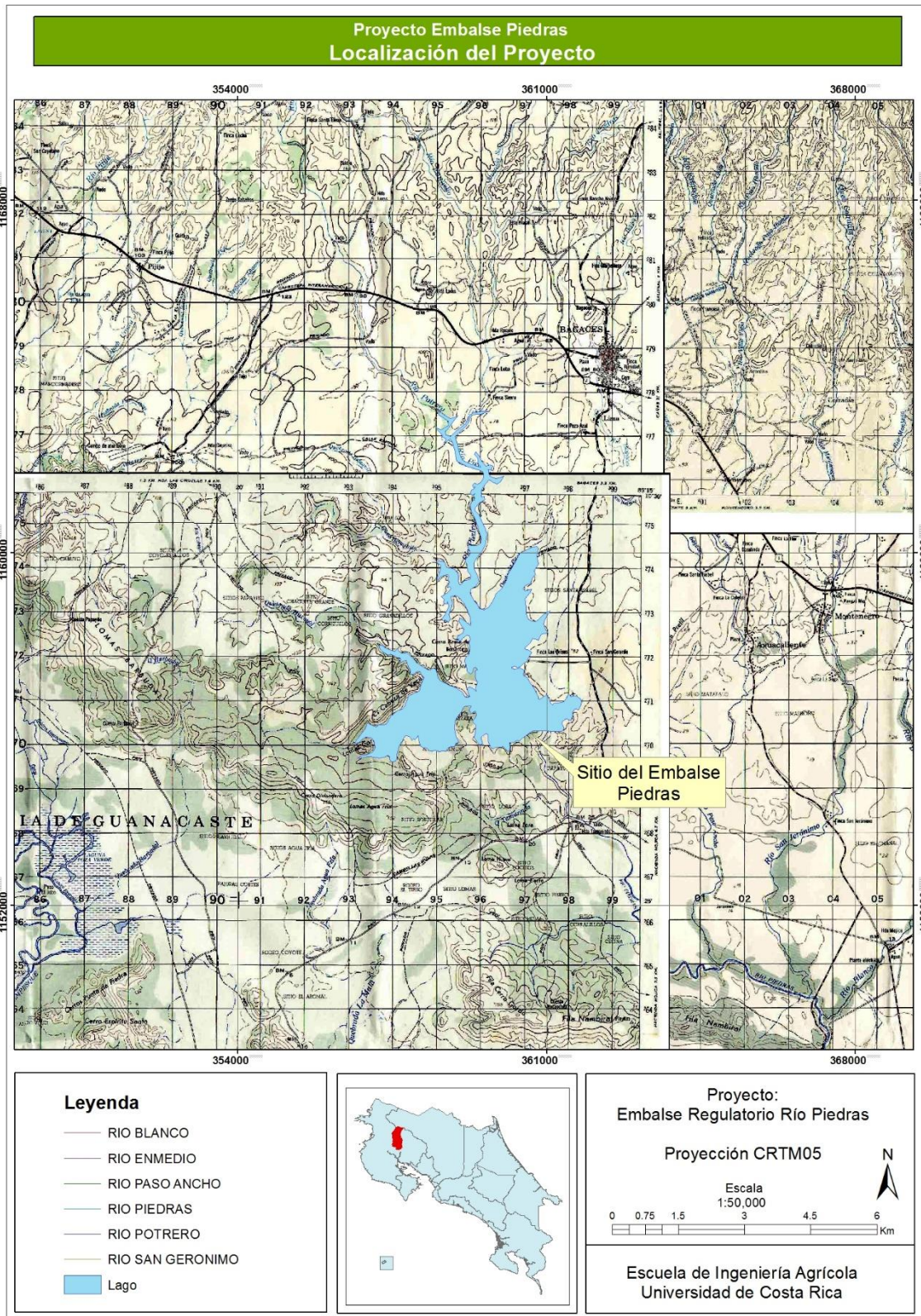
## 12 REFERENCIAS

- Arcement, G.J., Schneider, V.R. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains: USGS Water-Supply Paper 2339. United States Government Printing Office. (1989)
- Bedient, P. and W. Huber. Hydrology and Floodplain Analysis. Addison-Wesley Publishing Company. (1992)  
Instituto Meteorológico Nacional. Archivos meteorológicos. San José, Costa Rica.
- Chow, V.T., D.R. Maidment, L. Mays, Hidrología Aplicada. McGraw Hill (2000)
- HEC, Hydrologic Modeling System- Version 4.0, Davis, CA (2010).
- Instituto Meteorológico Nacional. Boletín del ENOS N°81, Informe 16, Julio, 2015. San José, Costa Rica.
- Instituto Costarricense de Electricidad. Archivos hidrometeorológicos. San José, Costa Rica
- Lloyd, C.R, JHC. Gash y W.J. Shuttleworth. The measurement and modeling of rainfall interception by Amazonian rain forest. Agricultural and Forest Meteorology, 43 (1988), pp. 277–294.
- Kume, T., O.J. Mofroid, K. Kuraji, N. Tanaka, T. Horiuchi, M. Suzuki, T. Kumagai. Estimation of canopy water storage capacity from sap flow measurements in a Bornean tropical rainforest. Journal of Hydrology, 352, (2008), pp. 288-295.
- McCuen, R.H. Hydrologic Analysis and Design. Prentice Hall Inc. (1998)
- Moriasi, D. N.; Arnold, J. G.; Van Liew, M. W.; Bingner, R. L.; Harmel, R. D.; Veith, T. L. "Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations", Transactions of the ASABE, 50 (3), 885–900, (2007)
- Muñoz-Carpena, R. y Ritter, A. Hidrología Agroforestal. Ediciones Mundi-Prensa, (2005).
- Schellekens, J., L.A. Bruijnzeel, F.N. Scatena, N.J. Bink, F. Holwerda. Evapotranspiration from a tropical rain forest, Luquillo Experimental Forest, eastern Puerto Rico. Water Resources Research, 36 (2000), pp. 2183–2196.
- SENARA. Archivos de demandas. San José, Costa Rica
- Solano, J. 1992. Características Básicas del Período Seco en la Vertiente del Pacífico de Costa Rica. Tesis para optar al grado de Licenciatura en Geografía, Escuela de Ciencias Geográficas, Universidad Nacional de Costa Rica (U.N.A).

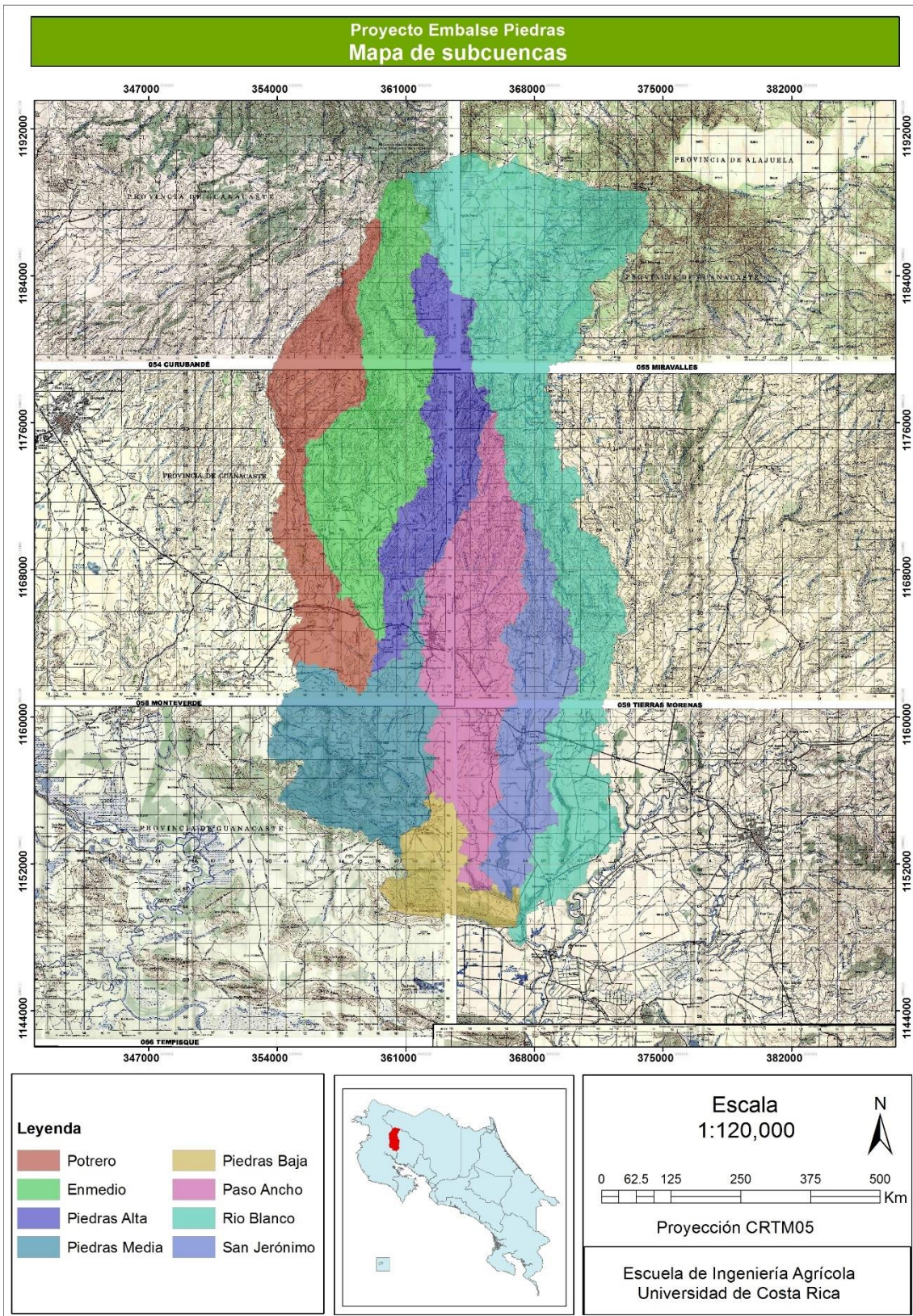
## 13 APÉNDICES

Apéndice A: Mapa de Localización del sitio del embalse Piedras .....	A
Apéndice B: Mapa de Subcuencas .....	B
Apéndice C: Elevaciones y topografía de las subcuencas de estudio .....	C
Apéndice D. Mapa de Isoyetas de precipitación promedio anual .....	D
Apéndice E: Localización de estaciones y centroides .....	E
Apéndice F: Precipitación acumulada anual para las estaciones en la zona de estudio.....	F
Apéndice G: Mapa de cobertura del suelo .....	G
Apéndice H: Mapa de suelos .....	H
Apéndice I: Características generales del muestreo de suelos en el área de las subcuencas....	I
Apéndice J: Tiempo de Concentración.....	J
Apéndice K: Estudio Traslase Paso Ancho .....	K
Apéndice L: Tablas resumen de los resultados de los escenarios.....	L

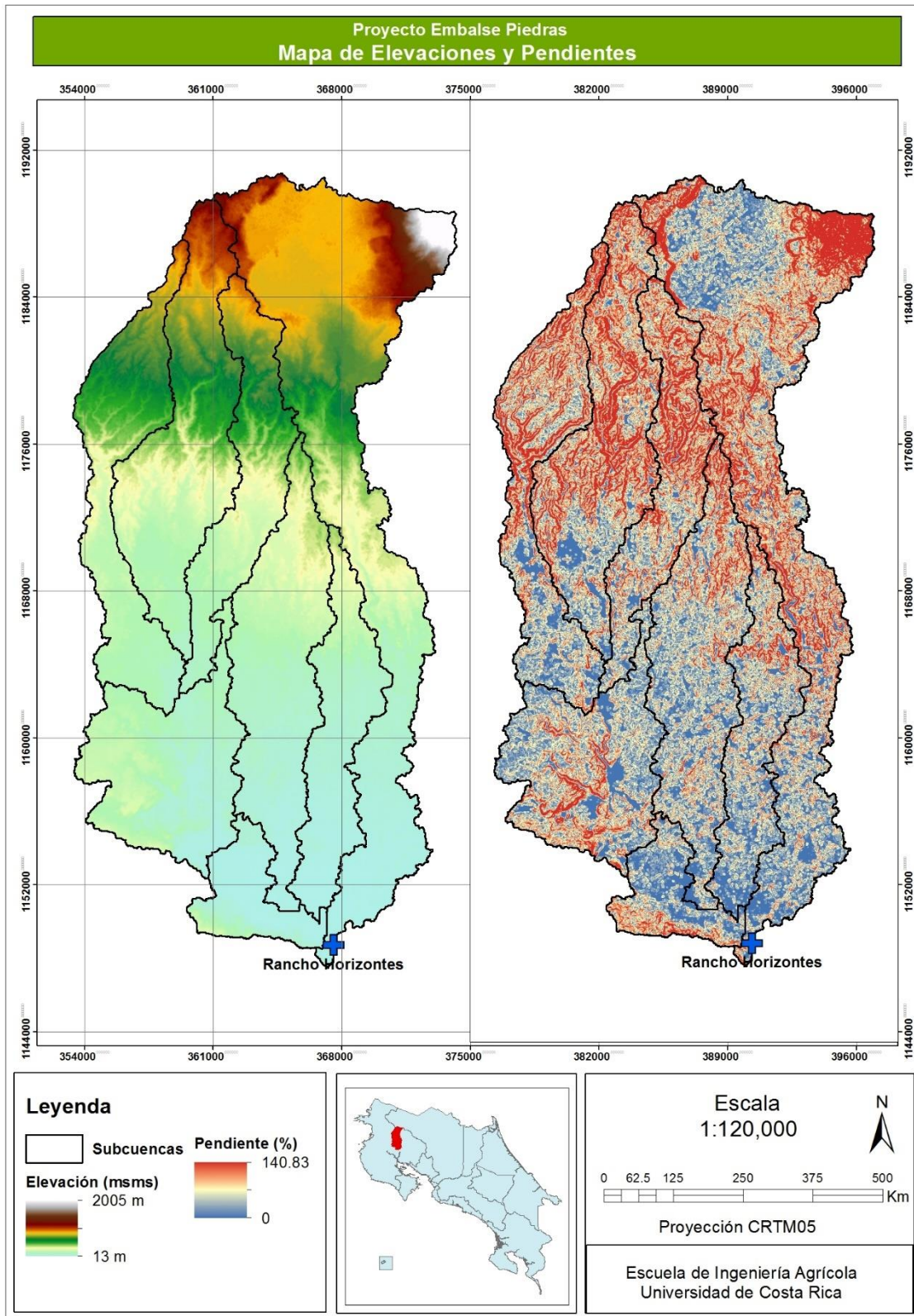
# Apéndice A: Mapa de Localización del sitio del embalse Piedras



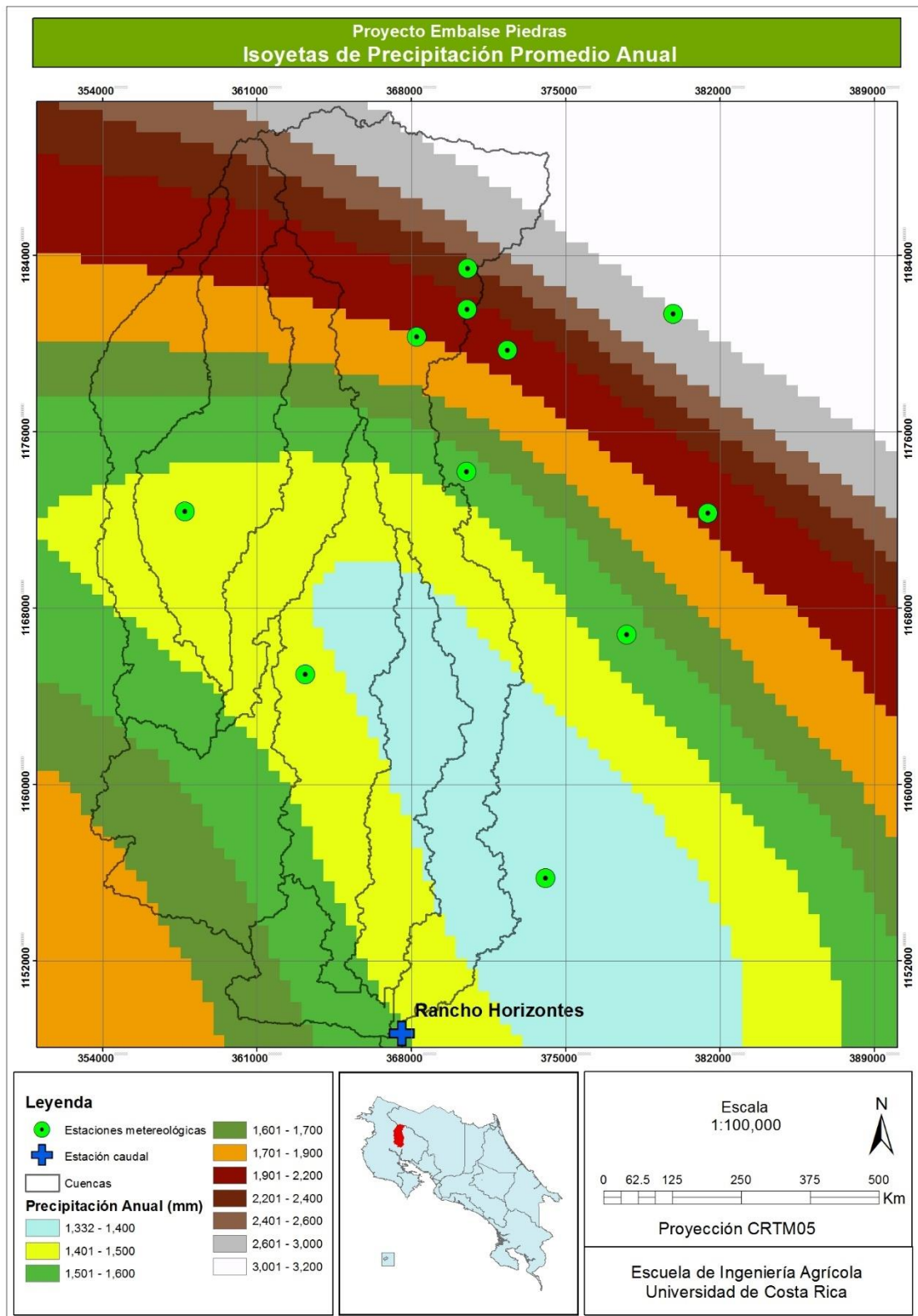
## Apéndice B: Mapa de Subcuencas



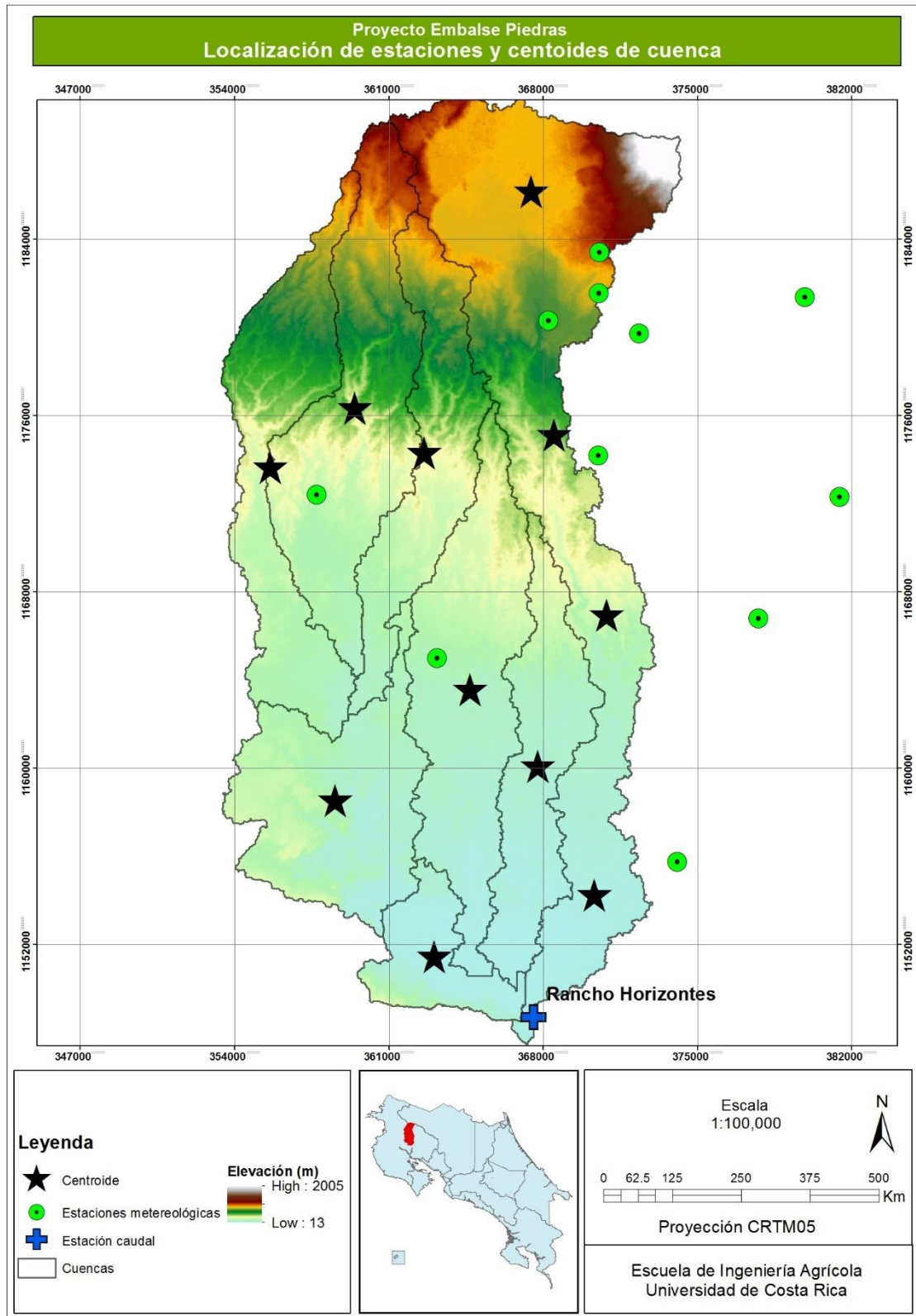
# Apéndice C: Elevaciones y topografía de las subcuencas de estudio



## Apéndice D. Mapa de Isoyetas de precipitación promedio anual



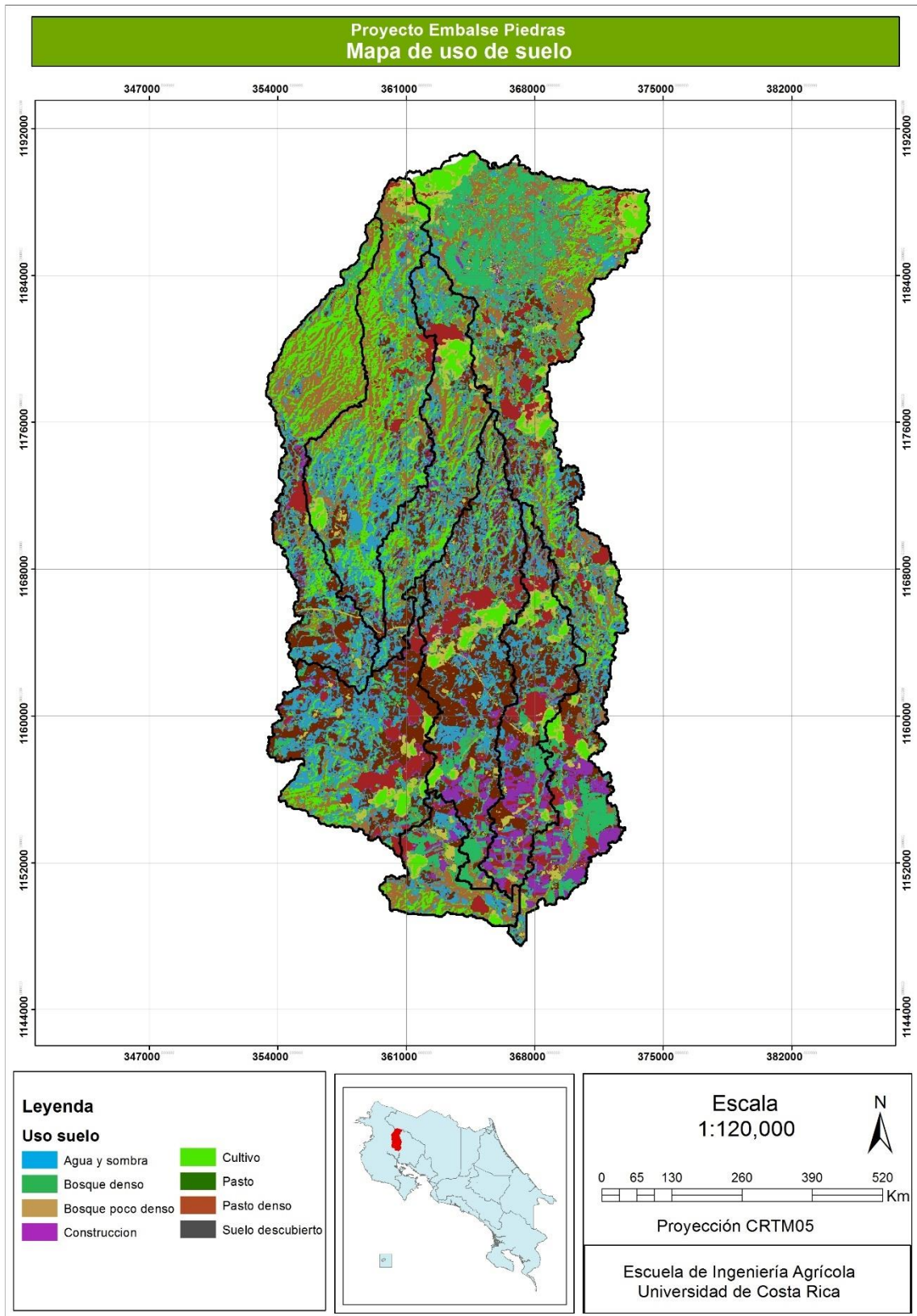
## Apéndice E: Localización de estaciones y centroides



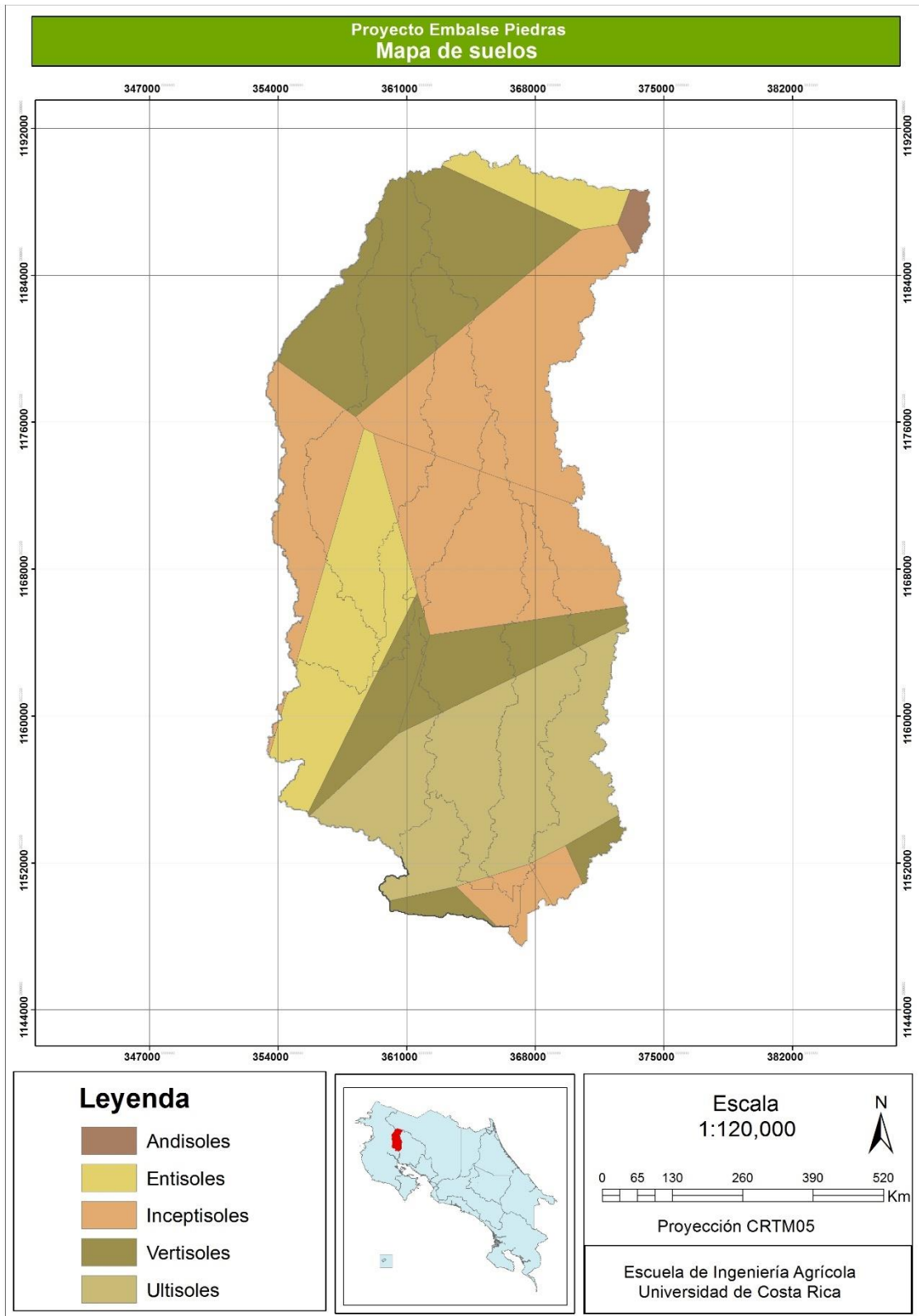
## Apéndice F: Precipitación acumulada anual para las estaciones en la zona de estudio

	76012	76026	76029	76032	76034	76036	76048			76033
	HACIENDA TENORIO	BAGACES	RIO NARANJO	FINCA VALLE DEL VIENTO	FORTUNA	CUIPILAPA	CASA VIEJA	MOJICA	TABOGA	AGUABAL
Año	MM	MM	MM	MM	MM	MM	mm	mm	mm	
1994	1,539	1,157	2,797	1,146	1,368	1,616			987	
1995	2,468	2,193	3,983	2,039	2,753	3,807			2,136	
1996	2,730	1,840	3,606	2,371	2,410	2,793			2,016	
1997	1,546	1,070	2,719	1,152	1,378	1,634			1,196	
1998	1,939	1,468	3,449	1,760	2,089	2,394			1,798	
1999	2,536	1,853	3,306	2,363	1,951	2,234		1,461	1,908	
2000	1,606	1,041	3,150	1,278	1,306	1,522	83	1,140	1,169	
2001	1,486	1,027	3,114	1,011	1,058	1,409	1,391	1,049	1,458	
2002	1,929	1,224	2,924	1,167	1,627	1,777	1,448	1,203	1,331	
2003	1,756	1,322	2,759	1,682	1,831	2,025	1,733	1,353	1,670	
2004	1,845	963	3,161	1,260	1,713	1,744	1,323	805	1,151	
2005	2,719	2,074	3,397	2,226	2,738	2,839	2,220	2,130	1,624	
2006	1,308	999	2,062	1,046	1,390	1,303	1,114	968	1,070	
2007	2,601	2,024	3,865	2,042	2,412	2,728	2,173	1,674	1,358	
2008	2,418	1,996	3,887	1,921	2,522	2,538	1,801	2,155	1,948	
2009	1,283	1,486	2,403	973	1,568	1,296	1,122	1,061	1,125	
2010	2,928	1,885	2,862	2,423	3,159	3,371	2,649	1,773	1,898	2,119
2011	2,228	1,910	2,244	1,581	2,211	2,284	1,816	1,626	1,432	1,200
2012	1,575	901	2,122	1,068	1,300	1,217	926	805	1,243	1,053
2013	1,748	618	2,694	1,507	1,843	1,134	1,302	1,385	1,544	1,804
2014	1,028	814	2,123	611	1,216	1,206	772	750	1,047	1,155
<b>Promedio</b>	1963	1422	2982	1554	1897	2041	1458	1334	1481	1466
<b>Desviación Standard</b>	552	487	592	541	591	758	641	445	358	469
<b>Días</b>	7324	7609	7564	7292	7424	6997	5062			1845
<b>No datos</b>	415	213	258	530	358	785	374			196
<b>% No datos</b>	5.67	2.80	3.41	7.27	4.82	11.22	7.39			10.62

## Apéndice G: Mapa de cobertura del suelo



## Apéndice H: Mapa de suelos



## Apéndice I: Características generales del muestreo de suelos en el área de las subcuencas

Id	Prof (m)		% MO	Textura (%)			Ks (mm/h)	Clase Textural	Densidad Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	Dens. Partic (g/cm <sup>3</sup> )	Poros (%)	CC (%)	PM (%)	Agua Util (%)	Almc. Suelo (%)	Fuente
	In	Fin		ARENA	LIMO	ARCILLA										
11	0	8	3.30	34	25	41		ARCILLOSO FRANCO	0.86	2.00	57.00	34.77	19.94	14.83	37.06	Vásquez A1976
11	8	30	2.85	36	27	37		ARCILLOSO FRANCO	1.07	2.36	54.66	32.41	20.94	11.47	33.72	Vásquez A1976
11	30	46	0.60	58	13	29		ARCILLO ARENOSO FRANCO	1.11	2.42	54.13	28.14	15.13	13.01	39.00	Vásquez A1976
11	46	64	0.30	76	11	13		ARENOSO	0.98	2.55	61.57	24.24	12.15	12.09	49.42	Vásquez A1976
11	64	87	0.45	42	16	42		ARCILLOSO	1.27	2.52	49.60	30.53	17.75	12.78	31.85	Vásquez A1976
11	87	98	0.15	88	7	5		ARENOSO FRANCO	1.45	2.82	48.58	11.85	7.54	4.31	41.04	Vásquez A1976
11	98	130	1.05	17	49	34		ARCILLO LIMOSO	1.07	2.52	57.54	54.07	32.77	21.30	24.77	Vásquez A1976
11	130	190	1.20	33	36	31		FRANCO ARCILLOSO	1.07	2.38	55.04	45.80	26.23	19.57	28.81	Vásquez A1976
<b>Promedio</b>			<b>1.24</b>	<b>48.0</b>	<b>23.0</b>	<b>29.0</b>	<b>5.39</b>		<b>1.11</b>	<b>2.45</b>	<b>54.77</b>	<b>32.73</b>	<b>19.06</b>	<b>13.67</b>	<b>35.71</b>	
16	0	9	2.85	11	66	23		FRANCO LIMOSO	1.17	2.43		49.58	34.04	15.54		Vásquez A1976
16	9	46	1.05	6	78	16		FRANCO LIMOSO	1.25	2.41		53.32	36.62	16.70		Vásquez A1976
16	46	89	0.90	9	79	12		FRANCO LIMOSO	1.27	2.45		57.22	39.31	17.91		Vásquez A1976
16	89	102	0.90	7	78	15		FRANCO LIMOSO	1.29	2.48		59.66	44.33	15.33		Vásquez A1976
16	102	102	0.90	7	78	15		FRANCO LIMOSO	1.30	2.58		61.16	44.52	16.64		Vásquez A1976
<b>Promedio</b>			<b>1.32</b>	<b>8.0</b>	<b>75.8</b>	<b>16.2</b>	<b>6.49</b>		<b>1.26</b>	<b>2.47</b>	<b>61.16</b>	<b>56.19</b>	<b>39.76</b>	<b>16.42</b>	<b>21.40</b>	
19	0	8	3.30	4	54	42		ARCILLO LIMOSO	1.42	2.51		45.64	29.73			Vásquez A1976
19	8	22	2.55	4	59	37		FRANCO ARCILLO LIMOSO	1.78	2.54		49.31	30.47	18.84		Vásquez A1976
19	22	45	1.20	4	59	37		FRANCO ARCILLO LIMOSO	1.80	2.34		52.35	31.99	20.36		Vásquez A1976
19	45	58	0.75	20	37	43		ARCILLOSO ARCILLO	1.65	2.57		43.71	25.13	18.58		Vásquez A1976
19	58	82	0.90	12	45	43		ARCILLO LIMOSO	1.51	2.37		46.10	27.61	18.49		Vásquez A1976
19	82	135	0.60	26	45	29		FRANCO ARCILLOSO	1.73	2.52		47.80	30.39	17.41		Vásquez A1976
19	135	135	1.55						<b>1.65</b>	<b>2.48</b>	<b>52.35</b>	<b>47.49</b>	<b>29.22</b>	<b>18.27</b>	<b>23.13</b>	Vásquez A1976
<b>Promedio</b>				<b>11.7</b>	<b>49.8</b>	<b>38.5</b>	<b>3</b>									

24	0	11	5.25	29	29	42	ARCILLOSO FRANCO	1.12	2.33	46.68	27.94	18.74	Vásquez A1976	
24	11	23	3.30	25	36	39	ARCILLOSO FRANCO	0.97	2.14	48.48	27.07	21.41	Vásquez A1976	
24	23	36	1.95	27	39	34	ARCILLOSO FRANCO	1.03	2.40	50.28	31.43	18.85	Vásquez A1976	
24	36	51	1.05	27	43	30	ARCILLOSO FRANCO	1.03	2.35	43.53	25.46	18.07	Vásquez A1976	
24	51	78	0.75	20	55	25	LIMOSO FRANCO	1.12	2.41	40.81	20.21	20.60	Vásquez A1976	
24	78	108	0.45	23	52	25	LIMOSO	0.91	2.39	39.70	20.01	19.69	Vásquez A1976	
24	108	160	0.90	33	19	48	ARCILLOSO	0.90	2.14	56.62	32.16	24.46	Vásquez A1976	
24	160		1.50					1.08	2.07	48.37	32.25	16.12	Vásquez A1976	
<b>Promedio</b>			<b>1.89</b>	<b>26.29</b>	<b>39.00</b>	<b>34.71</b>	<b>3.84</b>	<b>1.02</b>	<b>2.28</b>	<b>55.24</b>	<b>46.81</b>	<b>27.07</b>	<b>19.74</b>	<b>28.17</b>
31	0	25		25	48	27	FRANCO FRANCO	0.69	2.01				Mendez L 1977	
31	25	35		55	24	21	ARCILLO ARENOSO FRANCO	0.66	2.02				Mendez L 1977	
31	35	90		52	28	21	ARCILLO ARENOSO FRANCO	0.56	2.28				Mendez L 1977	
31	90	140		71	16	13	ARENOSO FRANCO	0.69	2.34				Mendez L 1977	
31	140	170		15	64	21	FRANCO LIMOSO	0.86	2.32				Mendez L 1977	
<b>Promedio</b>			<b>1.00</b>	<b>43.75</b>	<b>35.60</b>	<b>20.65</b>	<b>10.48</b>	<b>0.69</b>	<b>2.19</b>	<b>68.46</b>				
361	0	20	2.22	48	40	12	FRANCO	0.89	1.89	29.67	22.45	7.22	Rosales A 2008	
361	20	33	1.39	52	38	10	FRANCO FRANCO	0.88	1.84	30.42	22.89	7.53	Rosales A 2008	
361	33	56	0.27	58	32	10	ARENOSO	0.92	1.96	31.09	23.04	8.05	Rosales A 2008	
361	56	74	0.32	48	30	22	FRANCO ARENA	0.94	1.87	35.77	23.81	11.96	Rosales A 2008	
361	74	74	0.27	84	14	4	FRANCA	1.22	2.38	21.46	16.79	4.67	Rosales A 2008	
<b>Promedio</b>			<b>0.89</b>	<b>58.00</b>	<b>30.80</b>	<b>11.60</b>	<b>32.72</b>	<b>0.97</b>	<b>1.99</b>	<b>51.21</b>	<b>29.68</b>	<b>21.80</b>	<b>7.89</b>	<b>29.41</b>
365	0	22	5.80	48	34	18	FRANCO	0.80	2.01	35.18	22.80	12.38	Vásquez A 2009	
365	22	22											Vásquez A 2009	
<b>Promedio</b>			<b>2.90</b>	<b>48.00</b>	<b>34.00</b>	<b>18.00</b>	<b>21.72</b>	<b>0.80</b>	<b>2.01</b>	<b>60.20</b>	<b>35.18</b>	<b>22.80</b>	<b>12.38</b>	<b>37.40</b>
366	0	10	0.40	30	30	40	FRANCO ARCILLOSO	1.27	2.24	43.30	41.35	23.24	18.11	Vásquez A 2009
366	10	41	0.40	26	30	44	ARCILLOSO	1.30	2.26	42.48	44.62	22.94	21.68	Vásquez A 2009
366	41	75	0.40	28	28	46	ARCILLOSO	1.32	2.31	42.86	44.65	23.01	21.64	Vásquez A 2009
366	75	75											Vásquez A 2009	
<b>Promedio</b>			<b>0.40</b>	<b>28.00</b>	<b>29.33</b>	<b>43.33</b>	<b>1.42</b>	<b>1.30</b>	<b>2.27</b>	<b>51.00</b>	<b>43.54</b>	<b>23.06</b>	<b>20.48</b>	<b>27.94</b>

386	8	24	0.91	48	24	28	FRANCO ARCILLO ARENOSO	1.12	2.16	38.22	22.01	16.21	Loría E 2011			
386	24	36	0.51	48	10	36	ARCILLO ARENOSO	1.14	2.19	37.44	20.94	16.50	Loría E 2011			
386	36	36											Loría E 2011			
<b>Promedio</b>			<b>0.87</b>	<b>42.00</b>	<b>26.00</b>	<b>30.00</b>		<b>4.40</b>		<b>1.12</b>	<b>2.14</b>	<b>47.74</b>	<b>38.06</b>	<b>21.55</b>	<b>16.51</b>	<b>26.19</b>
387	0	43	3.45	28	12	60	ARCILLOSO	1.22	2.77	53.91	23.04	30.87	Hernández X 2012			
387	43	120	1.81	28	16	58	ARCILLOSO	1.19	2.22	43.39	24.06	19.33	Hernández X 2013			
<b>Promedio</b>			<b>2.63</b>	<b>28.00</b>	<b>14.00</b>	<b>59.00</b>		<b>0.20</b>		<b>1.21</b>	<b>2.50</b>	<b>51.70</b>	<b>48.65</b>	<b>23.55</b>	<b>25.10</b>	<b>28.15</b>
429	0	28	0.91	50	14	36	ARCILLO ARENOSO	1.12	2.16	48.15	38.24	22.94	15.30	25.21	Hernández X 2011	
<b>Promedio</b>			<b>0.91</b>	<b>50.00</b>	<b>14.00</b>	<b>36.00</b>			<b>2.16</b>							
434	0	10	1.10	32	32	36	FRANCO ARCILLOSO	1.11	2.14	39.25	23.67	15.58	Yassir S 2010			
434	10	22	0.81	30	26	44	ARCILLOSO	1.12	2.17	40.56	22.89	17.67	Yassir S 2010			
434	22	38	0.51	32	22	46	ARCILLOSO	1.16	2.21	41.19	23.75	17.44	Yassir S 2010			
434	38	88	0.32	34	22	44	ARCILLOSO	1.15	2.19	38.77	23.58	15.19	Yassir S 2010			
434	88	88	0.31	36	18	46	ARCILLOSO	1.21	2.22	39.87	22.81	17.06	Yassir S 2010			
<b>Promedio</b>			<b>0.61</b>	<b>32.80</b>	<b>24.00</b>	<b>43.20</b>		<b>1.05</b>		<b>1.15</b>	<b>2.19</b>	<b>47.39</b>	<b>39.93</b>	<b>23.34</b>	<b>16.59</b>	<b>24.05</b>
442	0	5	2.50	28	28	44	ARCILLOSO	1.16		41.60	22.98	18.62	Mora J 2008			
442	5	30	2.10	26	26	48	ARCILLOSO	1.15		45.10	23.06	22.04	Mora J 2008			
442	30	50	1.40	24	30	46	ARCILLOSO	1.15		46.20	22.97	23.23	Mora J 2008			
442	50	85	0.70	26	28	46	ARCILLOSO	1.15		45.70	23.41	22.29	Mora J 2008			
<b>Promedio</b>			<b>1.68</b>	<b>26.00</b>	<b>28.00</b>	<b>46.00</b>		<b>1.35</b>		<b>1.15</b>	<b>2.65</b>	<b>56.51</b>	<b>44.65</b>	<b>23.11</b>	<b>21.55</b>	<b>33.40</b>
443	0	13	0.91	16	48	36	FRANCO ARCILLO LIMOSO	1.03	2.10	33.45	21.10	12.35	Vásquez A 2009			
443	13	26	0.83	13	40	47	ARCILLOSO	1.05	2.20	40.21	23.14	17.07	Vásquez A 2009			
<b>Promedio</b>			<b>0.87</b>	<b>14.50</b>	<b>44.00</b>	<b>41.50</b>		<b>2.07</b>		<b>1.04</b>	<b>2.15</b>	<b>51.63</b>	<b>36.83</b>	<b>22.12</b>	<b>14.71</b>	<b>29.51</b>

## Apéndice J: Tiempo de Concentración

### Sub Cuenca San Jerónimo

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.54	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.52	Horas

	(ft)	(m)
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$		
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	83.2
Altura máxima		250
Altura mínima		245
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.056
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.4440 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	$t_{sc} = \frac{L_{sc}}{3600V}$	Lsc
Altura máxima	413.28	126.00
Altura mínima		245
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente)	S	0.20
Superficie no pavimentada		220
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	7.19      2.19
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.0160 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	85063.52      25934.00
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.49      1.00
Radio hidráulico	R	5.14      1.57
Altura máxima		721.60      220
Altura mínima		32.80      10
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.01      0.008
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04      0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	11.41      3.47
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>2.08 horas</b>

# Subcuenca Potrero

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.64	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.58	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	295.2      90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28      83.2
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.222
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.2550      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	$t_{sc} = \frac{L_{sc}}{3600V}$	Lsc
Altura máxima		1088.63      331.90
Altura mínima		660
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente)		655
Superficie no pavimentada	S	0.020
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	1.98      0.60
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.153      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	103924.83      31684.40
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.00
Altura máxima		655
Altura mínima		50
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.02
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	3.95
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>2.23      horas</b>

## Subcuenca Piedras Alta

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.49	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.492	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	295.2      90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28      83.2
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.222
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.2548      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft) $t_{sc} = \frac{L_{sc}}{3600V}$	Lsc	1286.51      392.23
Altura máxima		
Altura mínima		
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente)	S	0.1
Superficie no pavimentada		
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	5.15      1.57
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.0694      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	96865.85      29532.27
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.00
Altura máxima		570
Altura mínima		50
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.02
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	3.79
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>2.162      horas</b>

## Subcuenca Piedras Media

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.4	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.44	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coeficiente de rugosidad del terreno	ns	Suelo descubierto
Longitud de flujo	Ls	295.2 90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28 83.2
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.01
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.506 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	Lsc	4783.55 1458.40
Altura máxima		140
Altura mínima		130
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente Superficie no pavimentada)	S	0.01
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	1.66 0.50
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.8 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	46099.74 14054.80
Coeficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.27
Altura máxima		130
Altura mínima		25
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.01
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	3.57
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>1.09 horas</b>

## Subcuenca Enmedio

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.72	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.63	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	295.2      90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28      83.2
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.01
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.881      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	Lsc	2756.18      840.30
Altura máxima		780
Altura mínima		740
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente	S	0.05
Superficie no pavimentada		
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	3.52      1.07
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.22      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	86548.38      26386.70
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.27
Altura máxima		130
Altura mínima		25
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.01
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	3.57
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>1.09      horas</b>

## Subcuenca Piedras Baja

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	2.2	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	1.321	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0,007(n_s L_s)^{0,8}}{(P_2)^{0,5} S_s^{0,4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	295.2
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.01
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.881 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	Lsc	2624
Altura máxima		80
Altura mínima		23
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente Superficie no pavimentada)	S	0.07
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	4.31
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>0.17 horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	25584.00
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.27
Altura máxima		25
Altura mínima		15
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.0013
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	1.88
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>1.15 horas</b>

## Subcuenca Río Blanco

<b>Tiempo de concentración Total (Tc)</b>	6.65	Horas
<b>Tiempo de Retardo (Tlag)</b>	3.99	Horas
<b>Tiempo de escurrimiento superficial</b>		
$t_s = \frac{0.007(n_s L_s)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S_s^{0.4}}$	<b>(ft)</b>	<b>(m)</b>
Coefficiente de rugosidad del terreno	ns	Bosque
Longitud de flujo	Ls	295.2      90
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	3.28      83.2
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.222
<b>Tiempo de escurrimiento superficial (horas)</b>	<b>ts</b>	<b>0.2550      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>		
Longitud del flujo concentrado (ft)	Lsc	39458.40      12030.00
Altura máxima		1740
Altura mínima		550
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente	S	0.1
Superficie no pavimentada		
Velocidad media del flujo (ft/s)*	V	5.07      1.55
<b>Tiempo de escurrimiento superficial concentrado</b>	<b>tsc</b>	<b>2.1599      horas</b>
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>		
$t_{c1} = \frac{L_{c1}}{3600V}$		
Longitud del cauce	Lc1	25584.00      7800.00
Coefficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés	C	1.00
Radio hidráulico	R	1.27
Altura máxima		25
Altura mínima		15
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)	S	0.0013
coeficiente de rugosidad del terreno	n	0.04
Velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning	V	1.88
<b>Tiempo de escurrimiento por el cauce</b>	<b>tc1</b>	<b>1.15      horas</b>

## Subcuenca Paso Ancho

**Tiempo de concentración Total (Tc)** **3.76** **Horas**  
**Tiempo de Retardo (Tlag)** **2.26**

### Tiempo de escurrimiento superficial

	(ft)	(m)
Coeficiente de rugosidad del terreno	ns	Pasto denso
Longitud de flujo (ft y m)	Ls	295.2
Lámina de agua de una lluvia de 24 horas con 2 años de período de retorno (mm)	P2	87
Altura máxima		305
Altura mínima		300
Pendiente de la rasante de energía (pendiente del terreno)	Ss	0.056

### Tiempo de escurrimiento superficial (horas)

**ts** **0.3139** **horas**

### Tiempo de escurrimiento superficial concentrado

Longitud del flujo concentrado (ft)	Lsc	2368.19	722.01
Altura máxima			300
Altura mínima			295
Pendiente de la rasante de energía (aproximadamente	S	0.01	

Superficie no pavimentada

Velocidad media del flujo (ft/s)\*

V 1.34 0.41

### Tiempo de escurrimiento superficial concentrado (hr)

**tsc** **0.4899** **horas**

### Tiempo de escurrimiento por el cauce

coeficiente de conversión igual a 1,0 para el SI y a 1,49 para el Sistema inglés

Longitud del cauce

C 1.49 1.00

radio hidráulico

Lc1 107479.01 32767.99

Altura máxima

R 4.08 1.24

Altura mínima

967.60 295

pendiente de la rasante de energía (aproximadamente igual a la del terreno)

32.80 10

coeficiente de rugosidad del terreno

S 0.01 0.009

velocidad media del flujo en el cauce que se obtiene a partir de la ecuación de Manning

n 0.04 0.04

V 10.13 3.08

### Tiempo de escurrimiento por el cauce (hr)

**tc1** **2.96** **horas**

## **Apéndice K: Estudio Traslase Paso Ancho**

## **Apéndice L: Tablas resumen de los resultados de los escenarios**

# Escenario 1: condiciones actuales de funcionamiento con caudales derivados y sin trasvases

## Elevación Operacional 35 m

Caudal	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Días déficit	67.00	71.00	74.00	94.00	184	292.00	485.00	786.00	1114.00	1406.00	1705.00
Probabilidad de Falla (P)	0.87	0.93	0.96	1.23	2.40	3.81	6.32	10.25	14.53	18.33	22.23
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	5998.29	5355.28	4713.26	4078.74	3489.47	2927.42	2409.16	1973.98	1627.26	1305.69	1012.40
DEFICIT (Hm <sup>3</sup> )	114.69	127.15	139.80	158.34	223.43	315.23	450.30	668.50	976.29	1311.34	1675.77
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	67.00	71.00	74.00	78.00	81.00	84.00	87.00	89.00	116.00	132.00	150.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	114.69	127.15	139.80	153.22	166.35	179.56	192.99	206.64	219.49	233.89	247.60
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	130.05	137.88	143.75	151.58	157.45	163.32	169.19	173.10	212.32	228.98	245.27
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	24.22	25.77	26.99	28.55	51.43	67.84	130.19	160.37	216.99	227.44	241.79
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.19	0.19	0.19	0.19	0.33	0.42	0.77	0.93	1.02	0.99	0.99
Fecha Final	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	02/02/2003	31/01/2003	04/01/2013	19/12/2012	01/12/2012
Fecha inicial	22/02/2003	18/02/2003	15/02/2003	11/02/2003	08/02/2003	05/02/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2013	30/04/2013	30/04/2013

## Elevación Operacional 30 m

Caudal	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Días déficit	61.00	64.00	68.00	72.00	102	201.00	338.00	554.00	874.00	1206.00	1532.00
Probabilidad de Falla (P)	0.80	0.83	0.89	0.94	1.33	2.62	4.41	7.22	11.40	15.73	19.98
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	5987.16	5344.13	4702.03	4062.39	3434.37	2851.35	2302.56	1836.47	1455.03	1136.09	857.60
DEFICIT (Hm <sup>3</sup> )	102.81	115.21	127.81	141.16	164.86	234.60	337.67	521.63	789.80	1125.08	1492.83
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	61.00	64.00	68.00	72.00	75.00	79.00	82.00	84.00	114.00	132.00	150.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	102.81	115.21	127.81	141.16	154.26	167.59	180.80	194.40	207.17	221.36	235.23
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	118.31	124.18	132.01	139.84	145.71	153.53	159.41	163.32	209.06	228.98	245.27
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	21.89	23.06	24.57	26.20	27.39	51.33	112.65	160.37	212.07	227.44	241.79
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.33	0.71	0.98	1.01	0.99	0.99
Fecha Final	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	07/02/2003	05/02/2003	06/01/2013	19/12/2012	01/12/2012
Fecha inicial	28/02/2003	25/02/2003	21/02/2003	17/02/2003	14/02/2003	10/02/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2013	30/04/2013	30/04/2013

## Elevación Operacional 26 m

Caudal	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Días déficit	59.00	62.00	66.00	70.00	75	184.00	308.00	518.00	789.00	1153.00	1474.00
Probabilidad de Falla (P)	0.77	0.81	0.86	0.91	0.98	2.40	4.02	6.75	10.29	15.03	19.22
Vertido (Hm <sup>3</sup> )	5983.45	5340.36	4698.22	4058.59	3420.29	2832.66	2278.84	1812.31	1406.21	1080.15	807.05
DEFICIT (Hm <sup>3</sup> )	98.78	111.16	123.74	137.06	150.11	214.40	311.71	494.11	736.25	1062.88	1431.65
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	59.00	62.00	66.00	70.00	74.00	77.00	80.00	83.00	114.00	131.00	150.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	98.78	111.16	123.74	137.06	150.10	163.50	176.65	190.21	203.05	217.33	230.95
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	113.83	120.27	128.09	135.92	143.75	149.62	155.49	161.36	209.06	228.08	245.27
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	21.20	22.30	23.84	25.33	26.99	49.69	100.88	160.37	212.07	226.53	241.79
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.33	0.65	0.99	1.01	0.99	0.99
Fecha Final	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2003	09/02/2003	06/02/2003	06/01/2013	20/12/2012	01/12/2012
Fecha inicial	02/03/2003	27/02/2003	23/02/2003	19/02/2003	15/02/2003	12/02/2003	30/04/2003	30/04/2003	30/04/2013	30/04/2013	30/04/2013

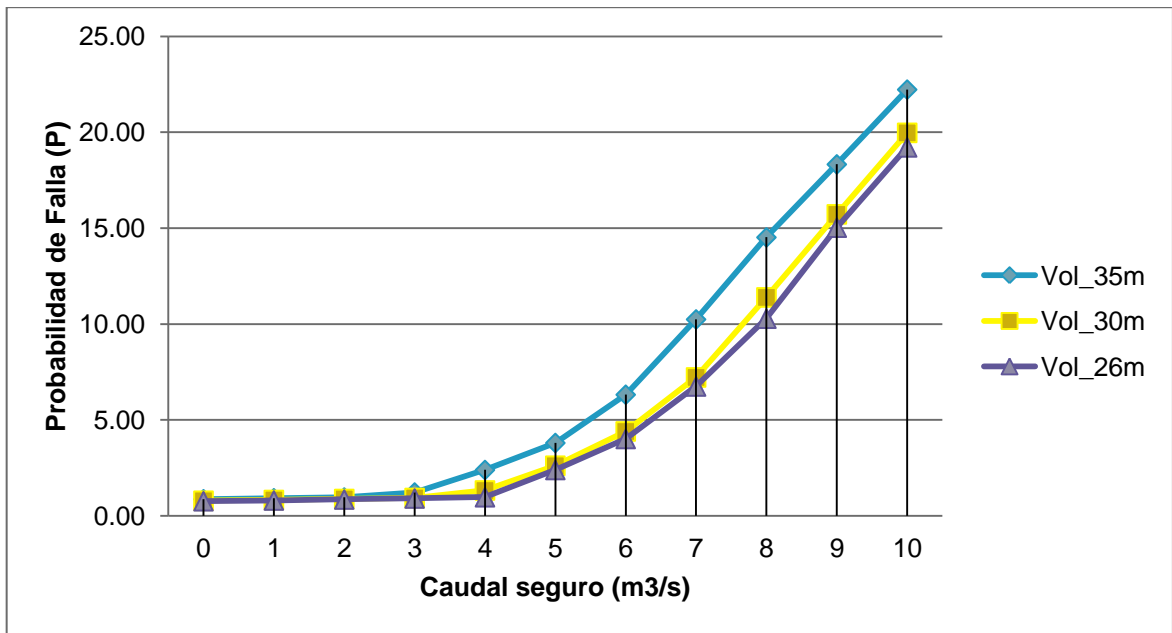


Figura 1. Caudales seguros para diferentes probabilidades de falla y elevación de operación

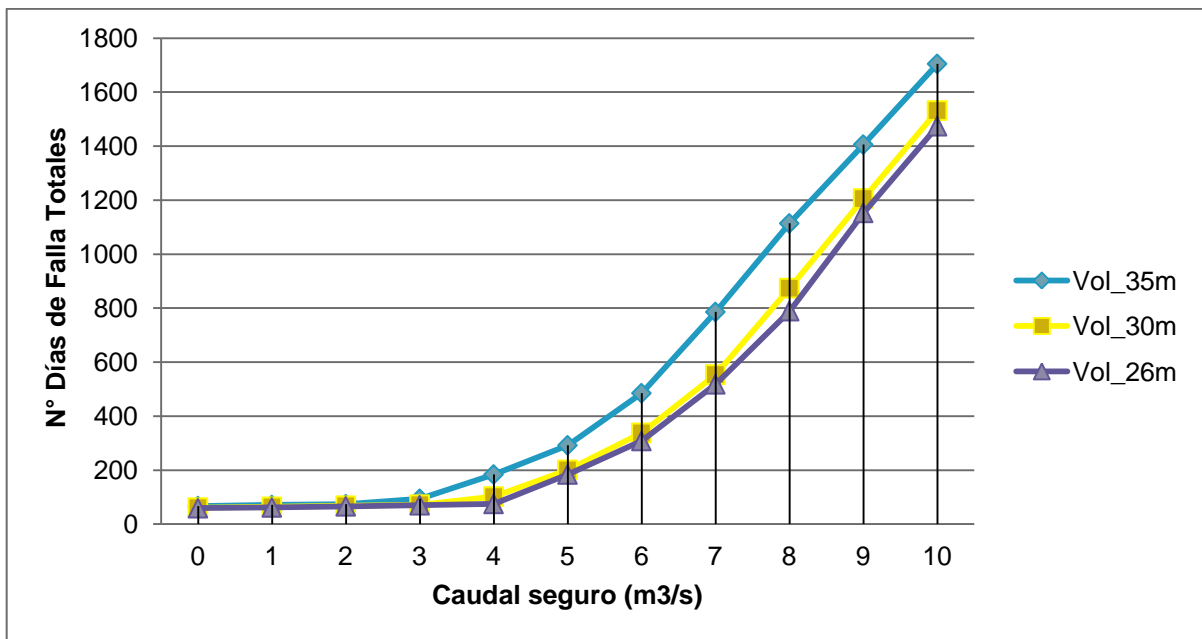
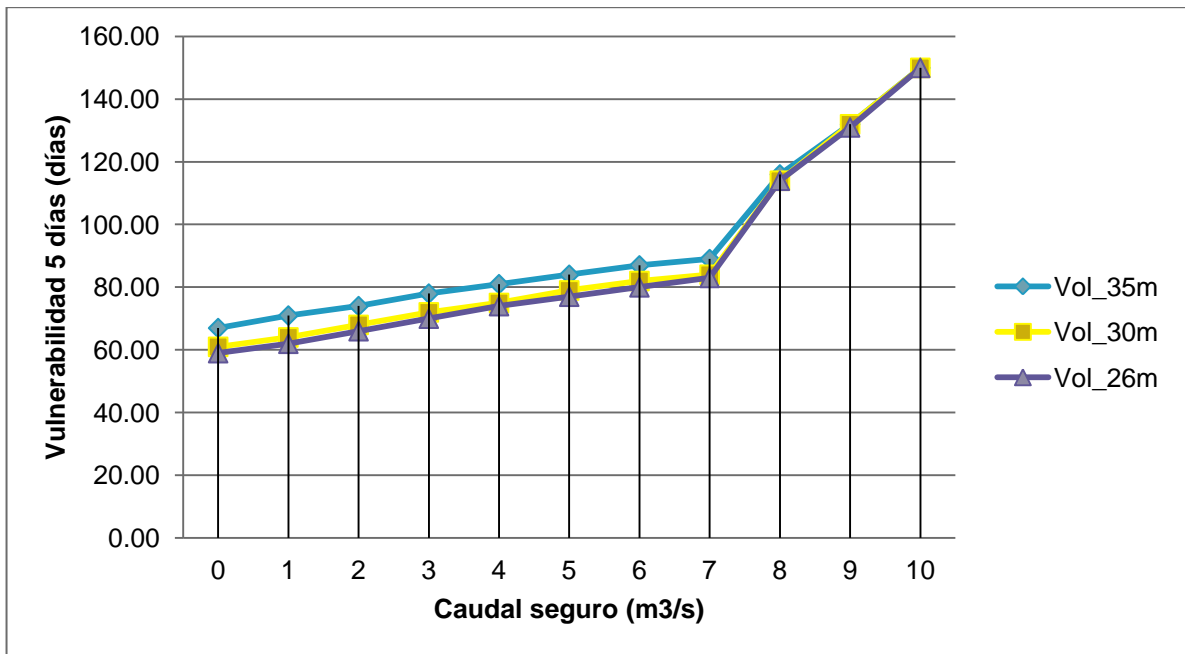
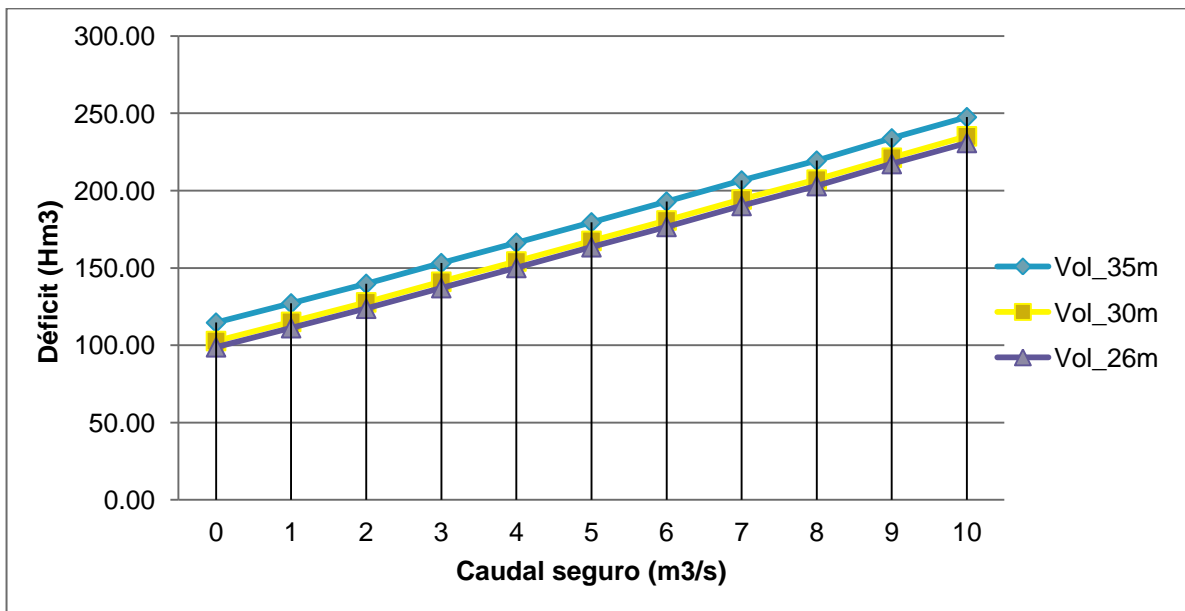


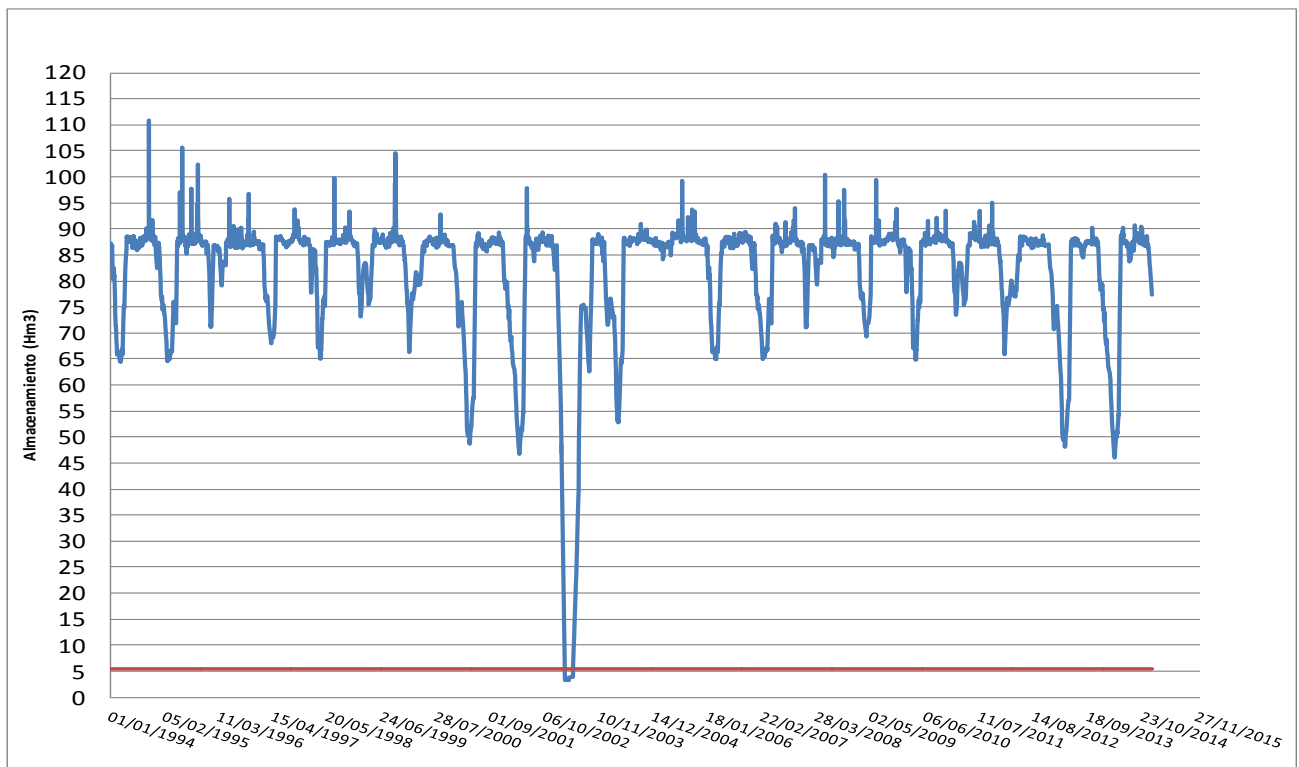
Figura 2. Número de días de falla en el periodo para diferentes caudales seguros y elevación de operación.



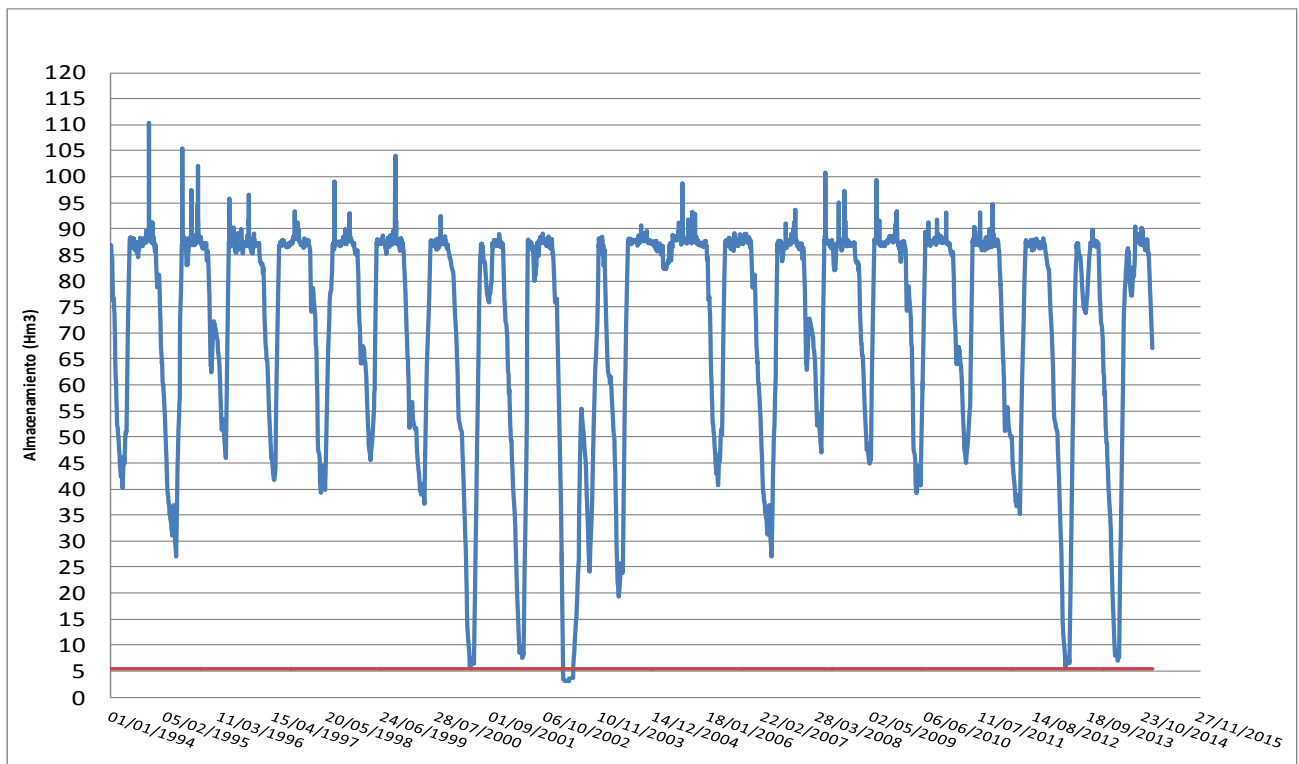
**Figura 3. Vulnerabilidad para el máximo periodo de falla donde no se falle en más de 5 días consecutivos para diferentes caudales seguros y elevación de operación.**



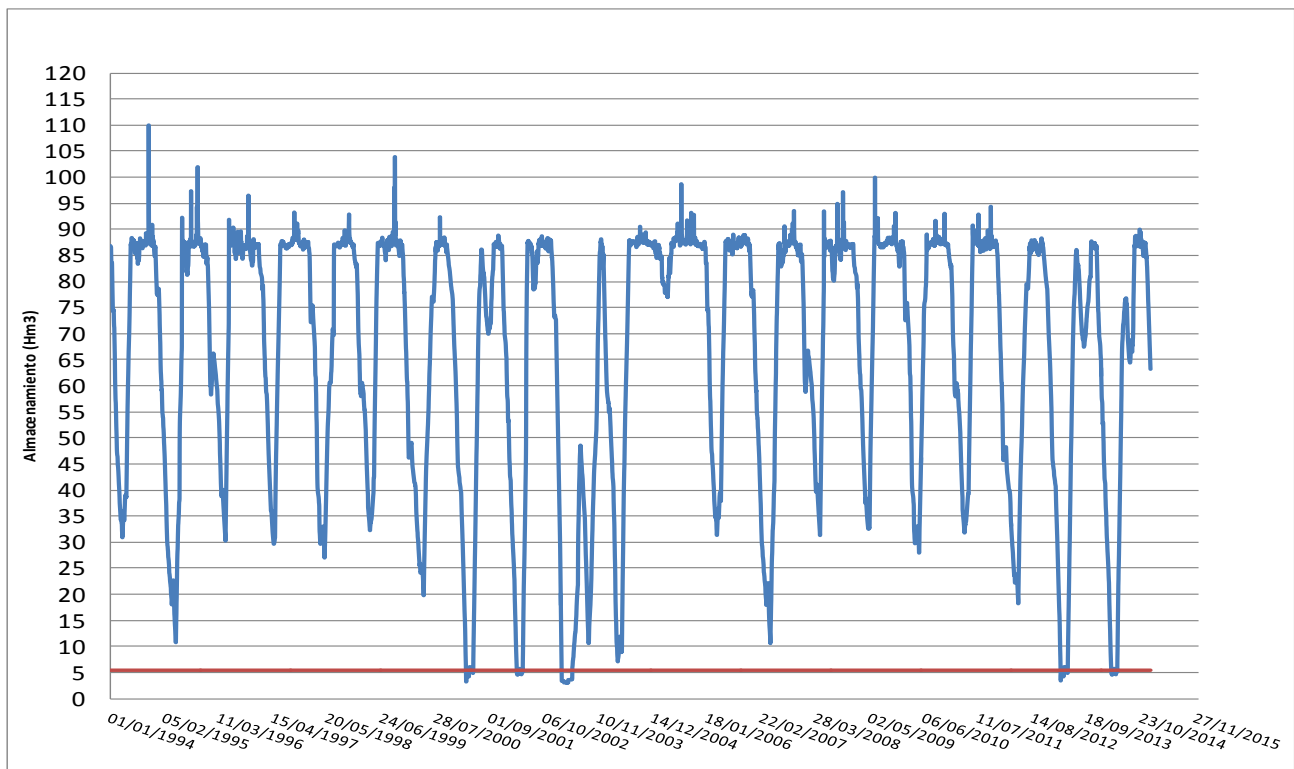
**Figura 4. Déficit a la salida del embalse para el máximo periodo de falla donde no se falle en más de 5 días consecutivos para diferentes caudales seguros y elevación de operación.**



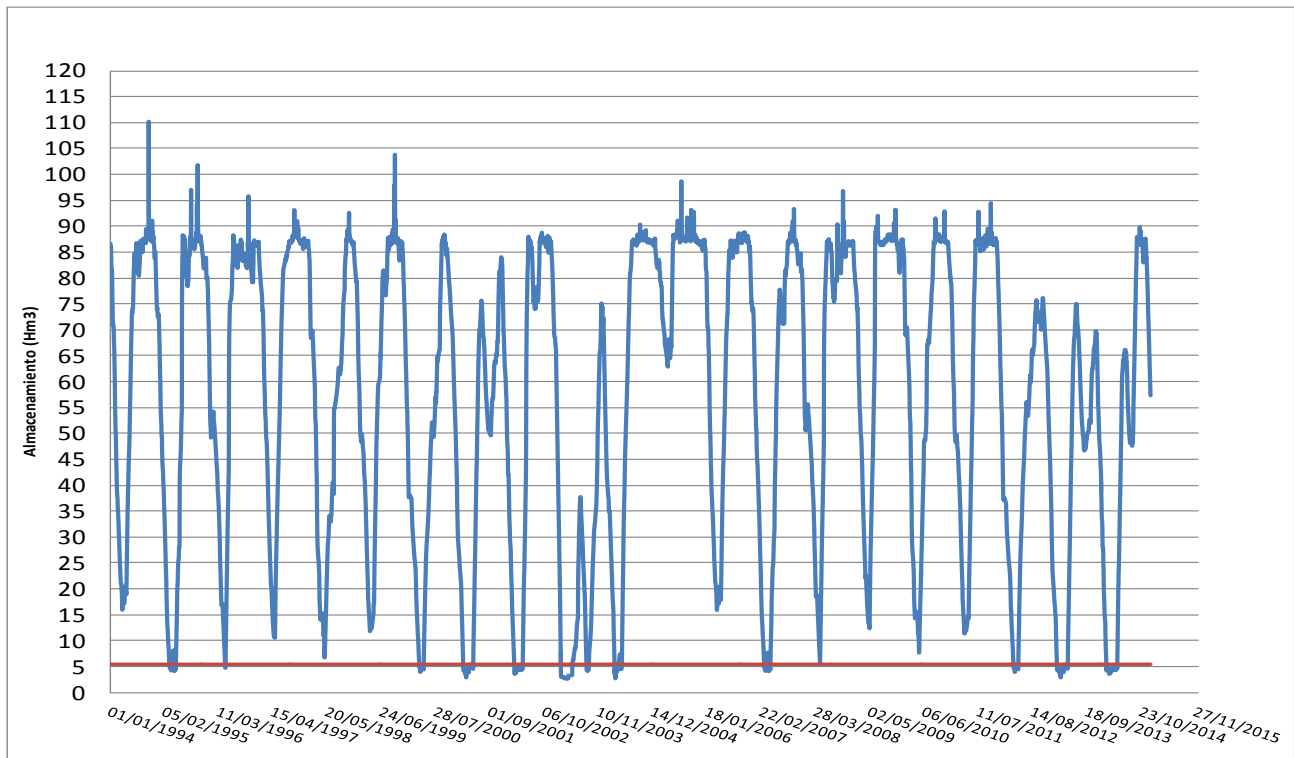
**Figura 5. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un caudal seguro de cero y un nivel operacional de 30 m.**



**Figura 6. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 3.7 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m.**



**Figura 7. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 5 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m**



**Figura 8. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 5 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m**

## Escenario 2: Caudales de generación a capacidad máxima del los canales sin trasvases y usando demanda mensual futura.

### Nivel operacional de 35 metros

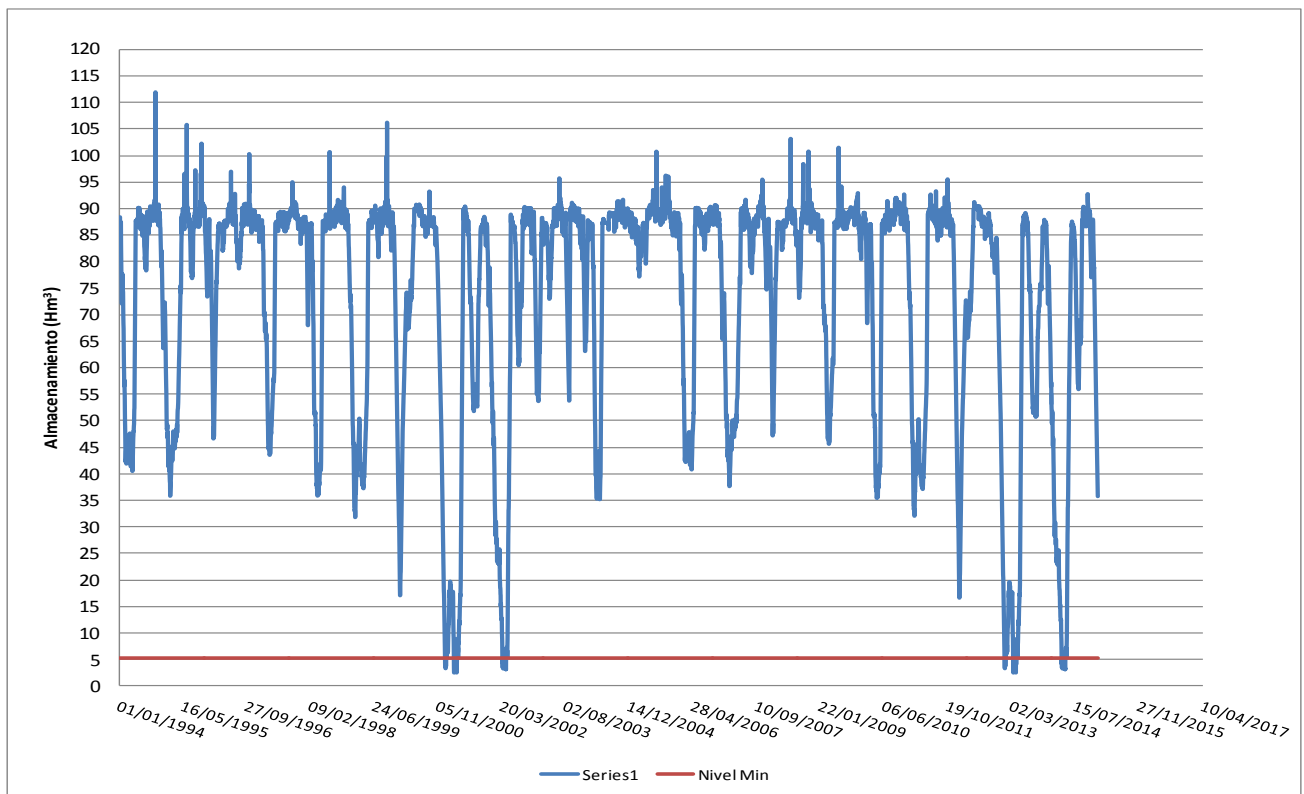
CAUDAL SEGURO(M3/S)	7.0	8.0	9.0	10.0	12.0	14.0	16.00	18.00	20.00
Caudal	7	8.0	9	10.0	12.0	14.0	16.00	18.00	20.00
Días_déficit	7.0	33.0	86.0	124.0	245.0	455.0	794.00	1165.00	1570.00
Probabilidad de Falla (P)	0.09	0.43	1.12	1.62	3.19	5.93	10.35	15.19	20.47
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11050.1	10430.6	9827.6	9227.8	8069.2	7038.0	6118.64	5295.73	4572.79
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	4.3	41.7	94.4	148.2	301.1	578.4	968.30	1464.78	2063.78
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.0	9.0	22.0	33.0	49.0	66.0	116.00	122.00	130.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.4	12.4	25.1	37.4	57.0	81.7	167.63	192.67	217.72
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.9	15.0	41.5	65.9	99.6	133.3	202.10	211.79	224.38
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.1	8.2	33.9	57.9	94.5	135.6	207.33	223.37	247.17
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.9	0.5	0.8	0.9	0.9	1.0	1.03	1.05	1.10
Fecha Final	05/01/2001	20/04/2014	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	01/01/2001	11/04/2014	01/04/2014	21/03/2014	12/03/2014	23/02/2014	04/01/2014	29/12/2013	21/12/2013

### Nivel operacional de 30 metros

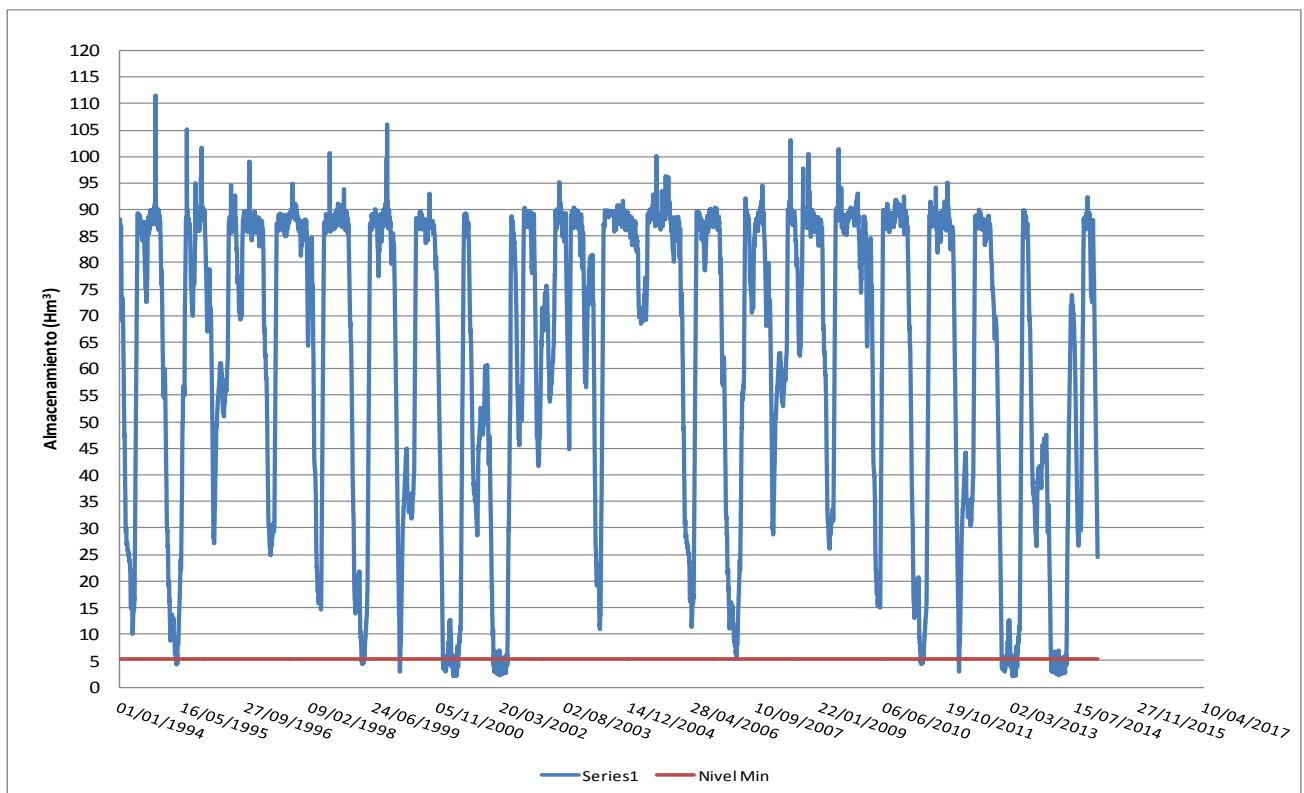
CAUDAL SEGURO(M3/S)	7	8	9	10	12	14	16	18.0	20
Caudal	7.0	8.0	9.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Días_déficit	0.0	2.0	40.0	87.0	198.0	341.0	600.0	979.0	1427.0
Probabilidad de Falla (P)	0.0	0.03	0.52	1.13	2.58	4.45	7.82	12.77	18.61
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11190.8	10393.5	9784.3	9185.5	8009.4	6910.0	5948.1	5080.3	4348.9
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	0.0	2.4	47.3	101.5	234.6	439.1	780.6	1217.9	1805.6
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	0.0	1.0	11.0	23.0	49.0	65.0	114.0	122.0	130.0
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.0	1.2	13.7	26.4	55.9	80.3	165.7	190.8	215.8
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.0	1.7	18.3	43.2	99.6	131.6	197.8	211.8	224.4
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.0	0.4	12.0	36.1	94.5	133.0	200.2	223.4	247.2
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.0	0.2	0.7	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1
Fecha Final		20/04/2014	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial		19/04/2014	12/04/2014	31/03/2014	12/03/2014	24/02/2014	06/01/2014	29/12/2013	21/12/2013

### Nivel operacional de 26 metros

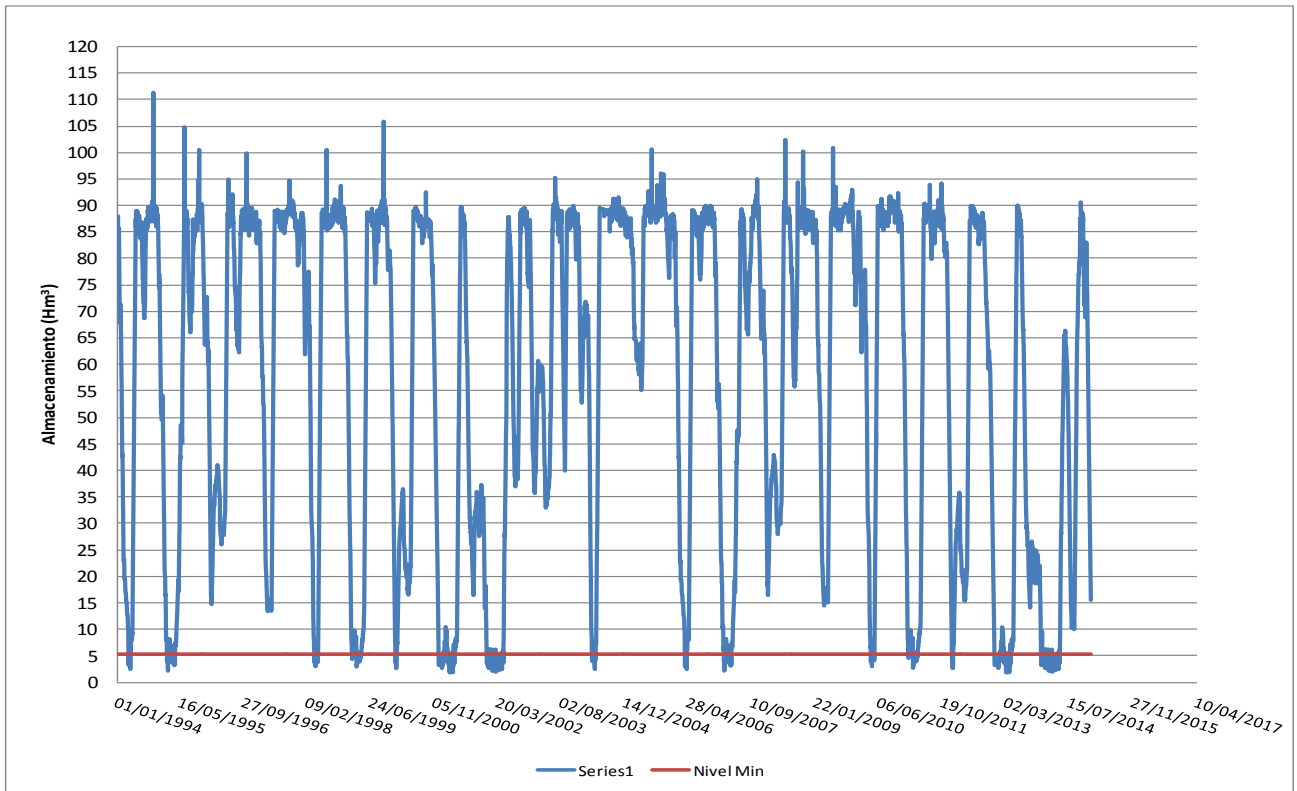
CAUDAL SEGURO(M3/S)	8	9	10	11	12	14	16	18	20
Caudal	8	9	10	11	12	14	16	18	20
Días_déficit	0.00	22.00	77.00	122.00	182.00	314.00	552.00	902.00	1373
Probabilidad de Falla (P)	0.0	0.29	1.00	1.59	2.37	4.09	7.20	11.76	17.90
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10391.1	9770.0	9171.1	8575.7	7994.9	6879.1	5893.2	5010.8	4275.1
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	0	31.78	85.46	145.45	217.87	404.61	720.30	1139.98	1718.81
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	0	6	20	29	49	65	114	122	130
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )		9.92	22.51	35.93	55.48	79.74	164.97	190.01	215.06
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )		9.99	36.36	55.61	99.62	131.63	197.84	211.79	224.38
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )		6.04	30.89	45.73	94.48	132.96	200.16	223.37	247.17
% ABASTECIMIENTO (5d)		0.60	0.85	0.82	0.95	1.01	1.01	1.05	1.10
Fecha Final		20/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial		14/04/2014	03/04/2014	01/04/2014	12/03/2014	24/02/2014	06/01/2014	29/12/2013	21/12/2013



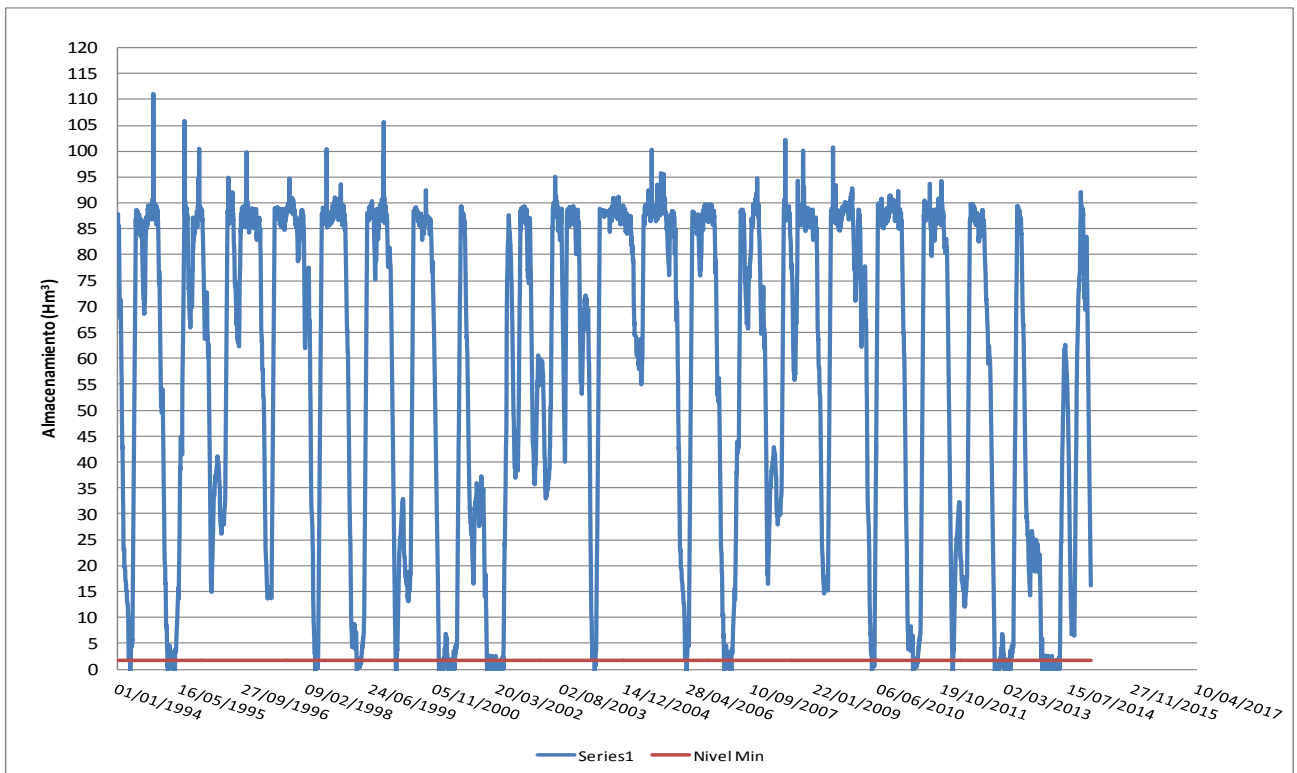
**Figura 9. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 10 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 2.**



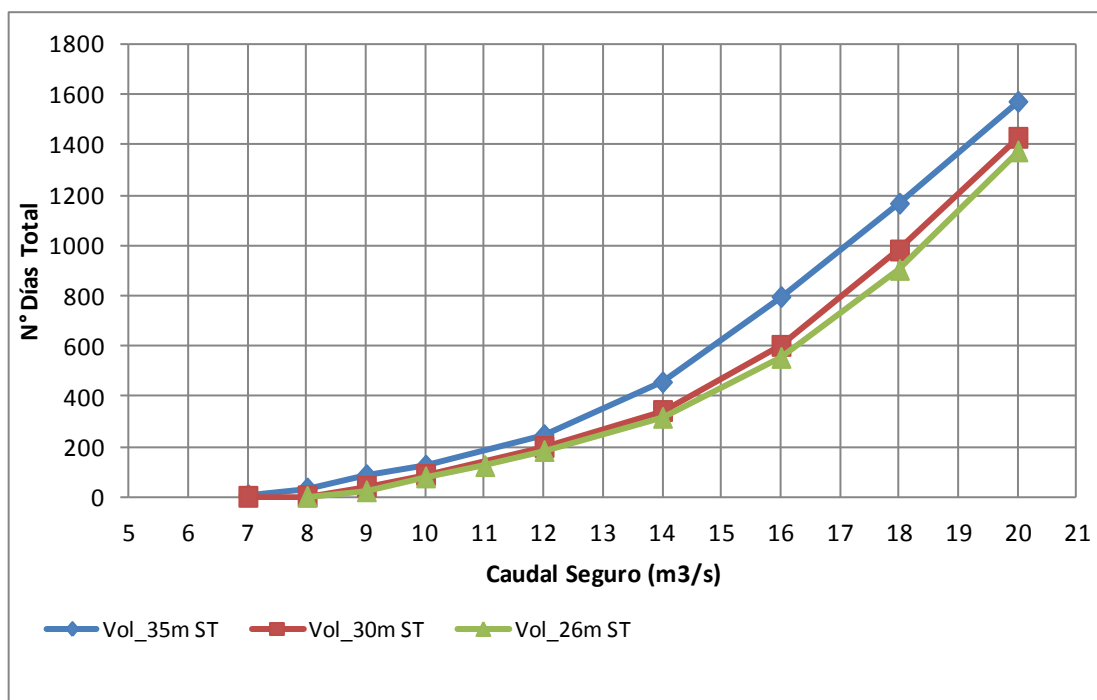
**Figura 10. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 14 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 2.**



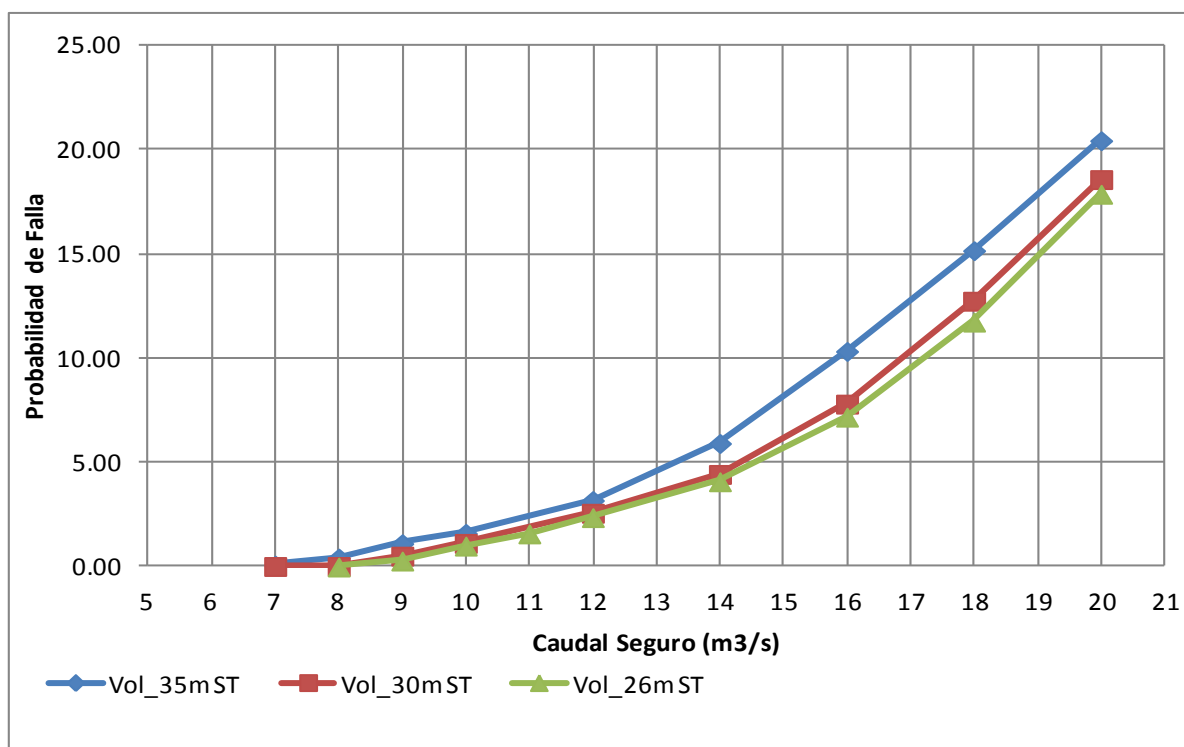
**Figura 11. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 16 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 2.**



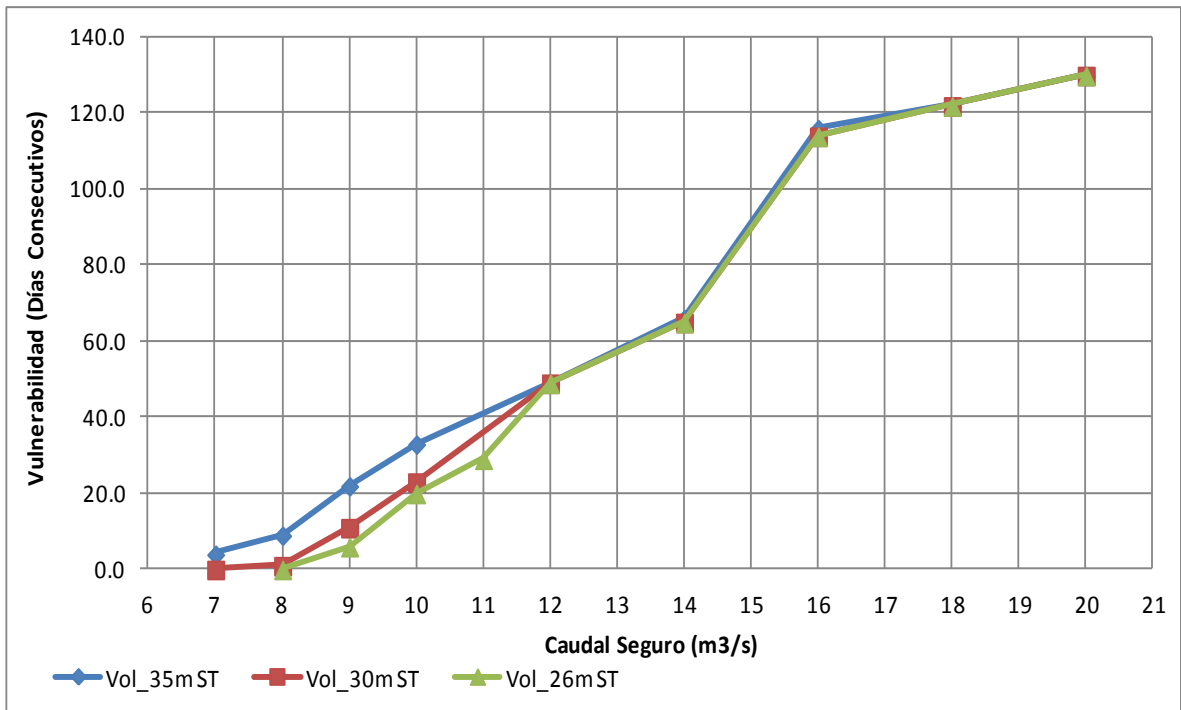
**Figura 12. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 16 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 2.**



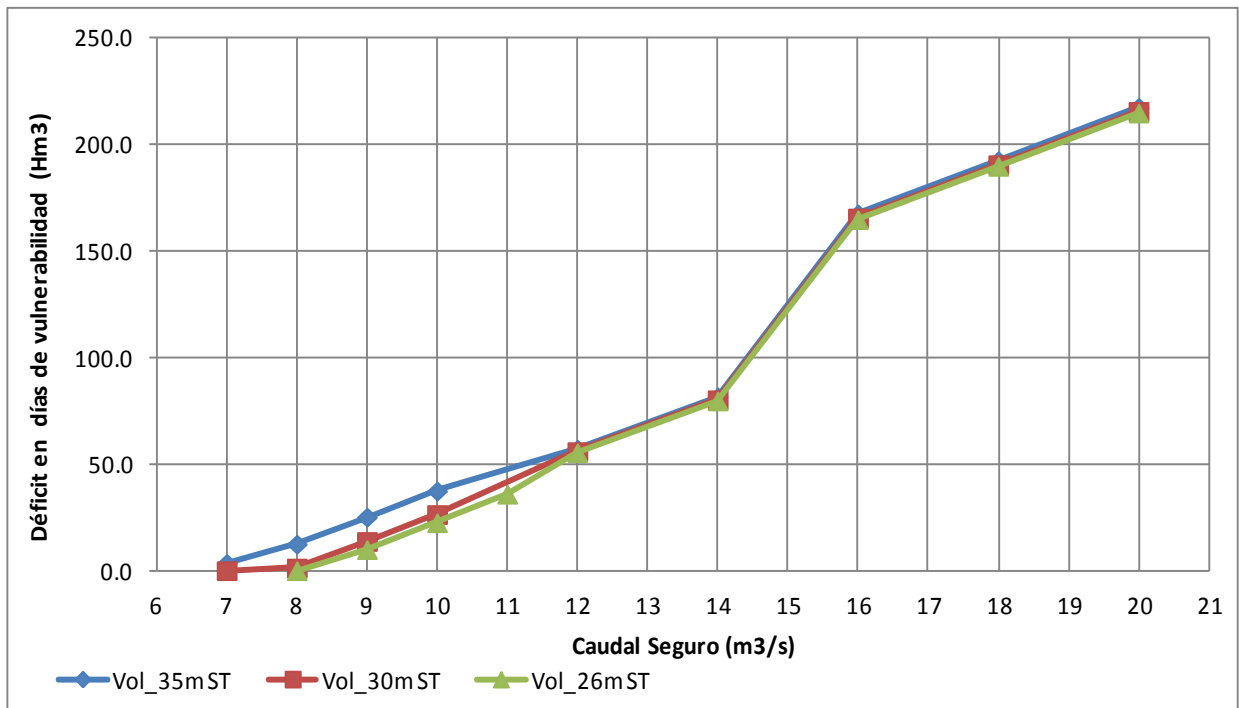
**Figura 13. Días de déficit totales en el periodo para escenario 2**



**Figura 14. Probabilidad de falla en el periodo para escenario 2**



**Figura 15. Vulnerabilidad del periodo más largo con una no falla en 5 días consecutivos para escenario 2.**



**Figura 16. Déficit en días de Vulnerabilidad del periodo más largo con una no falla en 5 días consecutivos para escenario 2.**

## Escenario 3: Caudales de generación y trasvases para año seco

### Nivel Operacional de 35 m

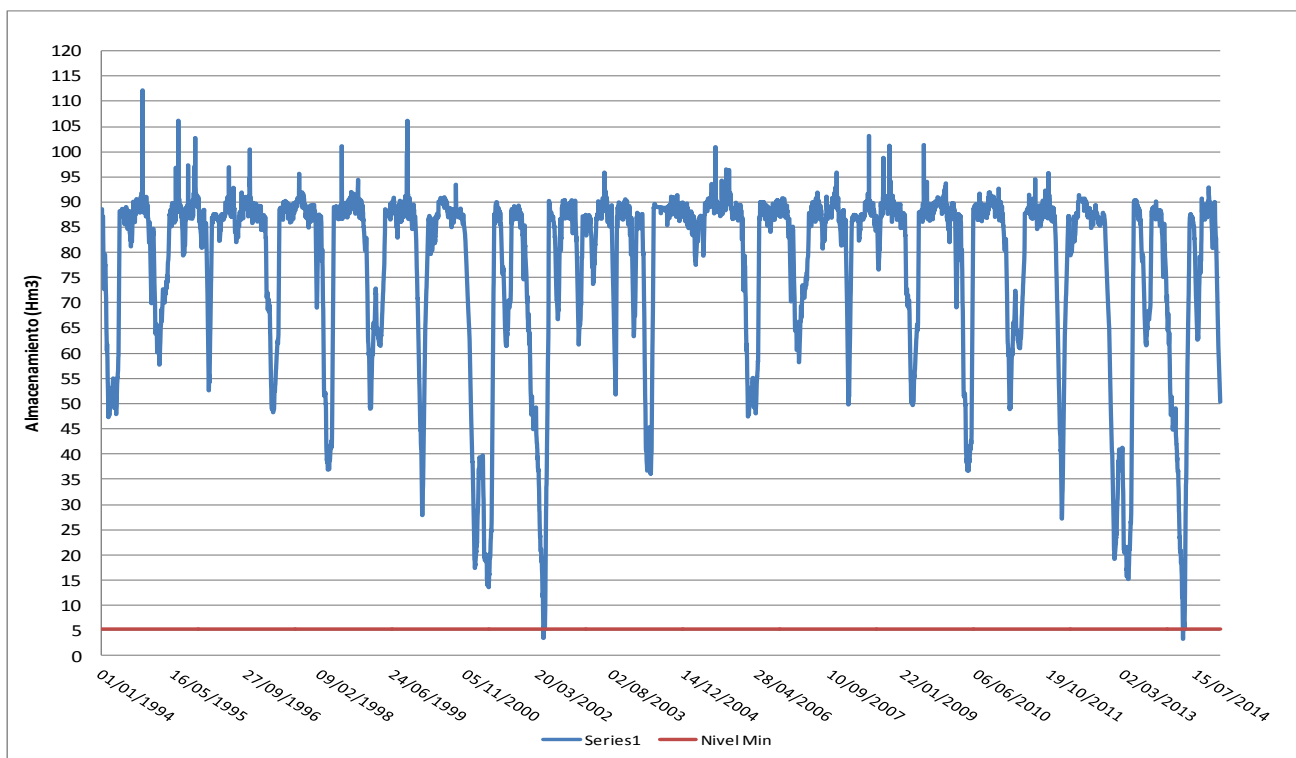
CAUDAL SEGURO(M3/S)	10.00	11	12	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	20	21	22
Caudal	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	20.00	21.00	22.00
Días déficit	6.00	29.00	80.00	112.00	152.00	198.00	299.00	448.00	645.00	1018.00	1230.00	1403.00
Probabilidad de Falla (P)	0.08	0.38	1.04	1.46	1.98	2.58	3.90	5.84	8.41	13.27	16.04	18.29
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11328.39	10698.44	10097.81	9496.98	8900.81	8312.52	7768.92	7283.27	6820.08	5946.26	5565.46	5199.84
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	6.24	31.42	86.55	141.33	199.76	266.15	377.92	545.40	738.91	1175.55	1451.39	1745.17
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	3.00	12.00	23.00	30.00	41.00	54.00	69.00	73.00	74.00	121.00	123.00	127.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.24	13.70	26.77	40.33	53.45	66.87	83.99	95.36	100.06	183.27	195.80	208.32
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.00	19.99	41.36	57.28	82.30	109.49	138.29	142.82	147.55	210.75	214.20	221.07
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.69	15.01	37.15	50.65	81.72	116.29	153.83	167.77	170.33	249.20	256.09	268.43
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.74	0.75	0.90	0.88	0.99	1.06	1.11	1.17	1.15	1.18	1.20	1.21
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2002	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	20/04/2014	18/04/2014	07/04/2002	31/03/2014	20/03/2014	07/03/2014	20/02/2014	16/02/2014	15/02/2014	30/12/2013	28/12/2013	24/12/2013

### Nivel Operacional de 30 m

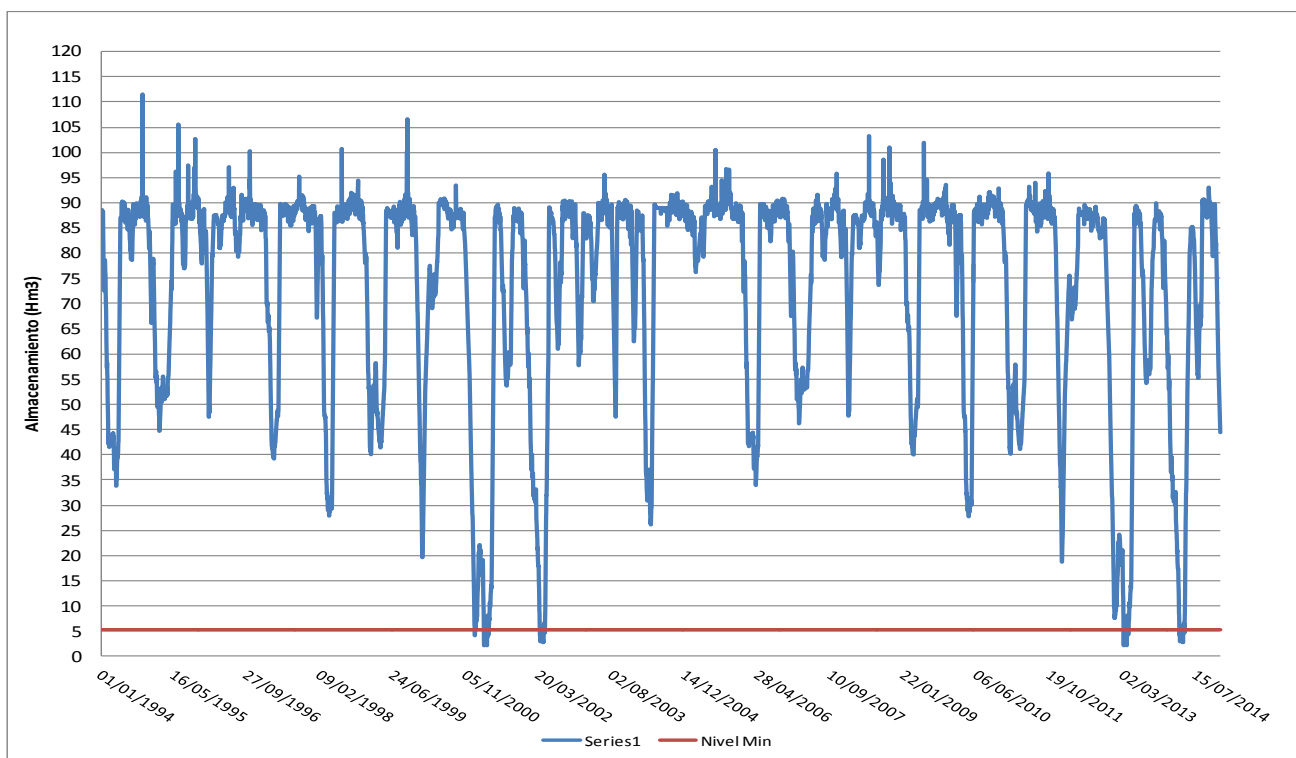
CAUDAL SEGURO(M3/S)	11.00	12	13	14	15	16	17.00	18.00	20	21	22	25
Caudal	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	20.00	21.00	22.00	25.00
Días déficit	8.00	35.00	81.00	110.00	152.00	207.00	306.00	483.00	835.00	1013.00	1237.00	1875.00
Probabilidad de Falla (P)	0.10	0.46	1.06	1.43	1.98	2.70	3.99	6.30	10.89	13.21	16.13	24.45
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10672.25	10053.92	9453.32	8854.43	8258.62	7671.85	7125.89	6649.46	5758.09	5351.25	4978.60	3946.59
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	4.70	40.07	93.79	148.83	206.65	273.26	377.54	555.15	969.51	1217.42	1499.41	2440.72
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	3.00	12.00	23.00	29.00	41.00	63.00	71.00	74.00	119.00	123.00	126.00	133.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	2.34	15.21	28.69	41.64	55.13	74.27	90.66	98.70	178.40	193.91	206.44	244.01
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.00	19.99	41.36	55.00	81.08	126.39	141.94	147.55	208.91	214.20	220.15	231.31
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.24	15.01	37.15	49.36	82.00	142.91	160.43	170.33	246.31	256.09	267.89	309.48
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.05	0.75	0.90	0.90	1.01	1.13	1.13	1.15	1.18	1.20	1.22	1.34
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	20/04/2014	18/04/2014	41736	01/04/2014	20/03/2014	26/02/2014	18/02/2014	15/02/2014	01/01/2014	28/12/2013	25/12/2013	18/12/2013

### Nivel Operacional de 26 m

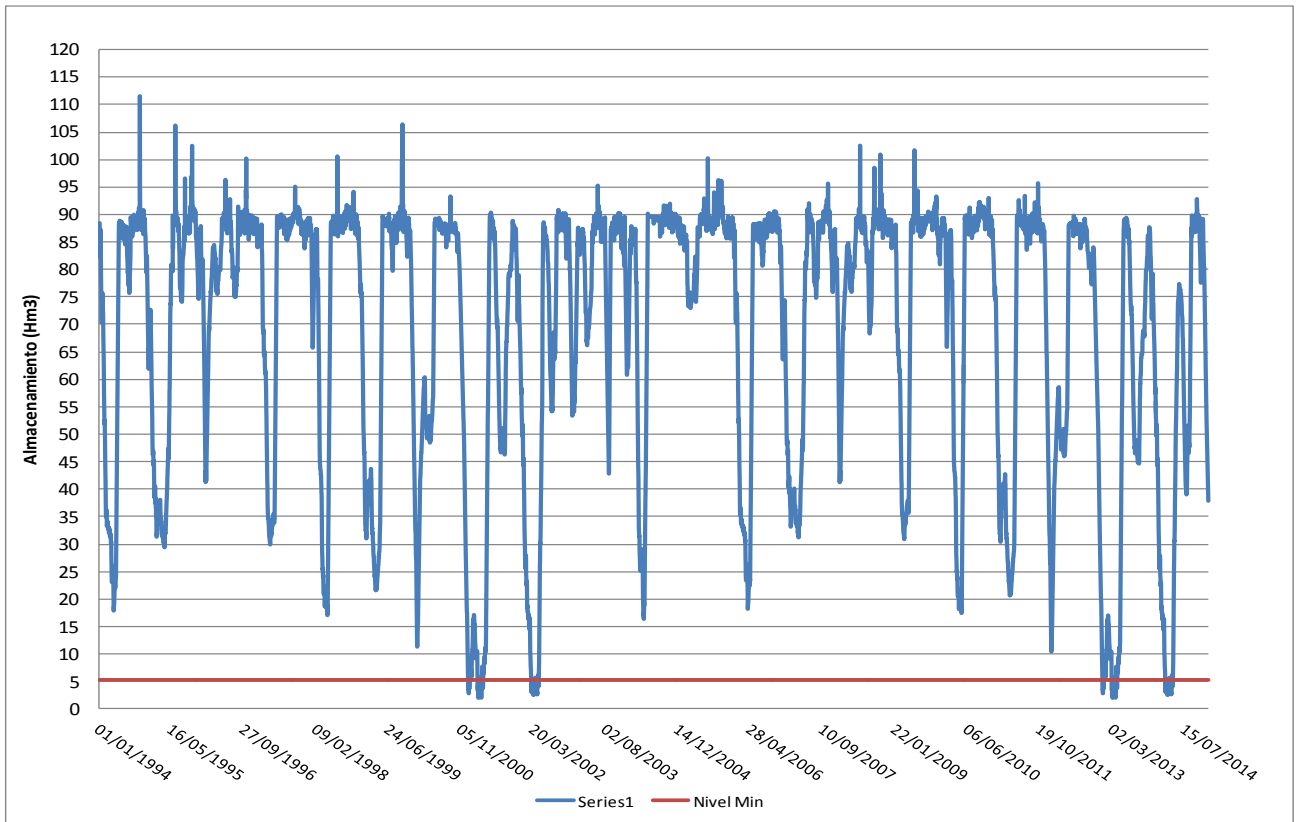
CAUDAL SEGURO(M3/S)	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	25
Caudal	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	20.00	21.00	22.00	24.00	25.00
Días déficit	23.00	71.00	99.00	143.00	192.00	262.00	422.00	765.00	951.00	1167.00	1565.00	1832.00
Probabilidad de Falla (P)	0.30	0.93	1.29	1.86	2.50	3.42	5.50	9.98	12.40	15.22	20.41	23.89
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10039.98	9439.20	8839.54	8243.17	7656.42	7088.00	6595.41	5694.89	5284.94	4903.12	4207.18	3869.31
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	25.39	78.26	132.23	189.36	255.81	336.23	496.47	900.04	1144.44	1415.08	2028.36	2350.12
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	9.00	20.00	27.00	38.00	54.00	71.00	74.00	116.00	123.00	125.00	128.00	133.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	11.41	24.75	37.67	50.93	69.94	90.11	98.14	173.96	193.14	205.66	230.71	243.23
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	14.99	34.53	50.45	74.26	108.53	141.94	147.55	206.16	214.20	218.17	222.54	231.31
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	10.27	30.43	44.41	74.73	116.25	160.43	170.33	243.04	256.09	264.04	271.59	307.92
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.68	0.88	0.88	1.01	1.07	1.13	1.15	1.18	1.20	1.21	1.22	1.33
Fecha Final	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	21/04/2014	10/04/2014	03/04/2014	23/03/2014	07/03/2014	18/02/2014	15/02/2014	04/01/2014	28/12/2013	26/12/2013	23/12/2013	18/12/2013



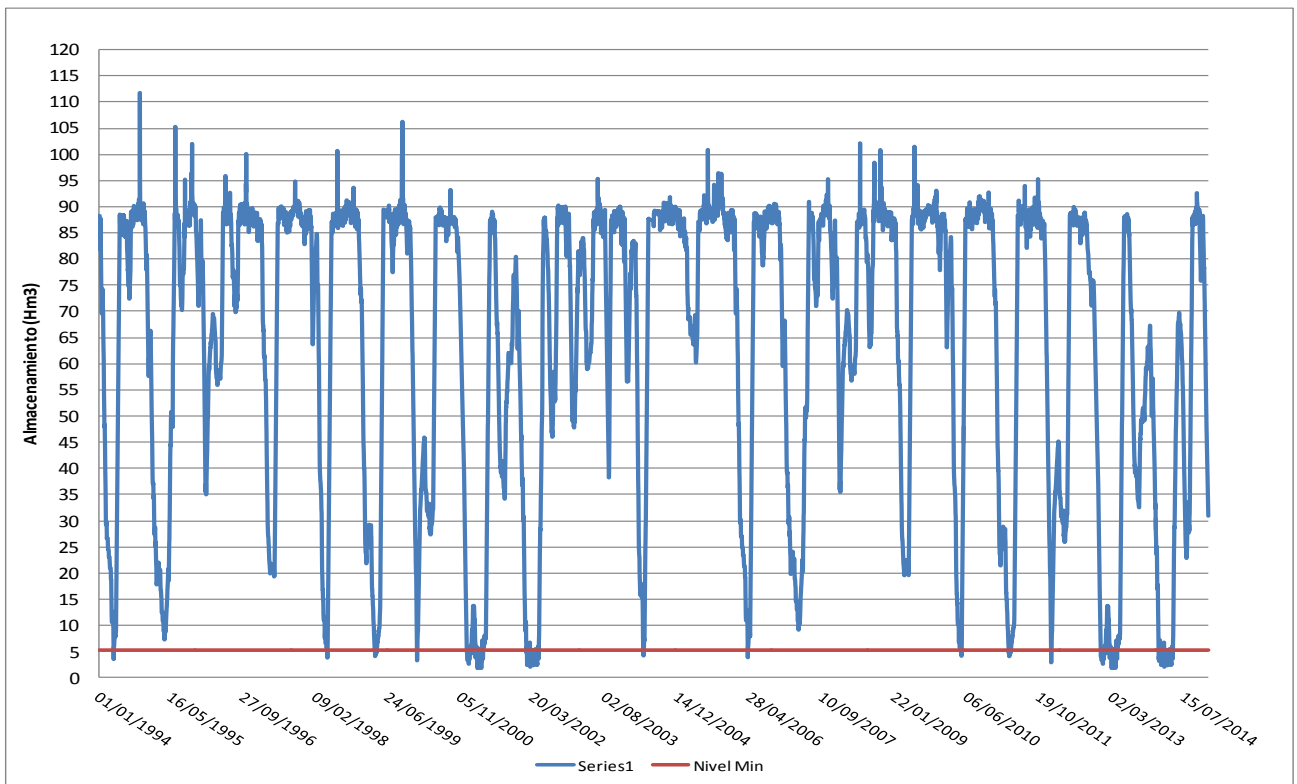
**Figura 17. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 11 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3.**



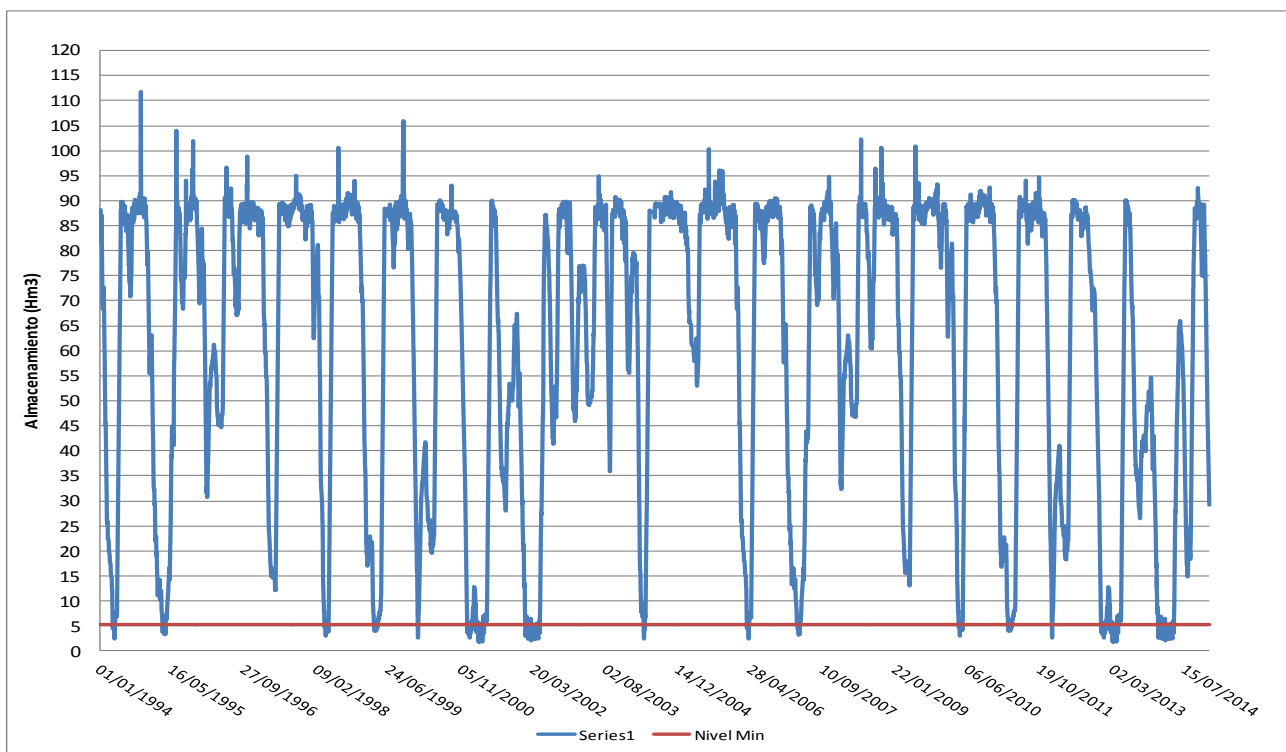
**Figura 18. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 13 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3.**



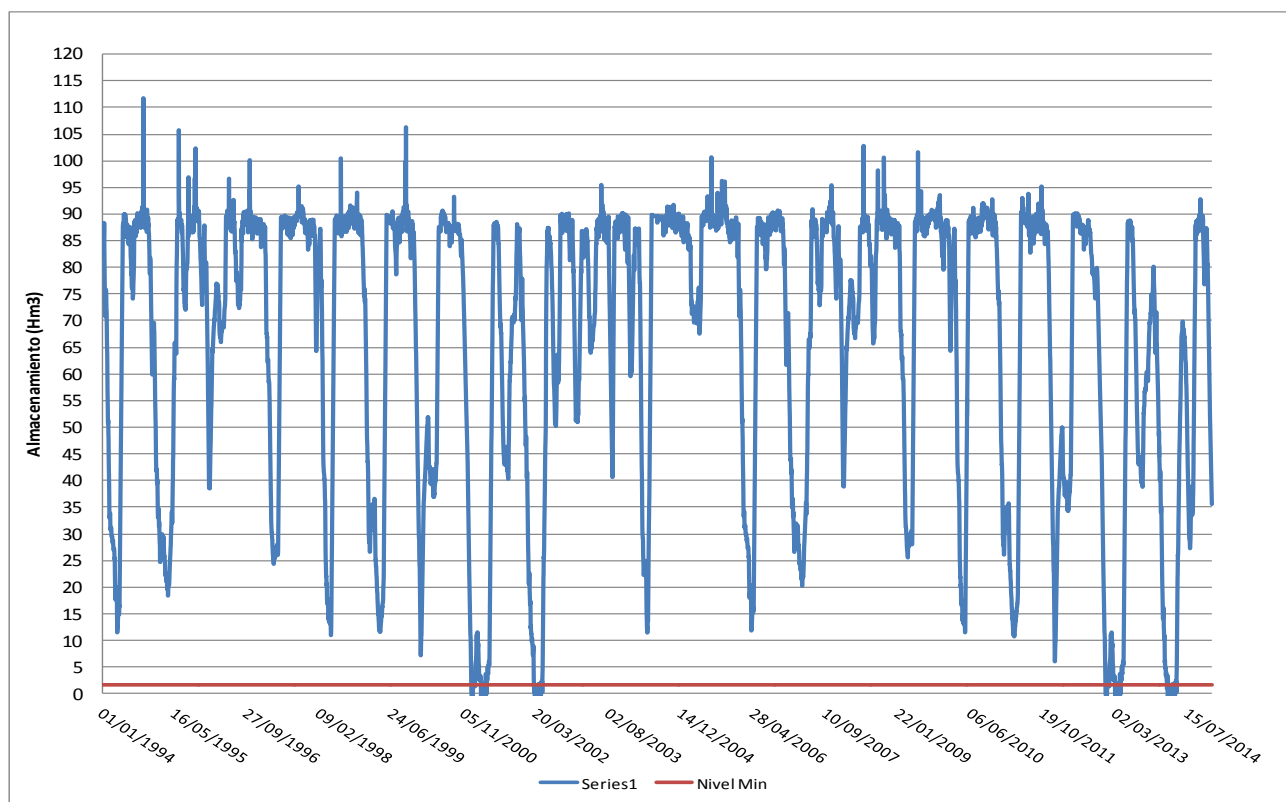
**Figura 19. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 15 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3.**



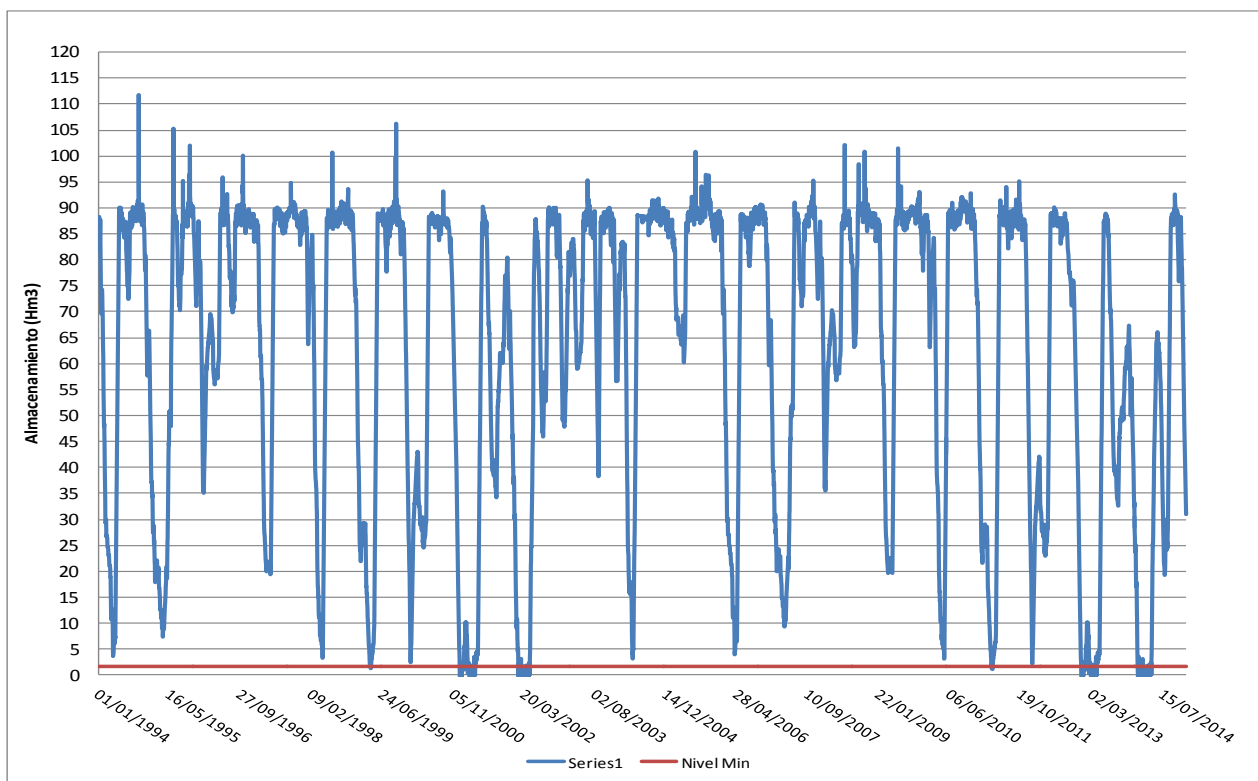
**Figura 20. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 17 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3.**



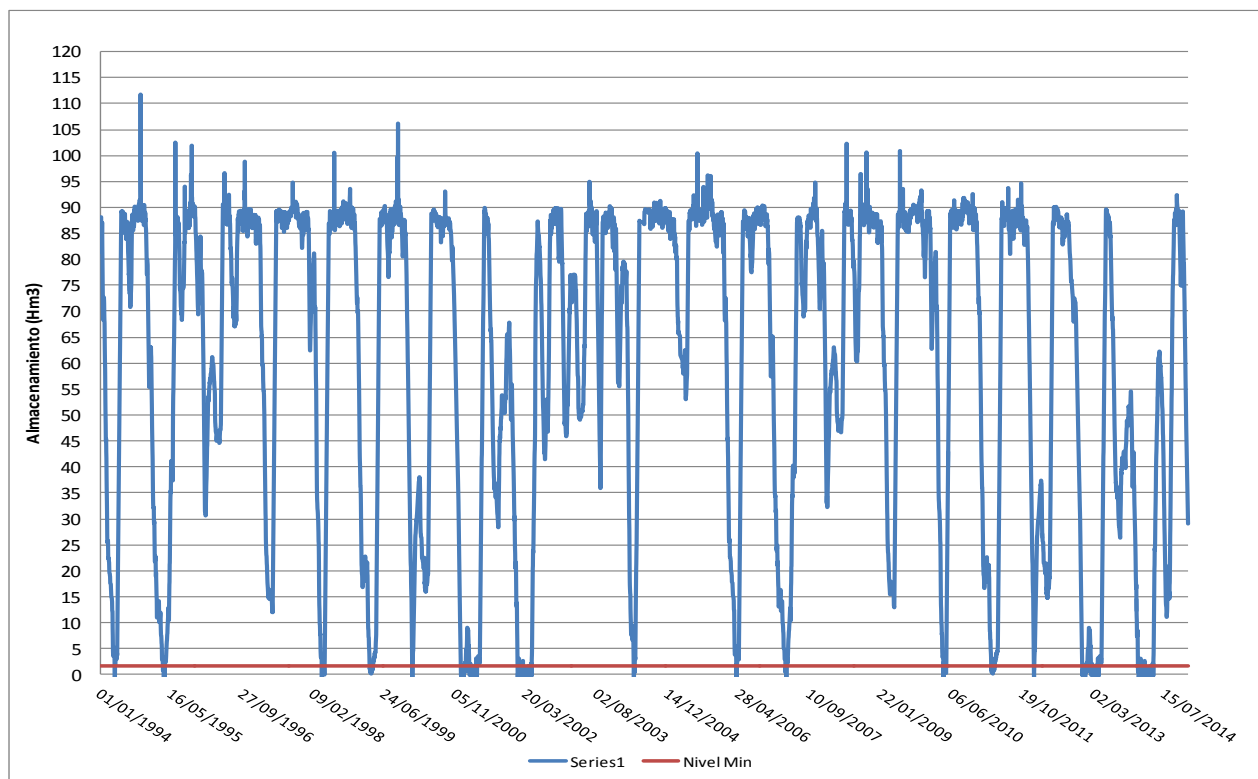
**Figura 21. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3.**



**Figura 22. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 16 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3.**



**Figura 23. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 17 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3.**



**Figura 24. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3.**

## Escenario 3 con mejora de eficiencia del 10% o aplicando alguna restricción al sistema

### Nivel Operacional de 35 m

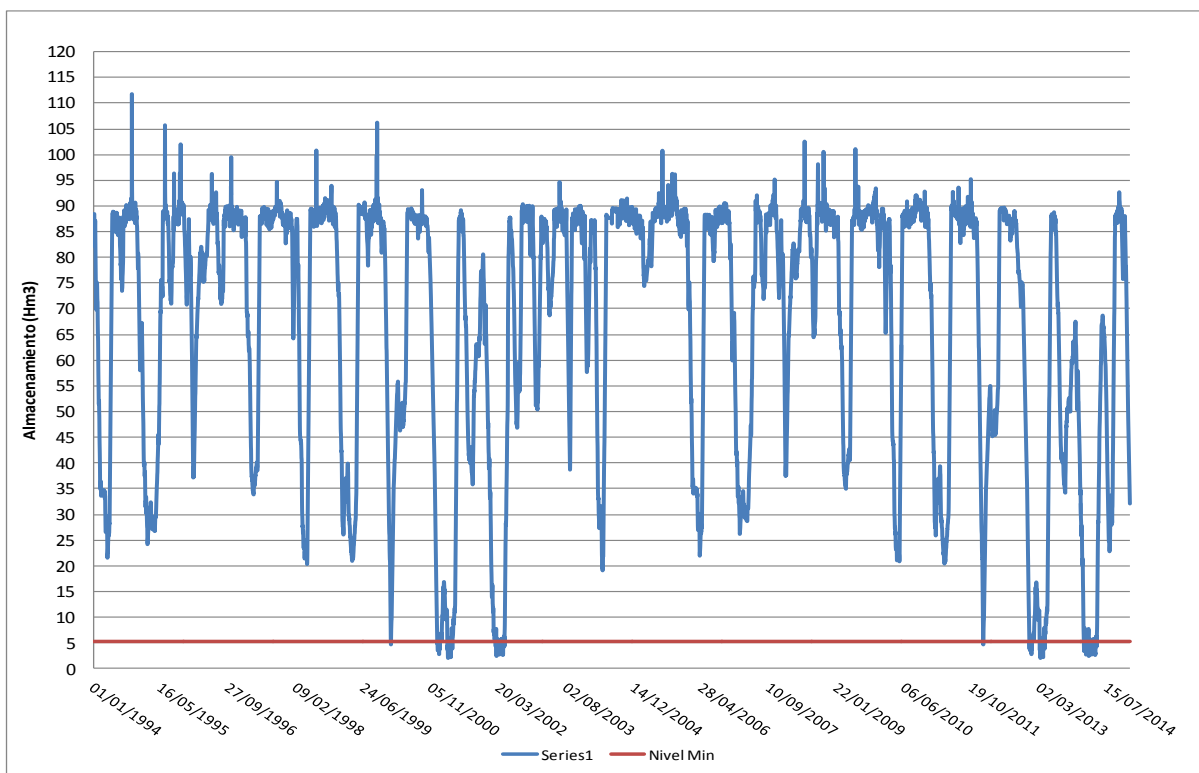
Si SENARA mejora eficiencia 10 y con trasvase critico										
Con Trasvases										
Vol_35m+Trasvseco+Efic-10										
CAUDAL SEGURO(M3/S)	12.50	13.00	14.00	15.00	16.00	18.00	20.00	22.00	23.00	25.00
Días_déficit	4.00	11.00	41.00	93.00	134.00	250.00	489.00	883.00	1067.00	1497.00
Probabilidad de Falla (P)	0.05	0.14	0.53	1.21	1.75	3.26	6.38	11.51	13.91	19.52
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10852.45	10534.27	9916.85	9316.59	8725.77	7581.11	6570.65	5673.67	5261.84	4530.56
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	1.50	10.72	48.52	103.99	168.70	332.69	632.93	1045.83	1291.00	1881.01
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.00	5.00	11.00	25.00	35.00	51.00	70.00	76.00	121.00	125.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	1.50	5.14	15.01	28.02	41.47	62.49	87.00	103.06	182.57	207.62
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.29	6.61	16.49	41.86	61.79	92.66	125.96	136.36	189.67	195.39
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.54	6.88	14.78	43.71	69.01	112.17	165.26	186.33	261.15	272.91
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.24	1.04	0.90	1.04	1.12	1.21	1.31	1.37	1.38	1.40
Fecha Final	05/01/2001	05/01/2001	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2002	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	01/01/2001	31/12/2000	12/04/2014	05/04/2014	26/03/2014	10/03/2002	19/02/2014	13/02/2014	30/12/2013	26/12/2013

### Nivel Operacional de 30 m

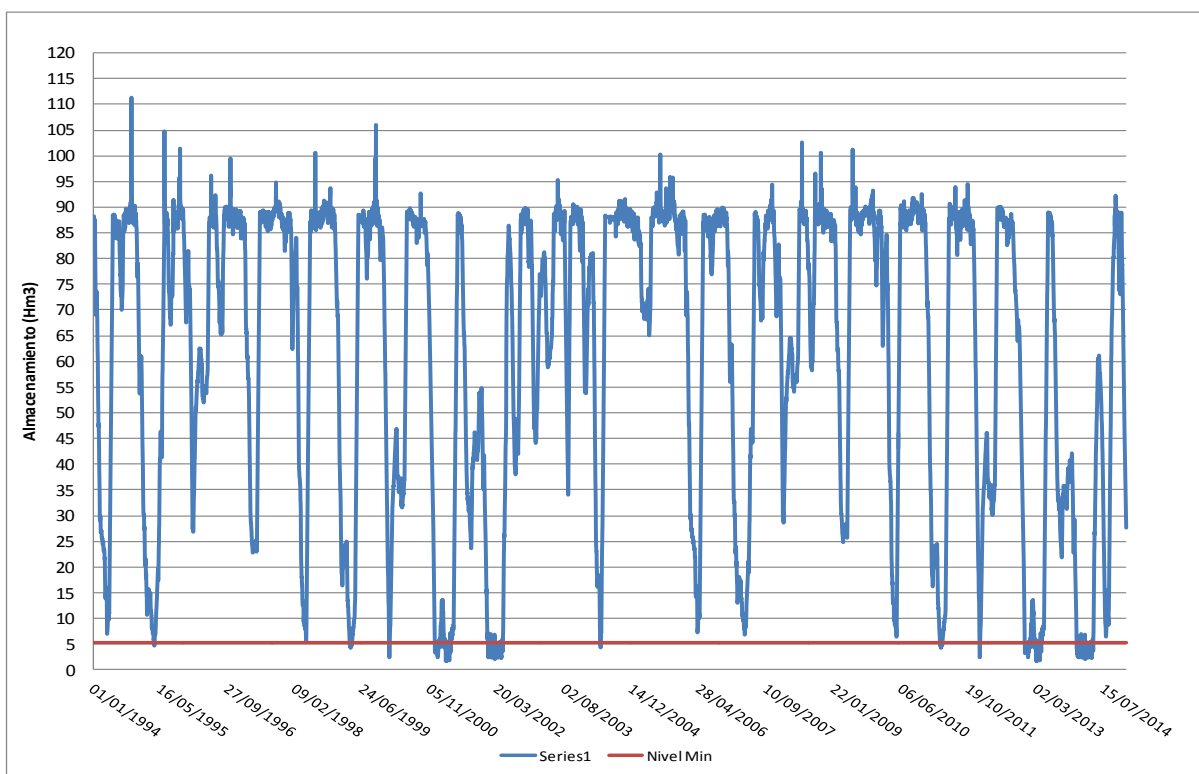
/ol_30m+TRASVseco+Efic-10										
CAUDAL SEGURO(M3/S)	14.00	15.00	16.00	18.00	20.00	22.00	23.00	25.00		
Días_déficit	9.00	55.00	93.00	204.00	323.00	692.00	854.00	1327.00		
Probabilidad de Falla (P)	0.12	0.72	1.21	2.66	4.21	9.02	11.14	17.30		
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	9877.74	9272.61	8676.66	7516.27	6520.16	5494.74	5061.98	4308.19		
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	7.05	56.33	114.82	260.84	441.13	850.91	1070.58	1625.46		
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.00	13.00	24.00	50.00	69.00	76.00	121.00	125.00		
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.87	16.48	29.71	61.37	85.64	101.70	180.69	205.73		
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.00	19.49	39.27	91.16	124.46	136.36	189.67	195.39		
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.46	17.51	41.45	109.33	162.11	186.33	261.15	272.91		
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.08	0.90	1.06	1.20	1.30	1.37	1.38	1.40		
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014		
Fecha inicial	41748.00	17/04/2014	06/04/2014	11/03/2014	20/02/2014	13/02/2014	30/12/2013	26/12/2013		

### Nivel Operacional de 26 m

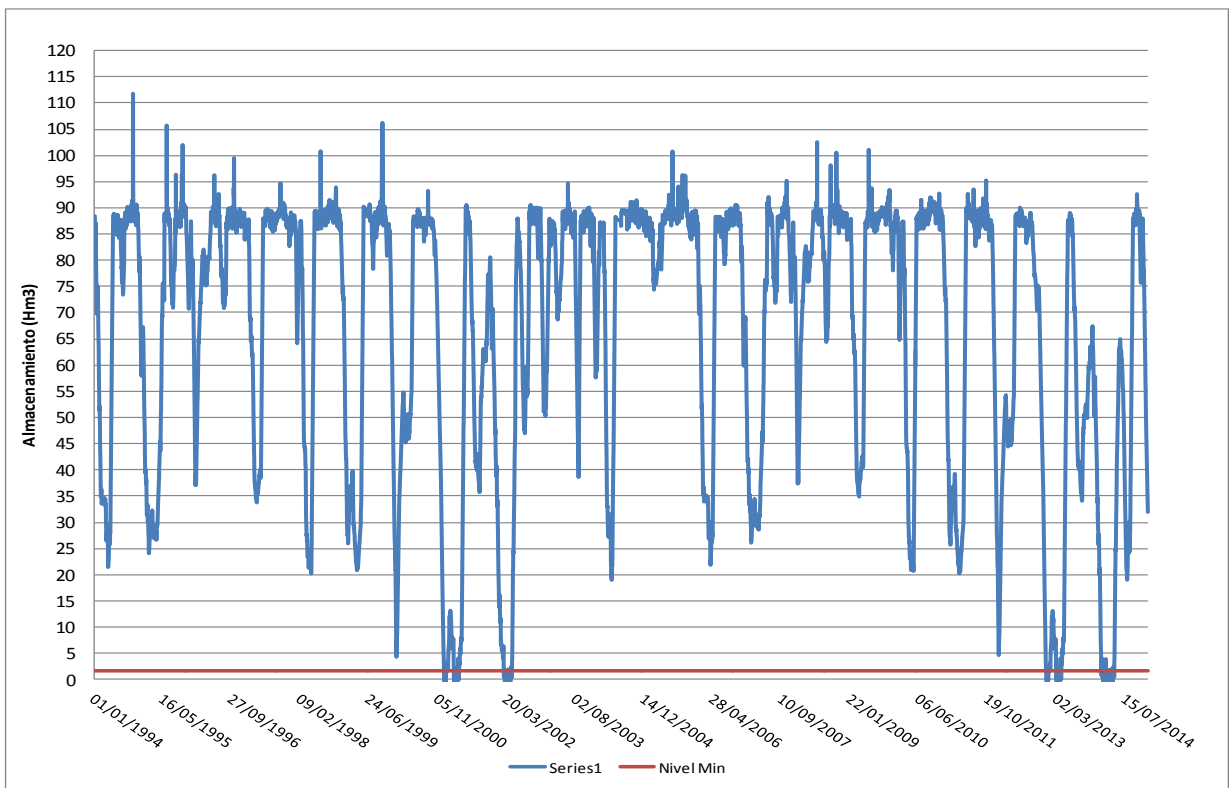
Vol_26m+Trasv+Efic-10										
CAUDAL SEGURO(M3/S)	14.50	15.00	16.00	17.00	18.00	20	22	23	25	
Días_déficit	6.00	22.00	68.00	116.00	177.00	317	644	788	1270	
Probabilidad de Falla (P)	0.08	0.29	0.89	1.51	2.31	4.13	8.40	10.28	16.56	
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	9676.13	9369.69	8772.33	8187.77	7619.12	6382.82	5439.86	4999.73	4235.12	
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	1.51	21.14	78.17	148.22	230.36	430.08	789.61	1001.73	1542.56	
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	3.00	6.00	16.00	36.00	45.00	69.00	75.00	121.00	125.00	
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.77	7.22	20.00	43.03	56.37	80.85	101.14	179.91	204.96	
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	4.40	8.80	23.46	62.68	80.82	122.38	134.58	189.67	195.39	
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.66	7.62	23.67	71.16	97.00	163.28	182.52	261.15	272.90	
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.29	0.87	1.01	1.14	1.20	1.33	1.36	1.38	1.40	
Fecha Final	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	
Fecha inicial	20/04/2014	17/04/2014	14/04/2014	25/03/2014	16/03/2014	20/02/2014	14/02/2014	30/12/2013	26/12/2013	



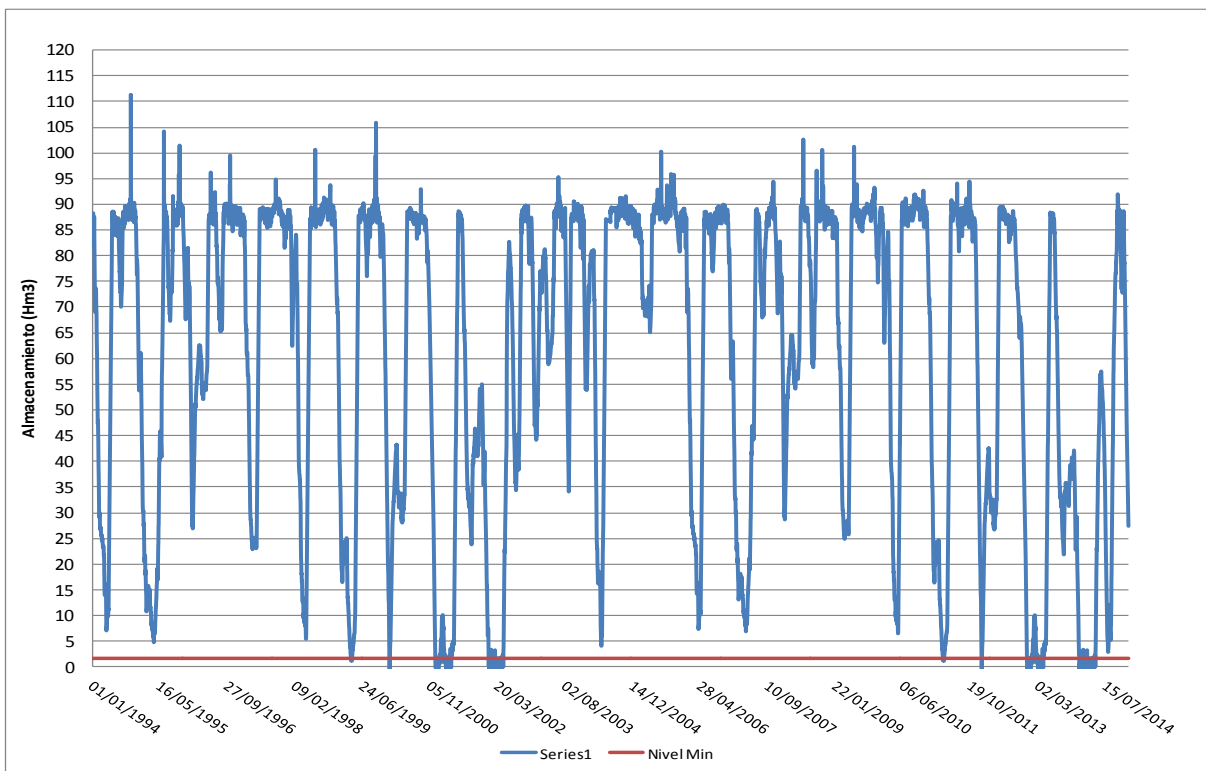
**Figura 25. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3, mejorando 10 % de eficiencia.**



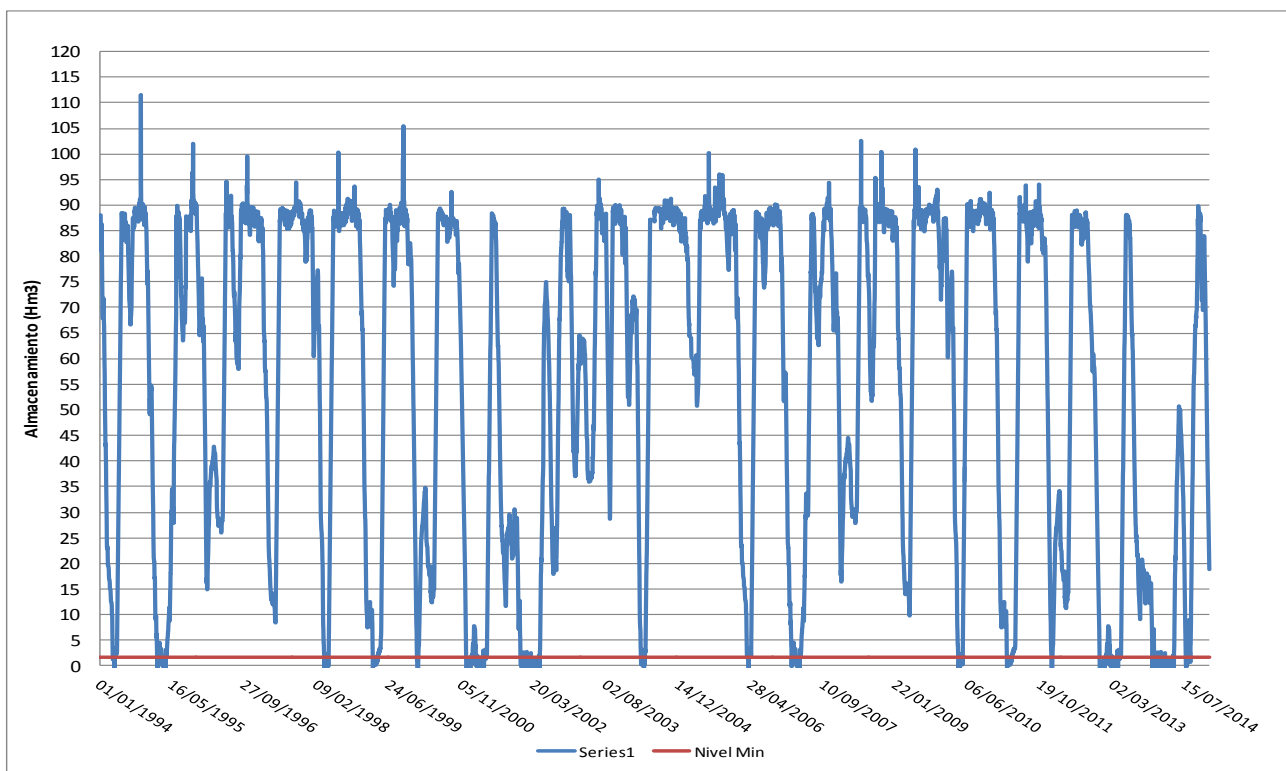
**Figura 26. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 3, mejorando 10 % de eficiencia.**



**Figura 27. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3, mejorando 10 % de eficiencia.**



**Figura 28. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3, mejorando 10 % de eficiencia.**



**Figura 29. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 22 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 3, mejorando 10 % de eficiencia.**

## Escenario 4: Caudales de generación y trasvases para año normal

### Nivel Operacional de 35 m

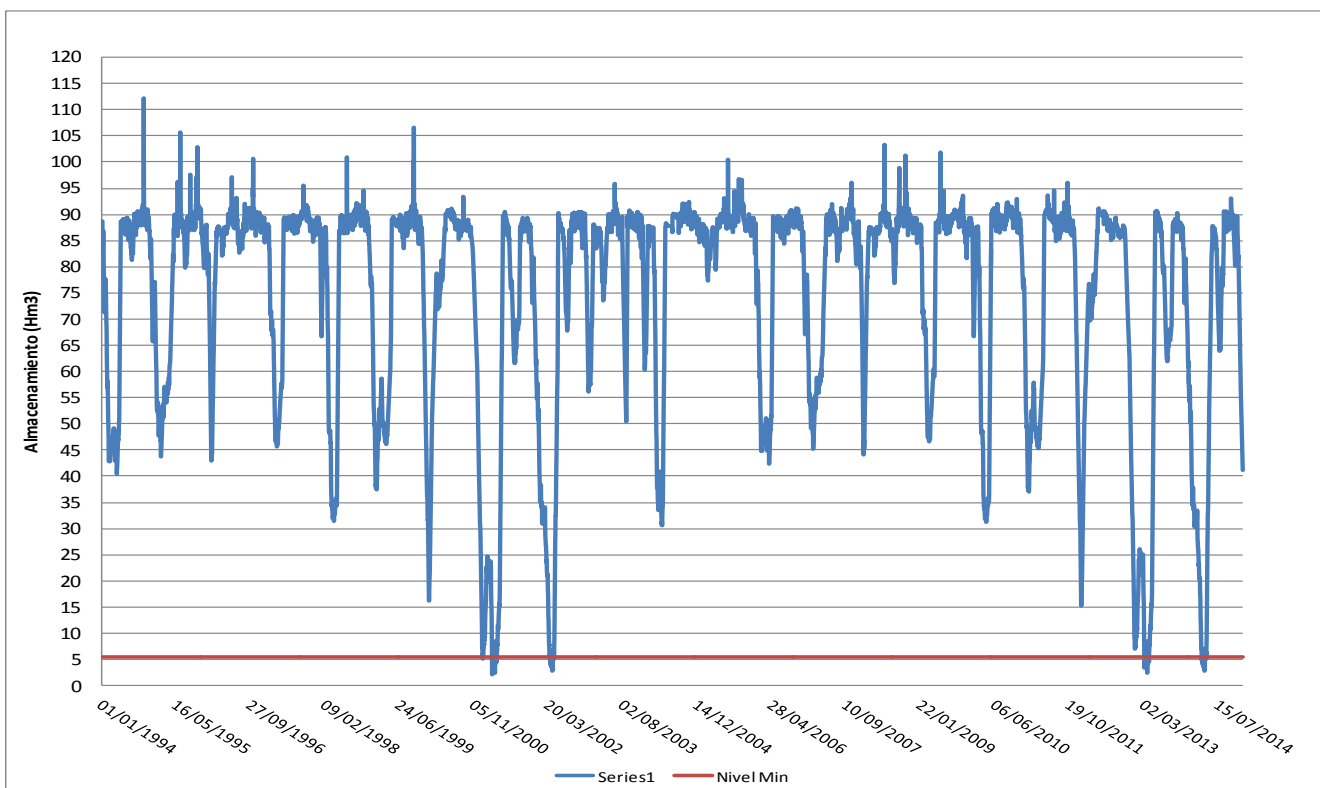
Vol_35m+TRASV_Normal													
CAUDAL SEGURO(M3/S)	13	14	15	16	17	18	19.00	20	21	22	23	25	
	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	25.0	
Días déficit	8.0	54.0	94.0	139.0	175.0	230.0	344.0	490.0	627.0	836.0	1024.0	1415.0	
Probabilidad de Falla (P)	0.10	0.70	1.23	1.81	2.28	3.00	4.49	6.39	8.18	10.90	13.35	18.45	
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11443.4	10829.5	10230.8	9639.2	9047.9	8460.9	7925.6	7440.3	6969.0	6524.0	6095.5	5357.2	
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	13.1	54.5	111.3	175.3	238.7	305.8	426.3	594.8	780.4	989.0	1218.6	1802.0	
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.0	19.0	26.0	39.0	45.0	62.0	69.0	71.0	73.0	79.0	121.0	127.0	
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.7	19.4	33.0	46.1	57.9	72.6	82.5	90.5	98.5	106.6	186.9	213.3	
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.7	32.9	48.8	77.7	91.4	125.1	138.3	141.9	145.3	156.8	210.7	221.1	
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	4.9	33.0	49.4	86.2	103.5	152.1	173.1	180.2	186.7	209.7	277.5	298.1	
% ABASTECIMIENTO (5d)	0.7	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	19/04/2014	11/04/2014	04/04/2014	22/03/2014	16/03/2014	27/02/2014	20/02/2014	18/02/2014	16/02/2014	10/02/2014	30/12/2013	24/12/2013	

### Nivel Operacional de 30 m

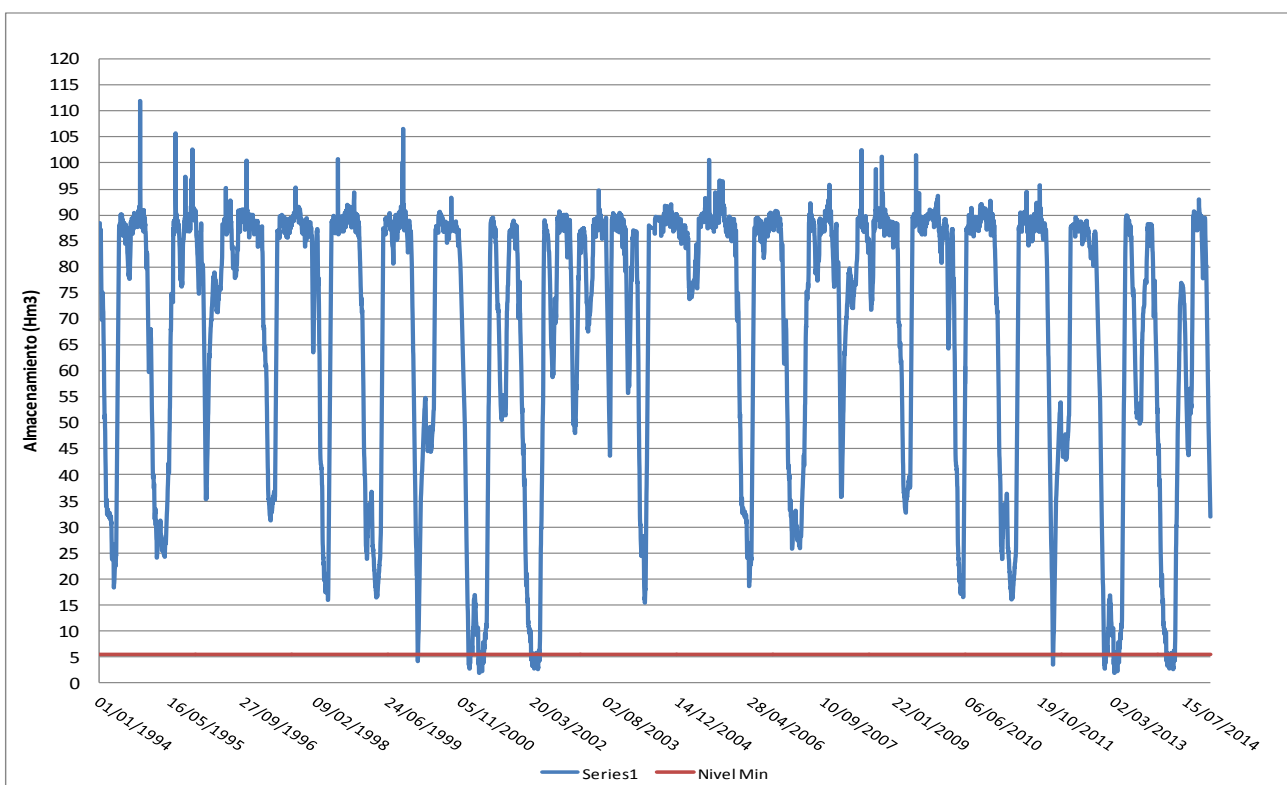
Vol_30m+TRASV_normal													
CAUDAL SEGURO(M3/S)	13.50	14	15	16	17	18	19.00	20	21	22	23	25	
	13.5	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	25.0	
Días déficit	6.0	14.0	61.0	94.0	132.0	175.0	226.0	348.0	487.0	646.0	844.0	1256.0	
Probabilidad de Falla (P)	0.08	0.18	0.80	1.23	1.72	2.28	2.95	4.54	6.35	8.42	11.01	16.38	
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11107.2	10792.8	10185.6	9586.0	8986.5	8393.1	7808.4	7277.3	6801.5	6336.6	5897.8	5138.1	
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	2.1	16.1	62.2	117.3	171.7	231.7	298.0	420.0	598.4	787.4	1001.4	1550.3	
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	3.0	6.0	19.0	27.0	37.0	48.0	64.0	71.0	73.0	77.0	114.0	126.0	
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	1.8	8.0	21.4	34.4	47.4	60.4	74.1	89.1	97.2	105.2	174.1	211.4	
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.0	10.0	32.9	50.5	73.2	97.0	128.4	141.9	145.3	153.5	204.3	219.1	
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.0	8.3	33.0	51.7	80.0	113.5	161.6	180.2	186.7	202.2	268.1	294.0	
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.2	0.8	1.0	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	
Fecha Final	23/04/2014	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	20/04/2014	17/04/2014	11/04/2014	03/04/2014	24/03/2014	13/03/2014	25/02/2014	18/02/2014	16/02/2014	12/02/2014	06/01/2014	25/12/2013	

### Nivel Operacional de 26 m

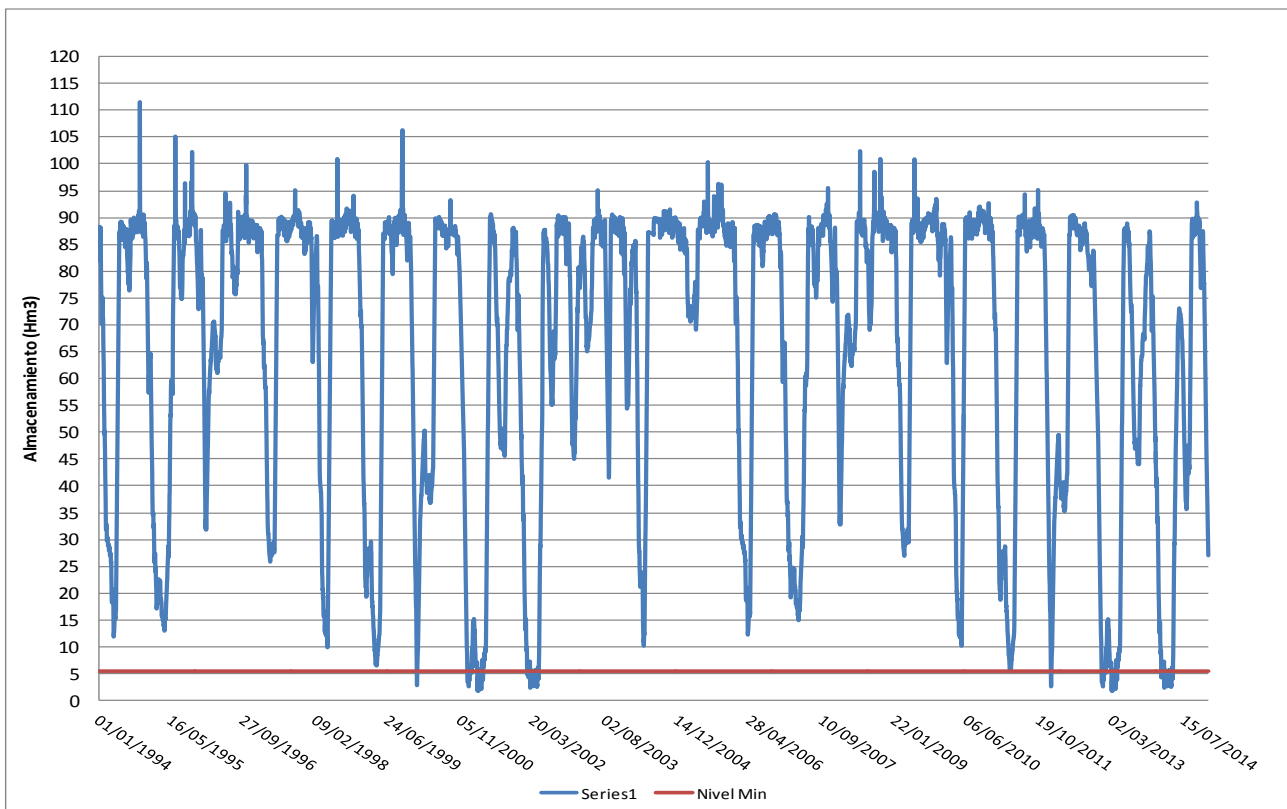
Vol_26m+TRASV_Normal													
CAUDAL SEGURO(M3/S)	14.00	15	16	17	18	19.00	20	21	22	23	24	25	
	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	
Días déficit	10.0	43.0	83.0	114.0	157.0	206.0	290.0	437.0	608.0	769.0	989.0	1199.0	
Probabilidad de Falla (P)	0.13	0.56	1.08	1.49	2.05	2.69	3.78	5.70	7.93	10.03	12.90	15.63	
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10785.5	10170.8	9571.2	8971.7	8374.3	7785.0	7229.4	6746.9	6283.9	5835.8	5433.8	5063.6	
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	8.5	46.6	100.9	154.9	210.6	274.4	368.3	538.8	726.6	932.4	1184.2	1467.3	
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.0	14.0	24.0	30.0	44.0	58.0	70.0	73.0	77.0	112.0	123.0	126.0	
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	4.3	17.5	30.5	43.3	56.7	70.0	88.6	96.6	104.6	170.1	196.0	210.6	
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	6.7	23.3	43.6	57.3	87.9	116.5	140.0	145.3	153.5	202.5	214.2	219.1	
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	7.0	20.9	45.0	58.9	102.2	144.9	176.4	186.7	202.2	265.1	284.9	294.0	
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.1	0.9	1.0	1.0	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	
Fecha Final	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	19/04/2014	16/04/2014	06/04/2014	31/03/2014	17/03/2014	03/03/2014	19/02/2014	16/02/2014	12/02/2014	08/01/2014	28/12/2013	25/12/2013	



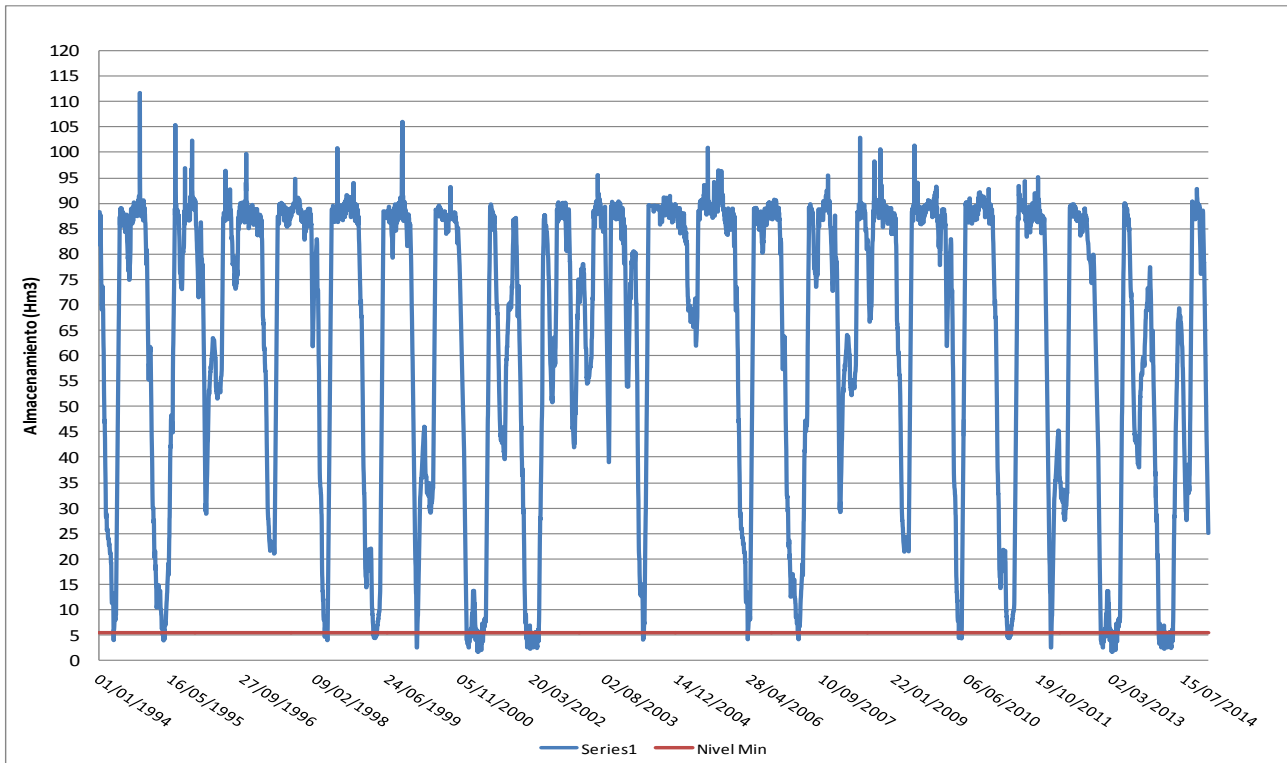
**Figura 30. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 15 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4.**



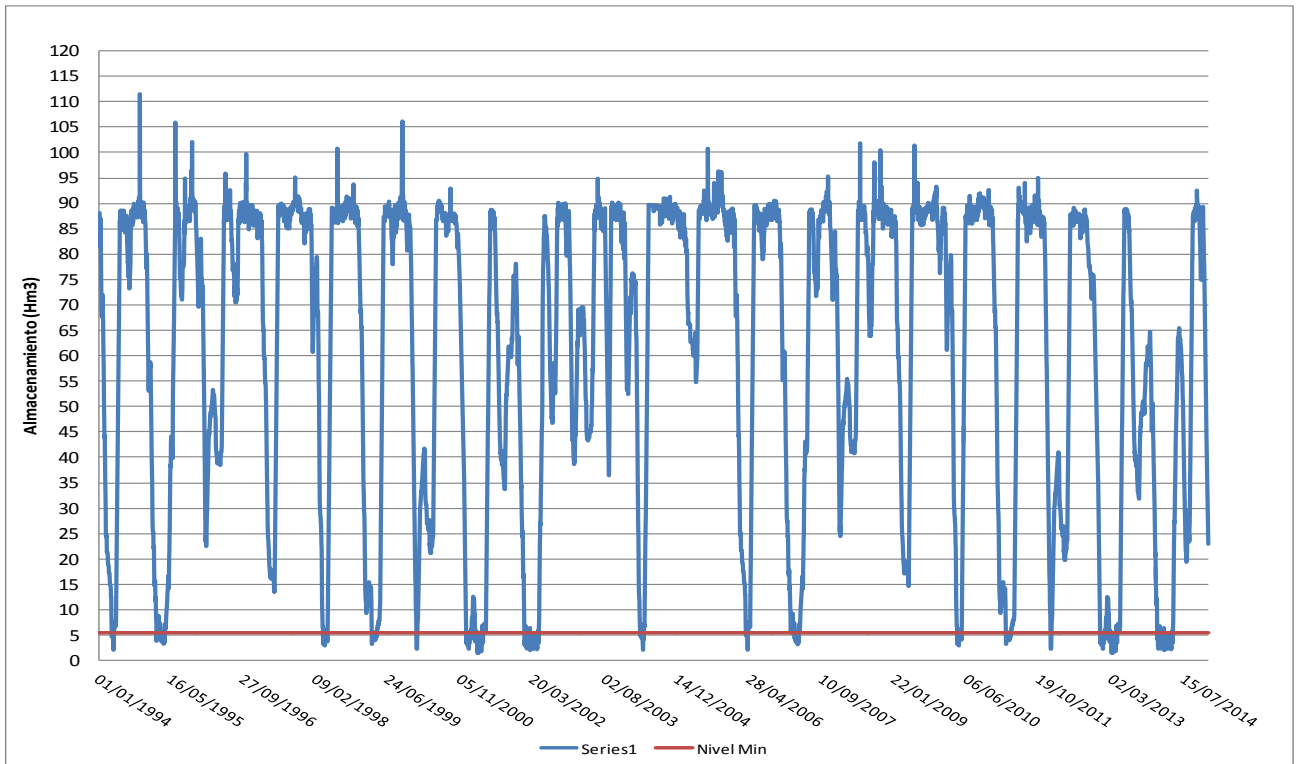
**Figura 31. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4.**



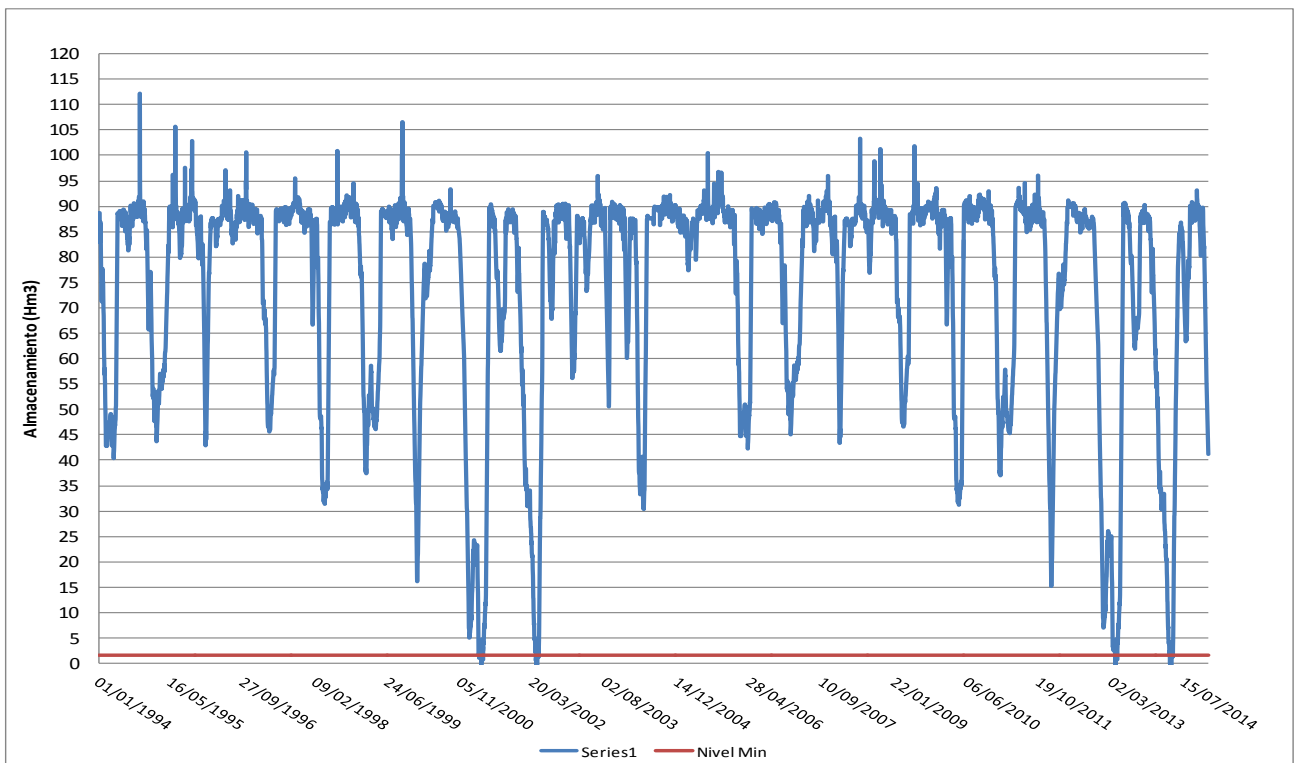
**Figura 32. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 19 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4.**



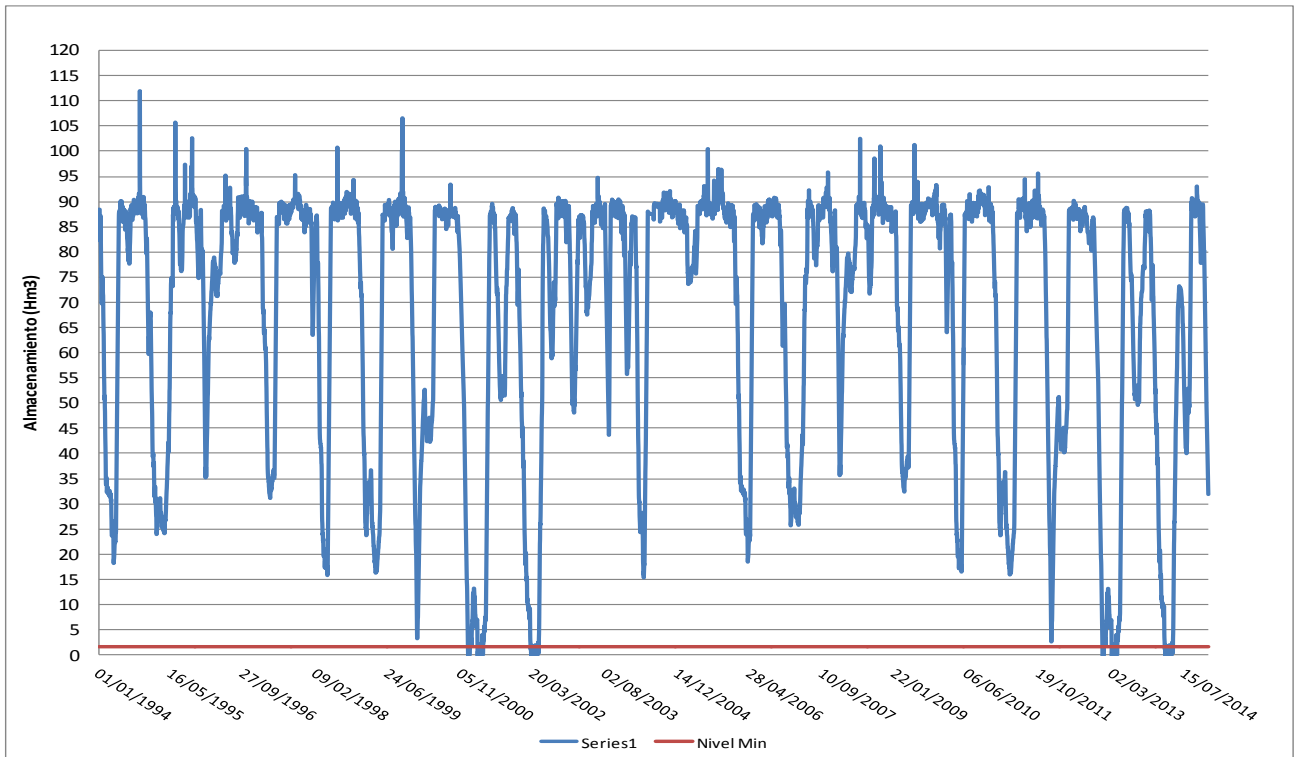
**Figura 33. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4.**



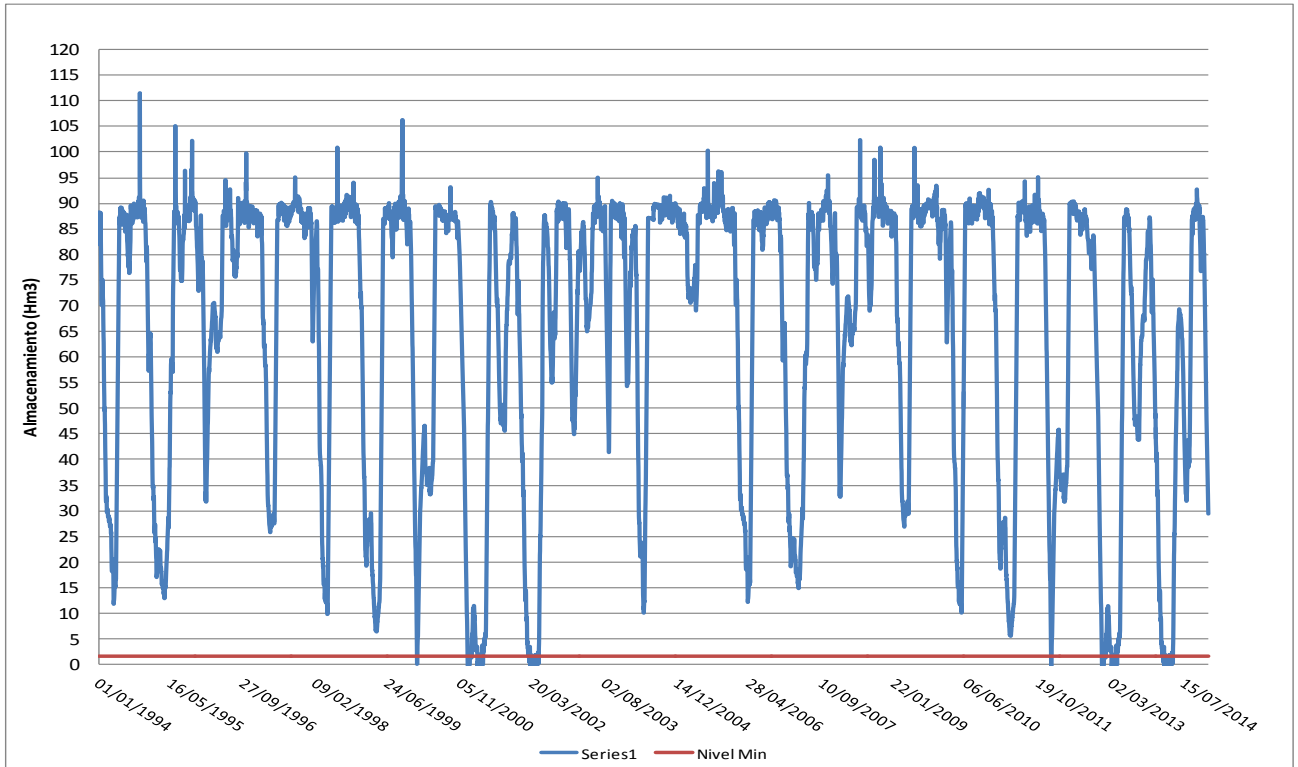
**Figura 34. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 21 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4.**



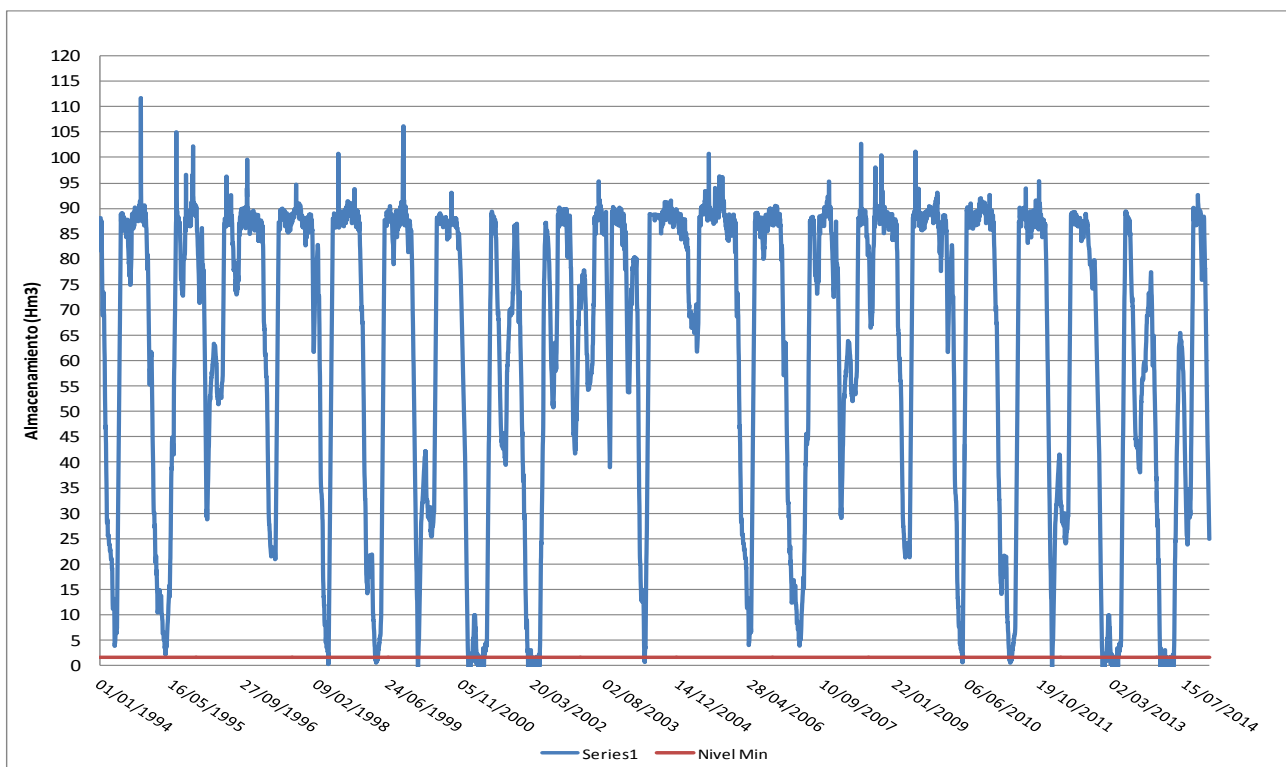
**Figura 35. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 15 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4.**



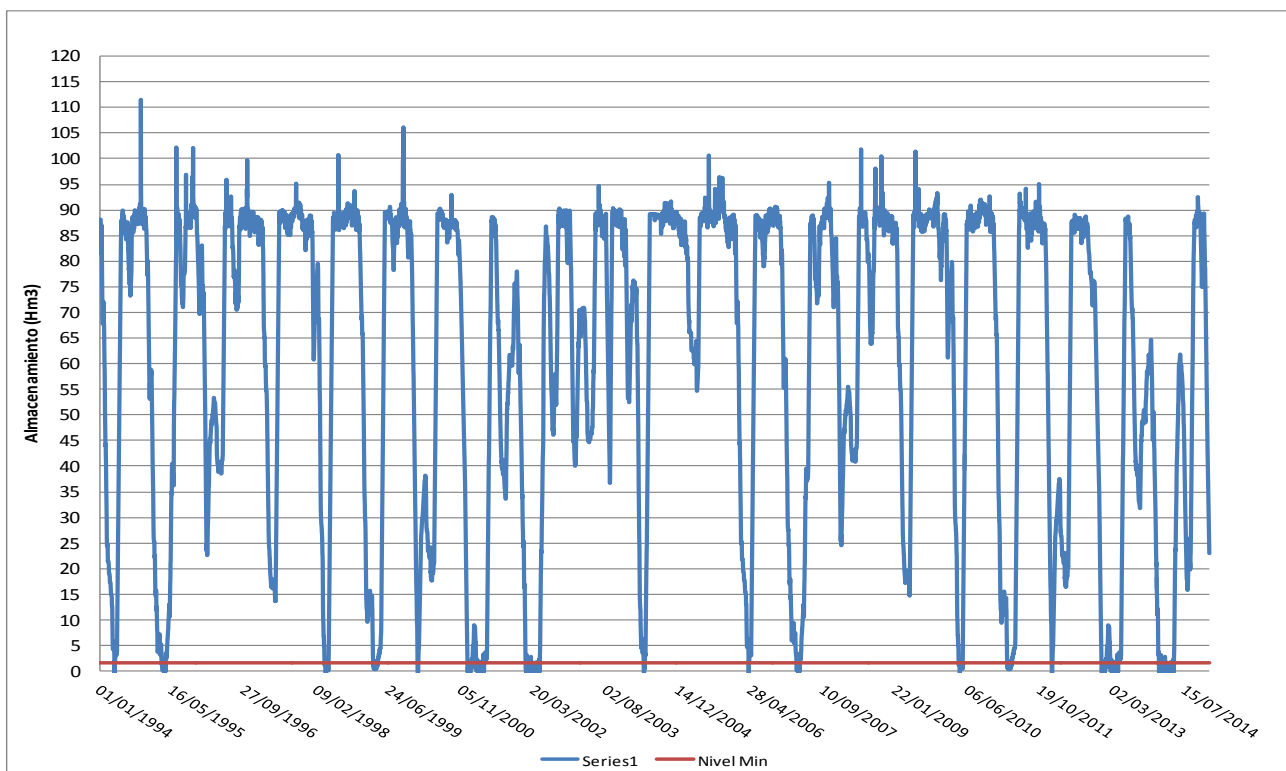
**Figura 36. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4.**



**Figura 37. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 19 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4.**



**Figura 38. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4.**



**Figura 39. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 21 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4.**

## Escenario 4: Caudales de generación y trasvases para año normal con mejora en eficiencia del 10% o restricción en el sistema.

### Nivel Operacional de 35 m

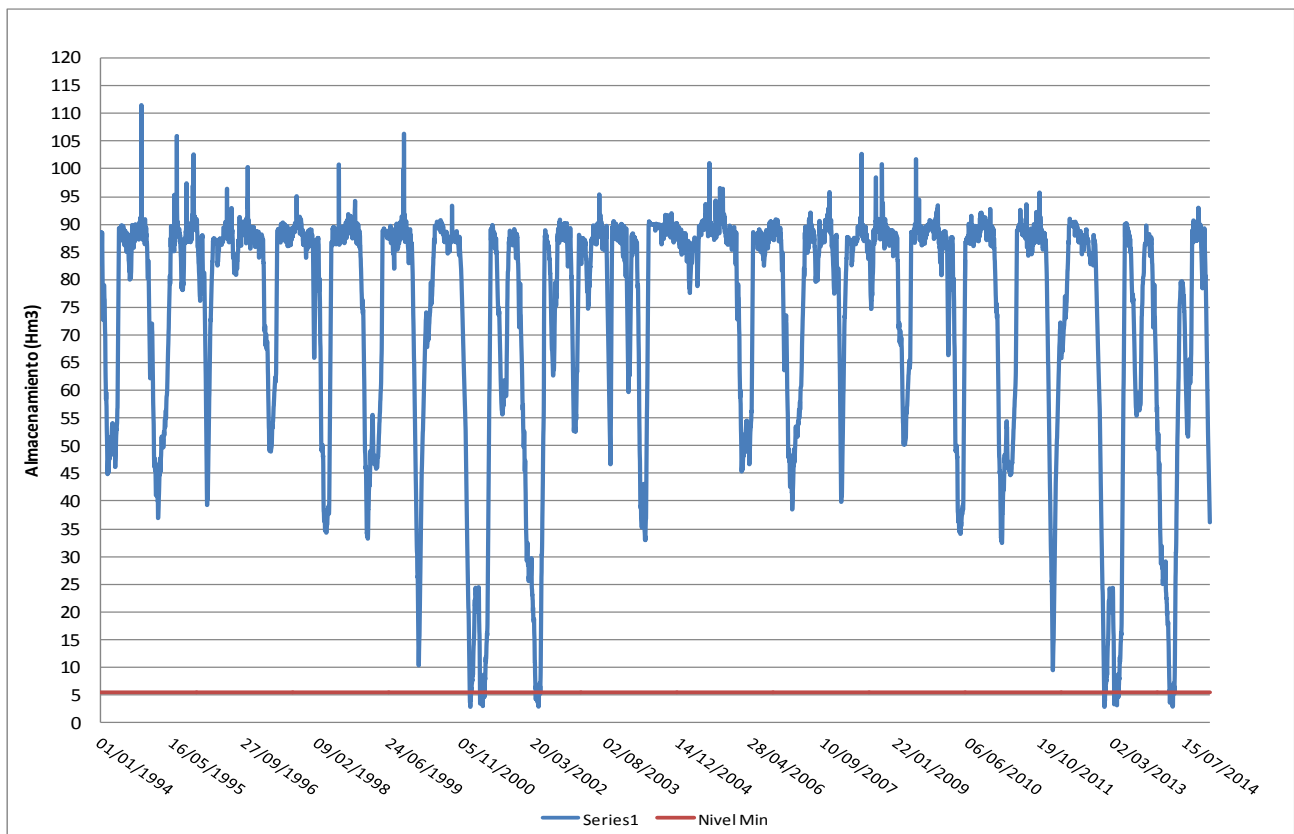
Vol_35m+TRASV_Normal+efci_10%										
SAFE_YIELD(M3/S)	15	16	17	18	19	20	22	24	25	27
Días déficit	7.00	24.00	61.00	103.00	159.00	199	383	647	823	1290
Probabilidad de Falla (P)	0.09	0.31	0.80	1.34	2.07	2.59	4.99	8.44	10.73	16.82
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	11296.03	10668.18	10055.15	9462.53	8871.53	8283.1	7189.3	6265.5	5833.6	5034.2
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	5.98	33.20	75.53	138.58	202.88	270.1	485.3	871.2	1098.9	1619.8
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	4.00	8.00	19.00	28.00	42.00	45	67	73	75	124
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.75	10.43	20.33	33.37	46.41	53.8	77.2	93.3	101.3	199.6
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	5.29	9.09	30.68	48.00	76.12	82.3	120.6	130.7	134.3	193.6
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	7.26	9.54	37.72	56.41	97.60	109.2	174.4	195.7	203.4	298.1
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.37	1.05	1.23	1.18	1.28	1.3	1.4	1.5	1.5	1.5
Fecha Final	05/01/2013	05/01/2001	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014
Fecha inicial	01/01/2013	28/12/2000	04/04/2014	02/04/2014	19/03/2014	16/03/2014	22/02/2014	16/02/2014	14/02/2014	27/12/2013

### Nivel Operacional de 30 m

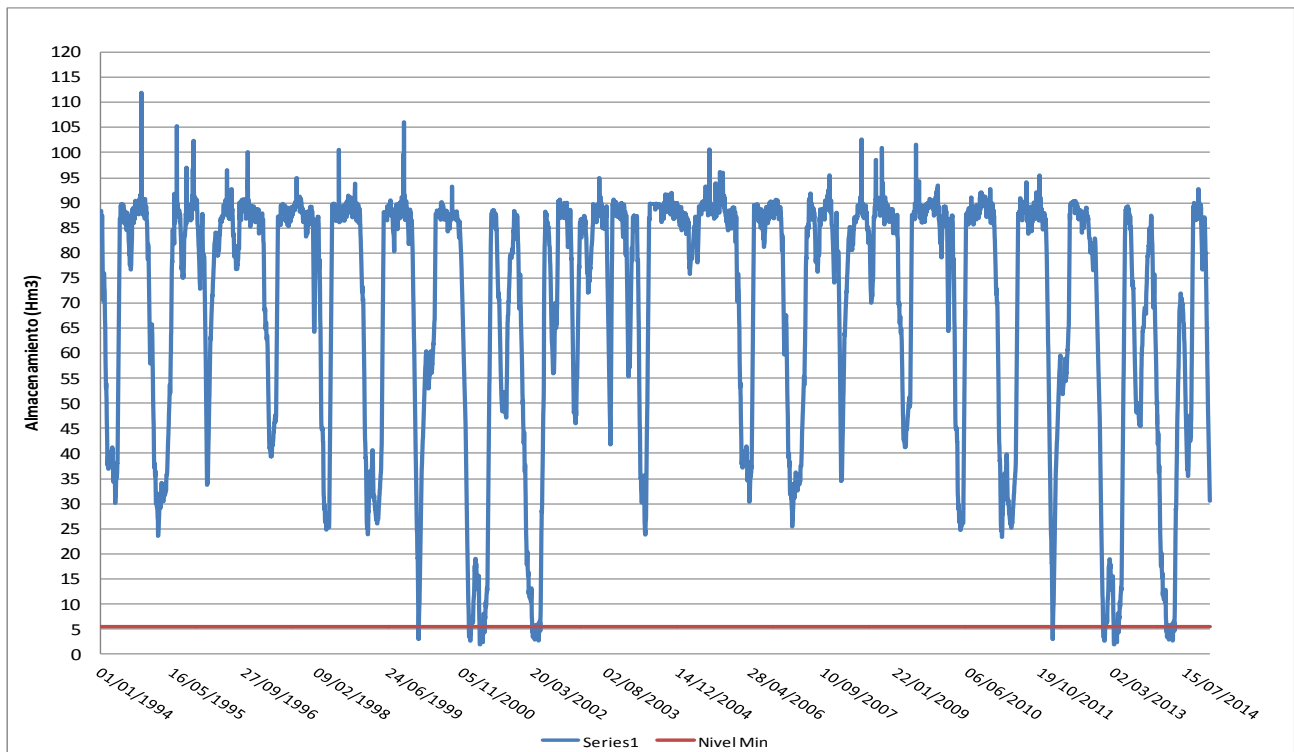
Vol_30m+TRASV_normal+efic_10%										
SAFE_YIELD(M3/S)	16.2	16.5	17	18	20	22	24	25	27	
Días déficit	1.00	9.00	23.00	64.00	145	265	531	678	1091	
Probabilidad de Falla (P)	0.01	0.12	0.30	0.83	1.89	3.46	6.92	8.84	14.23	
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10507.22	10318.72	10008.55	9405.76	8218.9	7082.6	6096.5	5643.6	4817.2	
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	0.62	7.61	25.54	77.24	199.7	369.0	686.5	887.5	1370.4	
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	1.00	4.00	7.00	19.00	40	66	73	74	123	
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.62	2.90	9.02	21.68	48.0	75.8	91.9	99.9	197.7	
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	1.32	5.29	10.49	29.58	72.0	118.6	130.7	132.5	191.8	
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	1.49	7.27	10.29	35.35	94.6	170.3	195.7	199.3	293.8	
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.13	1.37	0.98	1.20	1.3	1.4	1.5	1.5	1.5	
Fecha Final	05/01/2001	05/01/2001	23/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	30/04/2014	
Fecha inicial	04/01/2001	01/01/2001	16/04/2014	11/04/2014	21/03/2014	23/02/2014	16/02/2014	15/02/2014	28/12/2013	

### Nivel Operacional de 26 m

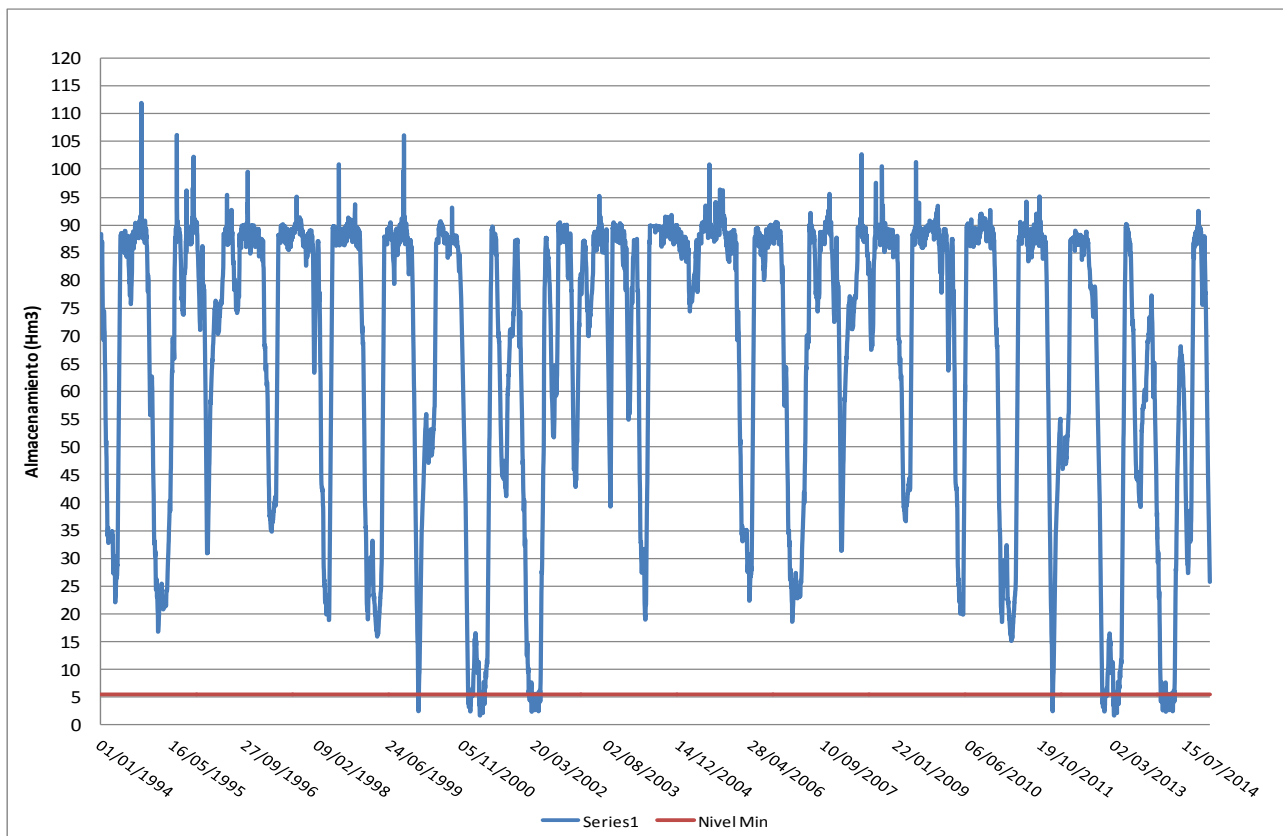
SAFE_YIELD(M3/S)	17	18	19	20	22	24	25	27
Días déficit	3.00	35.00	80.00	114.00	251.00	483.00	622.00	1008.00
Probabilidad de Falla (P)	0.04	0.46	1.04	1.49	3.27	6.30	8.11	13.14
VERTIDO (Hm <sup>3</sup> )	10115.88	9502.78	8903.55	8307.63	7060.71	6041.56	5588.21	4746.02
DEFICIT TOTAL (Hm <sup>3</sup> )	1.01	41.40	96.57	155.31	343.94	626.49	825.50	1288.59
Vulnerabilidad (5 días consecutivos)	2.00	9.00	22.00	30.00	66.00	73.00	74.00	123.00
DEFICIT (5d) (Hm <sup>3</sup> )	0.74	12.36	25.20	38.95	75.28	91.34	99.37	196.97
DEMANDA CO2 (5d) (Hm <sup>3</sup> )	2.93	13.20	35.01	50.58	118.58	130.75	132.53	191.82
QIN LAGO (5d) (Hm <sup>3</sup> )	3.76	13.78	44.01	63.20	170.28	195.71	199.28	293.83
% ABASTECIMIENTO (5d)	1.28	1.04	1.26	1.25	1.44	1.50	1.50	1.53
Fecha Final	41752.00	41752.00	41759.00	41759.00	41759.00	41759.00	41759.00	41759.00
Fecha inicial	21/04/2014	14/04/2014	08/04/2014	31/03/2014	23/02/2014	16/02/2014	15/02/2014	28/12/2013



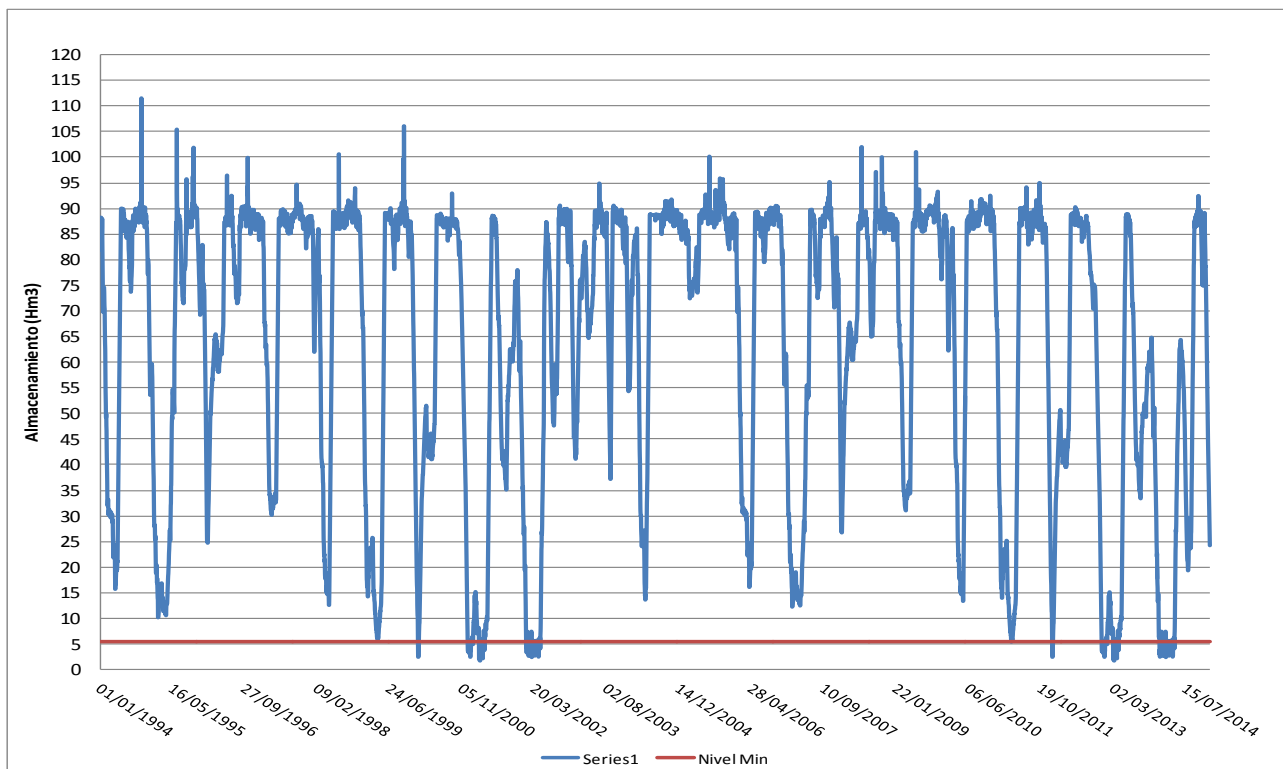
**Figura 40. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



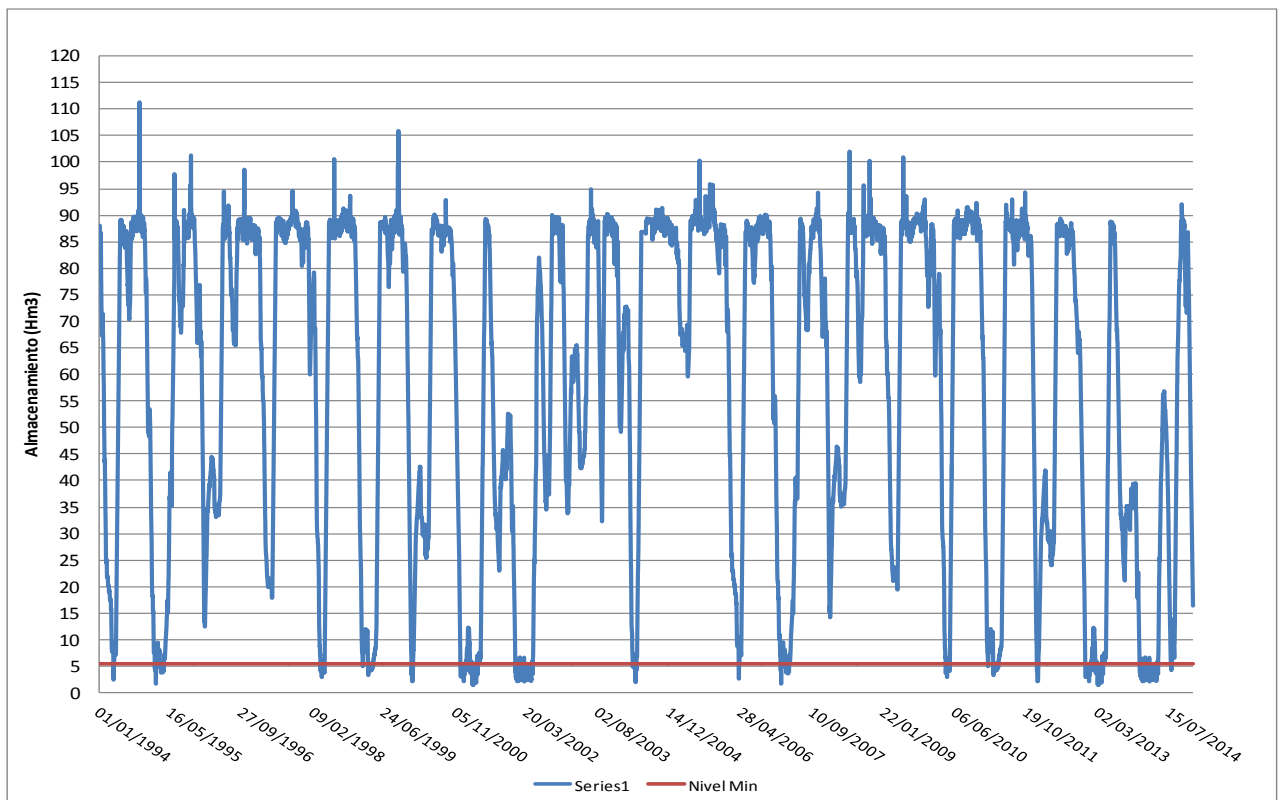
**Figura 41. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



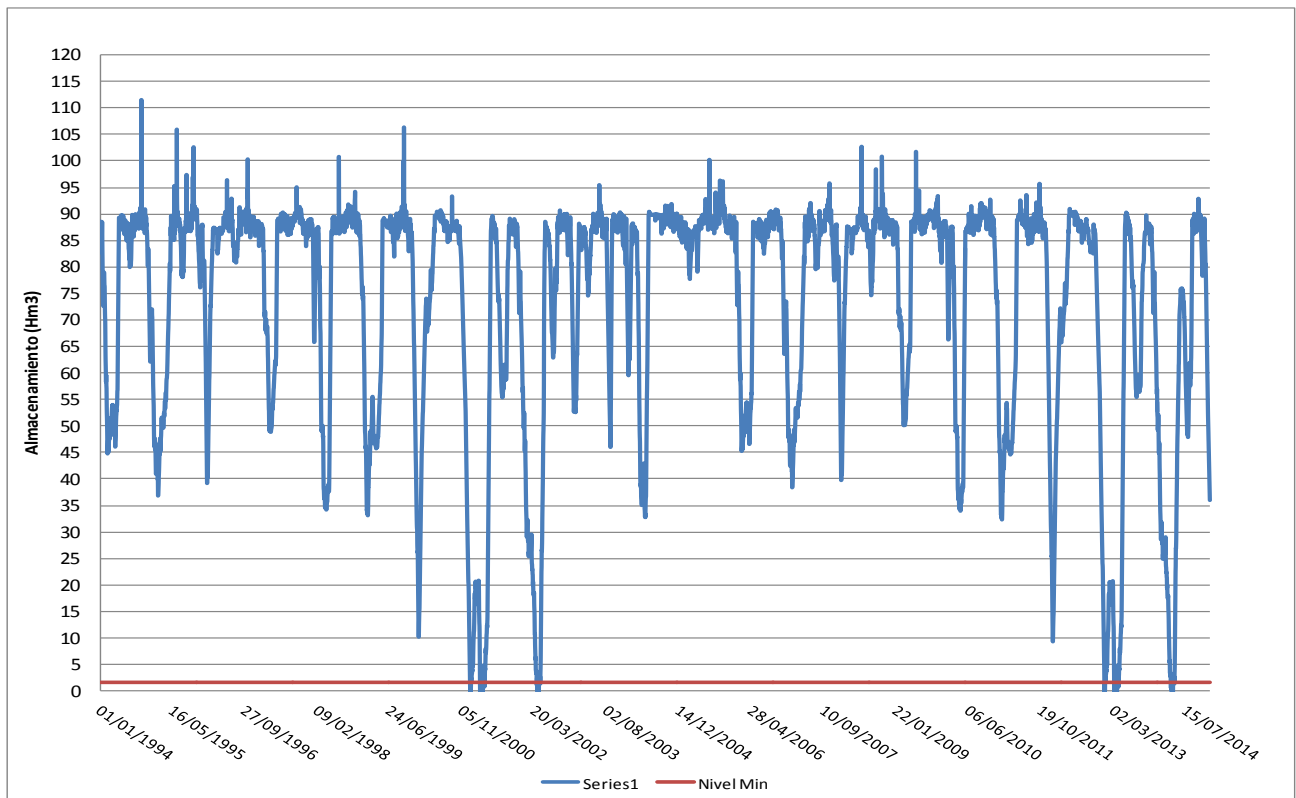
**Figura 42. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



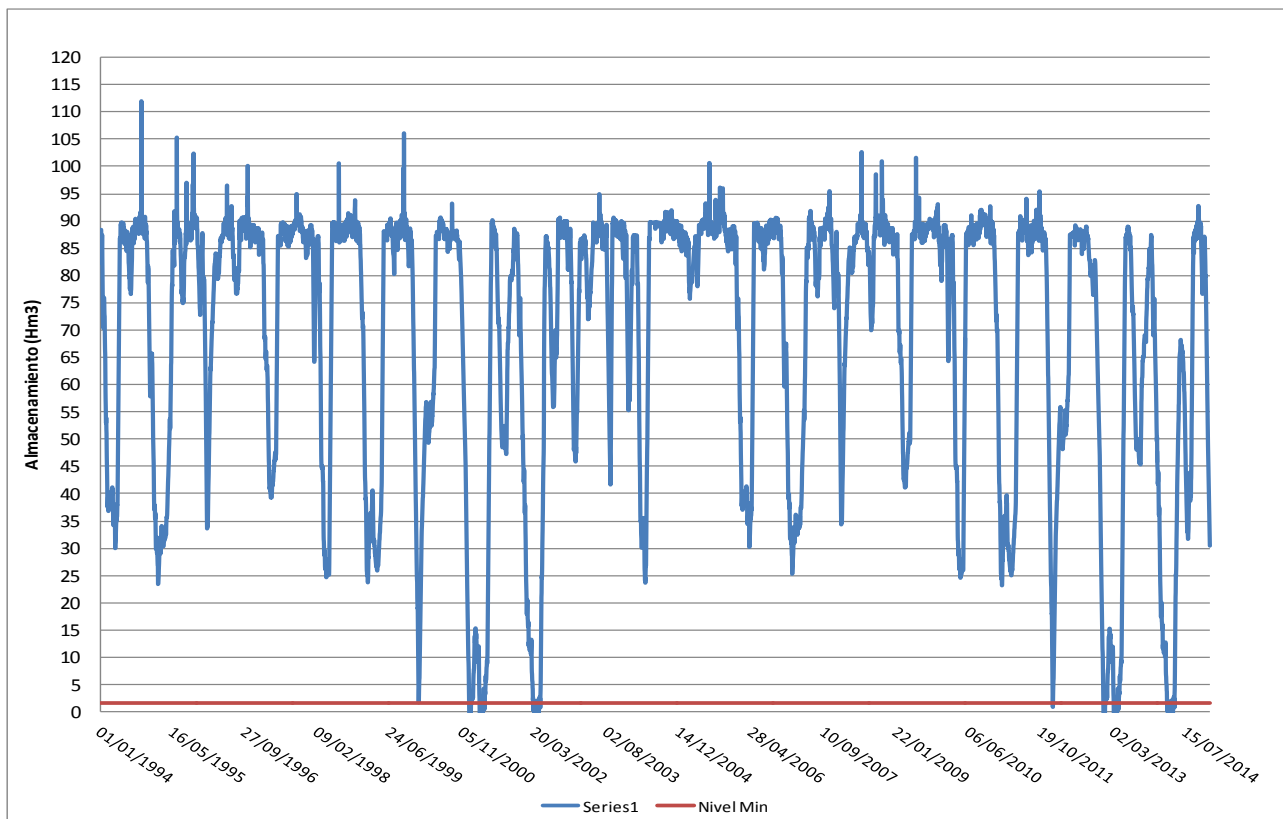
**Figura 43. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 22 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



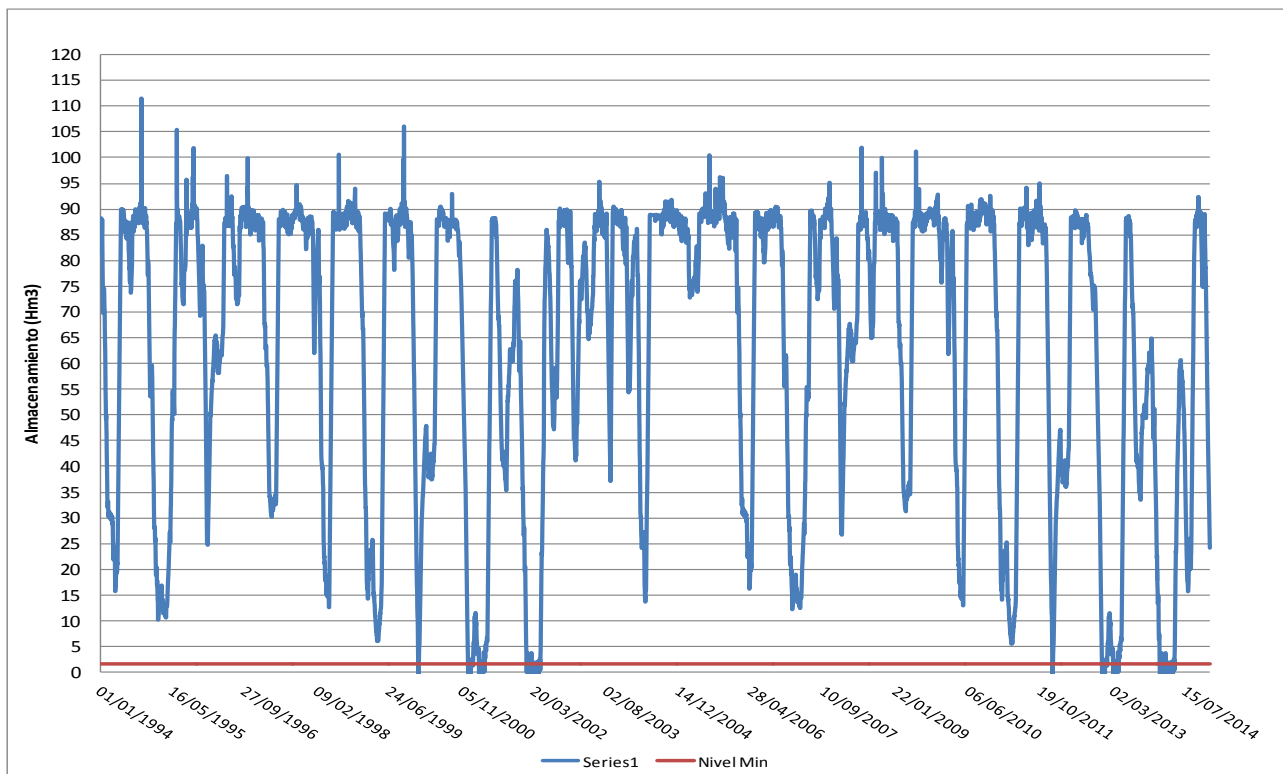
**Figura 44. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 24 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 30 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



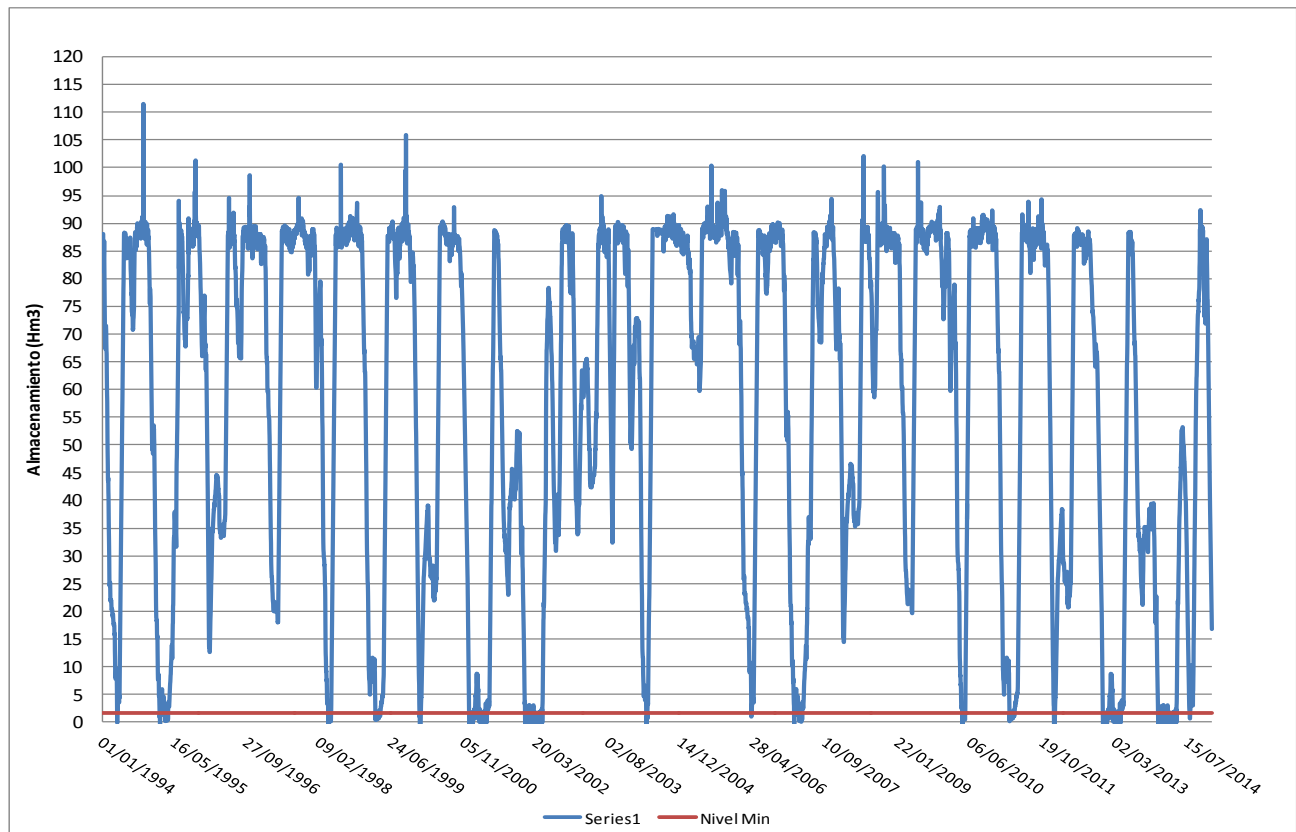
**Figura 45. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 18 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**



**Figura 46. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 20 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**

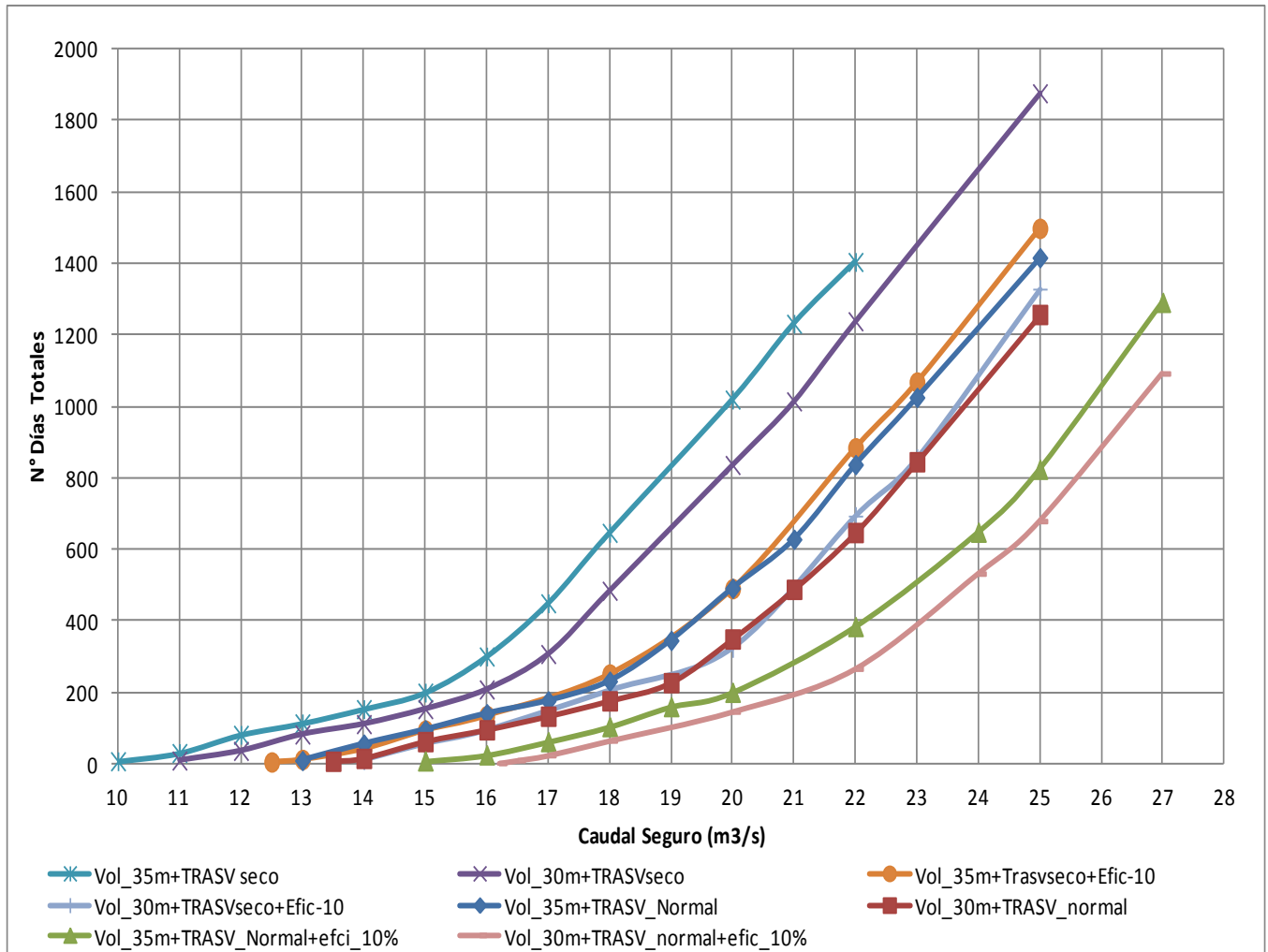


**Figura 47. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 22 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**

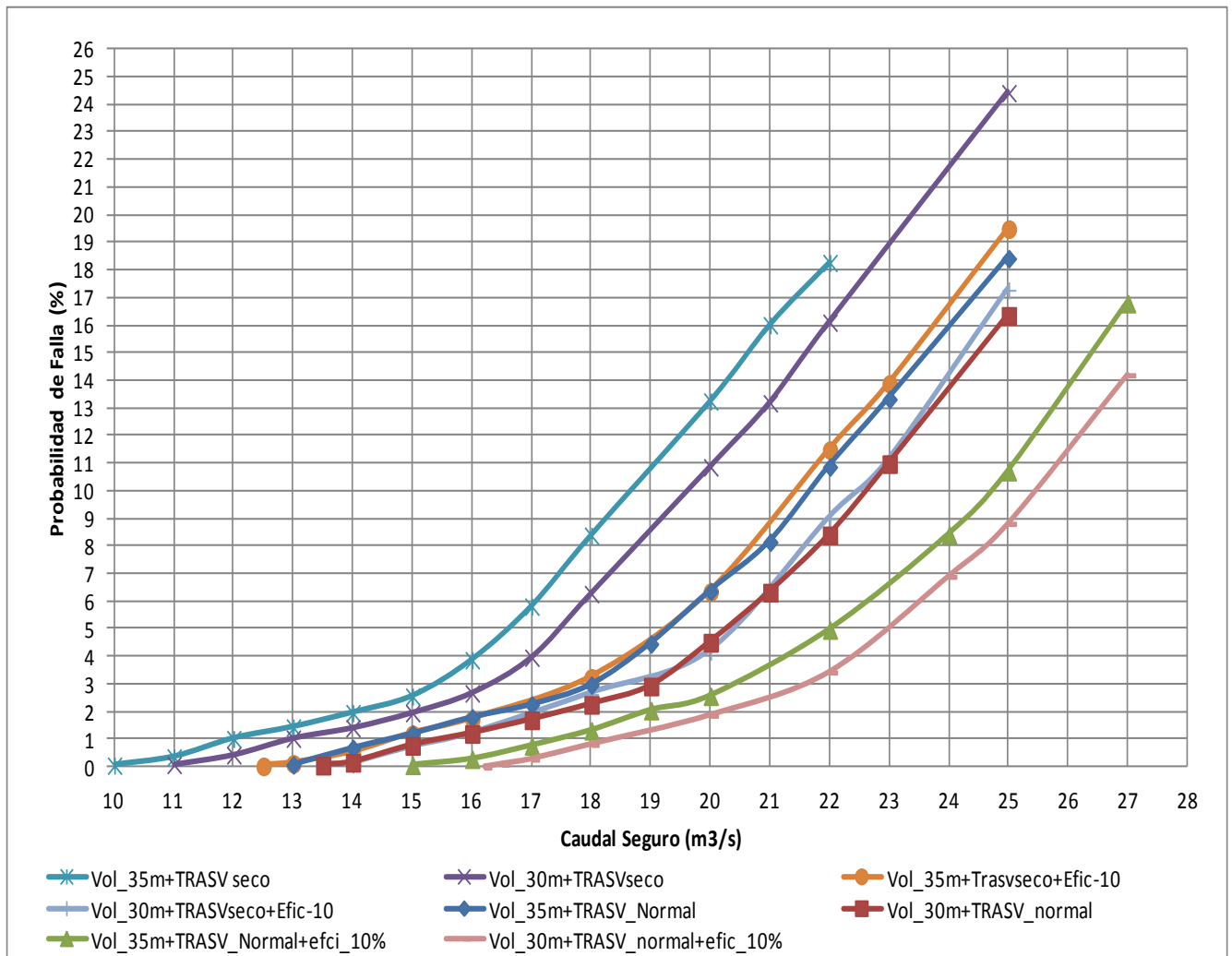


**Figura 48. Cambio en almacenamiento del embalse Piedras para un Caudal seguro de 24 m<sup>3</sup>/s y un nivel operacional de 26 m para el escenario 4, mejorando 10 % de eficiencia.**

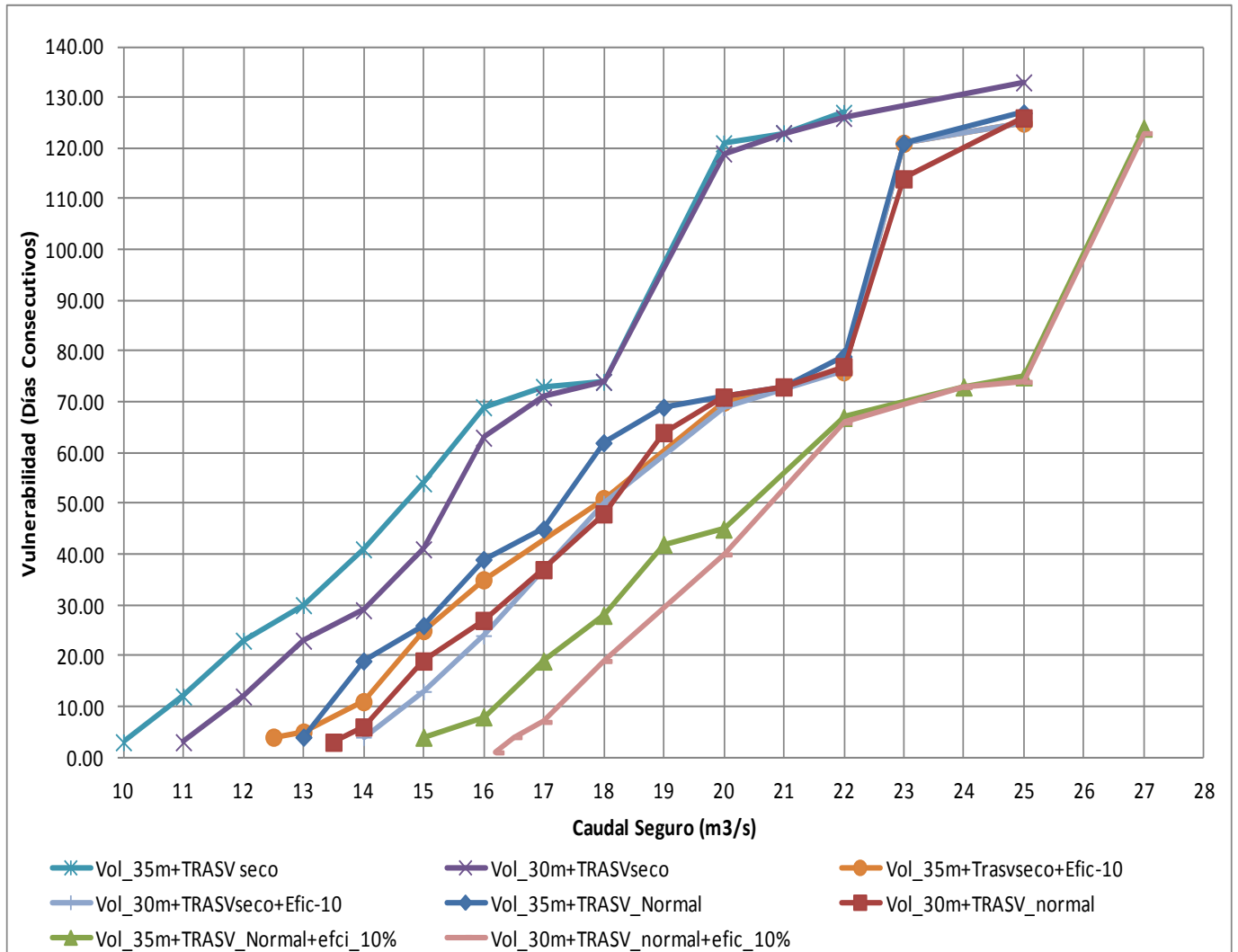
## Gráficas resumen de los escenarios 3 y 4



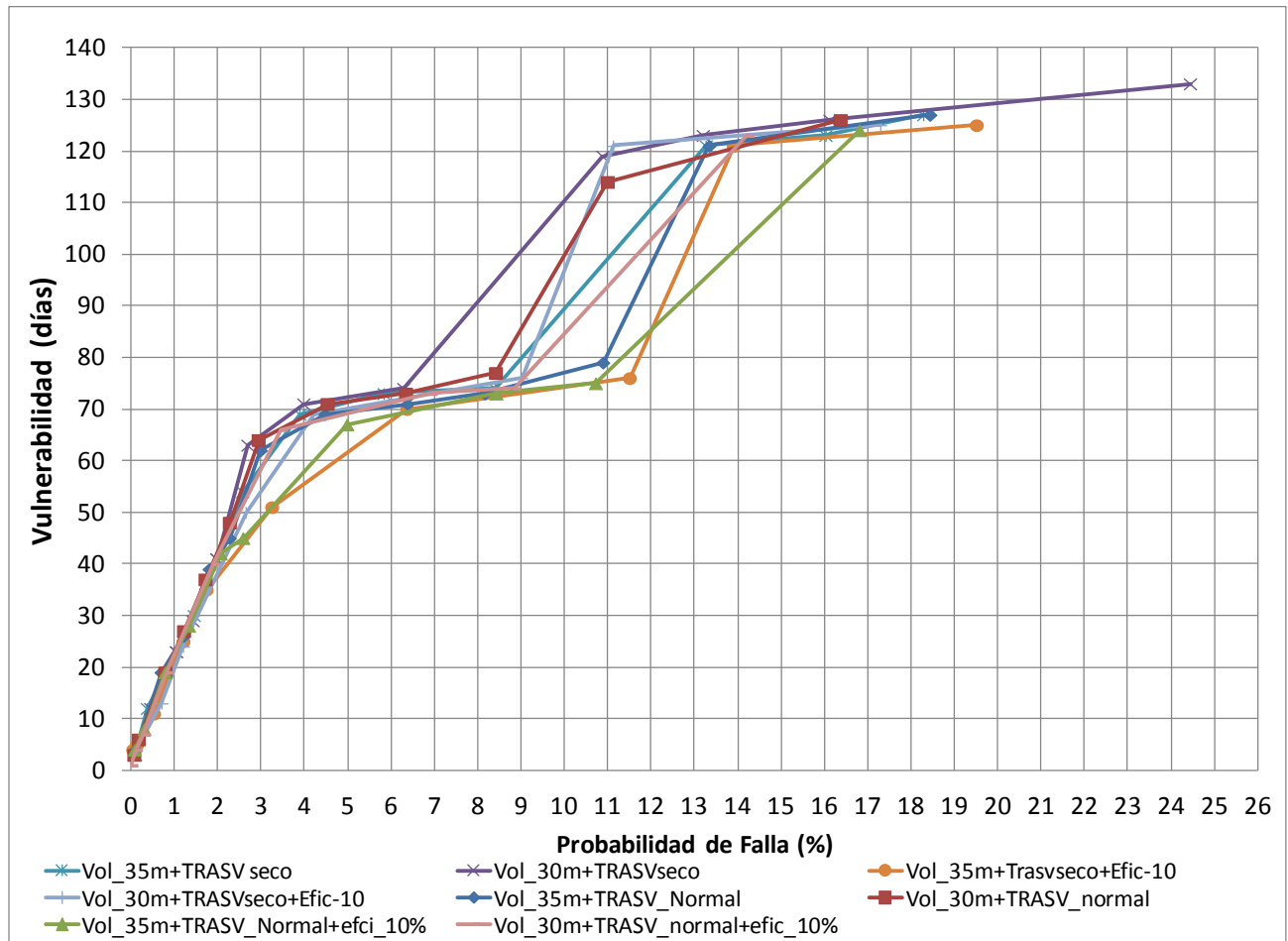
**Figura 49. Número de días totales de falla versus el caudal seguro para los escenarios 3 y 4**



**Figura 50. Probabilidad de falla versus el caudal seguro para los escenarios 3 y 4**



**Figura 51. Vulnerabilidad de falla en el periodo más largo con una no falla en cinco días consecutivos versus el caudal seguro para los escenarios 3 y 4**



**Figura 52. Vulnerabilidad de falla en el periodo más largo con una no falla en cinco días consecutivos versus la probabilidad de falla para los escenarios 3 y 4.**