



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“REVISIÓN HIDRÁULICA DE LA OBRA DE DESVÍO DEL
PROYECTO HIDOELÉCTRICO “EL CAJÓN”, NAYARIT, A
PARTIR DE VARIAS FUNCIONES DE PROBABILIDAD”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GERARDO FERNÁNDEZ SIFUENTES

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO



MÉXICO, D.F.

2007



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/117

Señor
GERARDO FERNÁNDEZ SIFUENTES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"REVISIÓN HIDRÁULICA DE LA OBRA DE DESVÍO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO
"EL CAJÓN", NAYARIT, A PARTIR DE VARIAS FUNCIONES DE PROBABILIDAD"**

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
- II. EVALUACIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO
- III. ANÁLISIS HIDRÁULICO
- IV. ANÁLISIS DE RIESGO
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Es en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 16 de febrero de 2008
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1, GENERALIDADES

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Consideraciones técnicas
- 1.3 Descripción general de la obra de desvío
- 1.4 Localización y acceso
- 1.5 Geología regional
 - a) Del sitio
 - b) De la obra de desvío
- 1.6 Datos del proyecto

CAPÍTULO 2, EVALUACIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO

- 2.1 Características generales de la cuenca
- 2.2 Información hidrológica disponible
- 2.3 Ecurrimientos y Evaporaciones
- 2.4 Gastos máximos anuales
- 2.5 Determinación de la avenida de diseño utilizando varias funciones de probabilidad

CAPÍTULO 3, ANÁLISIS HIDRÁULICO

- 3.1 Antecedentes
- 3.2 Diseño hidráulico
- 3.3 Análisis de alternativas y tránsito de avenidas
- 3.4 Obtención del diámetro óptimo
- 3.5 Programa de construcción
- 3.6 Costos

CAPÍTULO 4, ANÁLISIS DE RIESGO

- 4.1 Daños potenciales
- 4.2 Análisis de riesgo en túneles para cada periodo de retorno
- 4.3 Cálculo del daño esperado
- 4.4 Determinación del período de diseño óptimo

CAPÍTULO 5, CONCLUSIONES

INTRODUCCIÓN

Siendo el agua uno de los elementos vitales para el desarrollo y bienestar del hombre, su principal preocupación ha sido siempre poder disponer de ella con oportunidad y en cantidad suficiente para cubrir todas sus necesidades. Por tal motivo ha surgido la imperiosa necesidad de ejecutar las obras hidráulicas adecuadas que garanticen en lo posible este fin.

Por ejemplo, las obras adecuadas de riego aseguran altos rendimientos en los cultivos cualesquiera que sean las deficiencias pluviométricas de la zona de riego, permitiendo además la diversificación de los productos agrícolas. Promueven una orientación favorable hacia una economía agrícola más sólida, siendo un poderoso factor de seguridad y riqueza.

En el caso de las obras para generación de energía eléctrica, es otra importante labor que se está llevando a cabo con el propósito de que la energía llegue a los lugares más apartados de las vías de comunicación y crear fuentes industriales para que nuestro país avance técnicamente en todos los campos de trabajo.

Para ello, la Comisión Federal de Electricidad, ha desarrollado en este caso, un amplio estudio de la central hidroeléctrica denominada “El Cajón”, localizado sobre el río Santiago en el estado de Nayarit. La construcción de este proyecto hidroeléctrico contribuirá a resolver las necesidades de energía eléctrica del país representando un elemento importante dentro del Sistema Nacional de Electrificación.

En el presente trabajo, se expone el análisis hidráulico de una parte fundamental en la construcción de cualquier proyecto hidroeléctrico, la obra de desvío.

En el capítulo uno se tratan las generalidades del proyecto, como son los datos de diseño la localización y acceso a la obra, las consideraciones técnicas y los antecedentes.

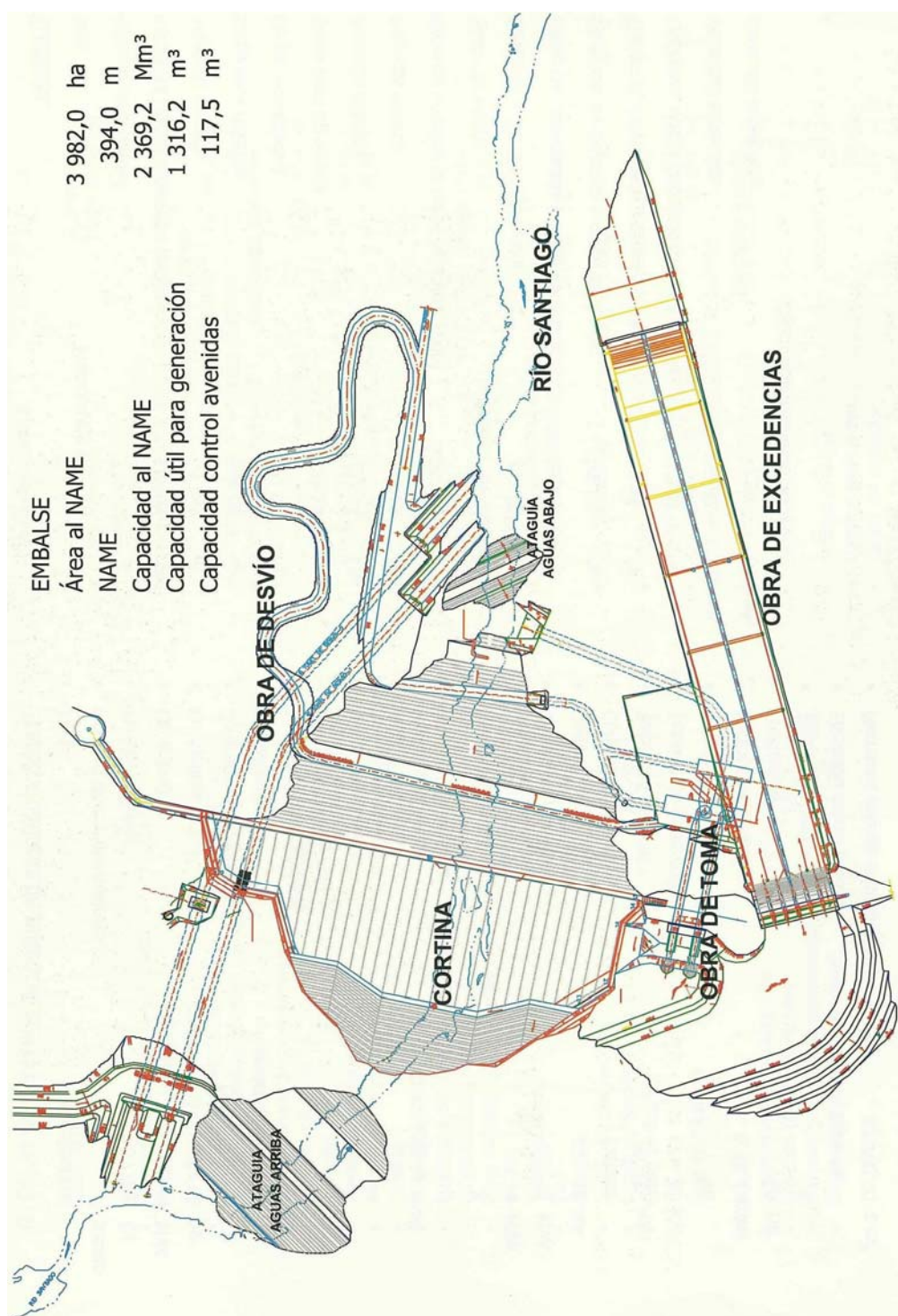
El capítulo dos se enfoca al estudio hidrológico que es la parte fundamental para diseñar la obra de desvío, en donde básicamente, después de conocer las características físicas de la cuenca y con la información hidrológica disponible (como son los registros de las estaciones hidrométricas) se llega a los gastos máximos anuales y a la determinación de la avenida de diseño utilizando las funciones de probabilidades Normal, Log-normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y Gumbel 2 poblaciones.

En el tercer capítulo se efectúa el análisis hidráulico en los túneles para la obtención de la curva elevaciones - gastos. También se definen los conceptos principales relativos al costo de la obra de desvío como son las dimensiones del túnel y la altura de ataguía.

En el capítulo cuarto se tratan los daños potenciales, o sea, la selección del tamaño adecuado de la obra de desvío en función de la magnitud de los daños que podrían

producirse en el caso de una eventual falla por desbordamiento, tanto en la ataguía como en la cortina, provocando retrasos en el inicio de operación de la planta e incrementando de manera importante los costos.

El último capítulo se tratan las conclusiones generales.
A continuación se muestra un esquema del proyecto:



Esquema general de la C.H. El Cajón

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El proyecto hidroeléctrico “El Cajón” forma parte del Sistema Hidrológico Santiago que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4,300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis centrales.

El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación dentro del sistema, después de la Central de Aguamilpa – Solidaridad.

Su embalse contribuirá a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficiará a la Central Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río, incrementará su generación firme y se reducirán las probabilidades de derrama por el vertedor.

El aprovechamiento permitirá la generación de energía eléctrica mediante dos unidades de 375 MW cada una, por lo que se tiene prevista una generación media anual de 1 243,74 GWh.

Los estudios del proyecto hidroeléctrico El Cajón, se iniciaron en la década de los años ochenta, habiéndose concluido con el anteproyecto original, en el mes de marzo de 1992. Dichos estudios que por su contenido se clasifican dentro del nivel de factibilidad, fueron resultado del análisis integral del aprovechamiento del río Santiago considerando diversas alternativas de localización de sitios susceptibles para alojar presas destinadas al desarrollo de centrales hidroeléctricas, de acuerdo con los estudios hidrológicos, topográficos y geológicos del sitio disponibles.

Durante 1993 se terminaron los trabajos de factibilidad, iniciándose en 1994 los trabajos denominados de preconstrucción, consistentes tanto en estudios de campo como de gabinete, para incrementar la información de geotécnica, materiales e hidrología que permitieran fundamentar el proyecto de manera sólida.

A partir de 1999 y hasta la fecha se han llevado a cabo diferentes trabajos como son: Ingeniería básica, optimizaciones de esquemas e ingeniería de detalle de túneles de desvío, de acuerdo a los cuales se licitó el proyecto en su totalidad.

Los estudios básicos en el sitio demostraron la factibilidad del proyecto y condujeron a la realización de estudios específicos para precisar el conocimiento topográfico, geológico, geotécnico, social y ambiental del área.

Como una actividad de apoyo a la elaboración de los anteproyectos hidroeléctricos en el cauce del río Santiago, la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, a través de la Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte, realizó trabajos de fotogrametría a lo largo del cauce del río y los estudios geológicos tendientes a verificar la factibilidad en diversos ejes posibles de boquilla. Para el proyecto hidroeléctrico El Cajón, el trabajo fue concluido en el año de 1986, cuyos resultados se presentaron en un informe

descriptivo con las conclusiones derivadas de los mismos; dicho informe, de diciembre de 1986, se denomina “Factibilidad Geológica del P.H. El Cajón, Nayarit”, información que sirvió de base para proyectar las obras presentadas en el estudio de factibilidad.

En el momento en el que se consideró a El Cajón como una opción factible de construirse, se decidió implementar una serie de trabajos englobados en un nuevo nivel de estudio al que se le denominó “*preconstrucción*”, cuya finalidad sería la de incorporar a la solución elegida los criterios y estrategias constructivas, resultado de investigaciones geológico-geotécnicas y aspectos más avanzados de diseño de obras civiles y mecánicas que tuvieran por objetivo, la determinación de un proyecto técnicamente más sustentado y económicamente mejor evaluado, todo lo anterior con el fin de que en la etapa de diseño-construcción, las modificaciones al proyecto y los sobrecostos por aspectos no previstos en el diseño, fueran reducidos.

A partir de 1994 y de una manera más intensa en el año 2001 y principios del 2002, la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos a través de la Subgerencia de Diseños Hidroeléctricos, por medio de sus departamentos Civil y Electromecánico, y contando con el apoyo de la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control se encargaron de revisar y actualizar las opciones de las obras planteadas en el estudio de factibilidad y preconstrucción. Adicionalmente a esto, con la participación de consultores de la CFE, se revisaron los trabajos ejecutados, discutiéndolos y proponiendo nuevas líneas de acción para investigar o para mejorar las soluciones planteadas, en base a las cuales se tiene el proyecto que a la fecha se ha definido como el técnico y económicamente más atractivo, y está constituido por una cortina de enrocamiento con cara de concreto con elevación del parapeto a la cota 396,00 m, una obra de desvío integrada por dos túneles de sección portal de 14 m de diámetro, un vertedor de excedencias en canal ubicada en la margen derecha del cauce y una casa de máquinas que alojará dos unidades tipo Francis con una potencia total de 750 MW, obteniendo una generación de 1 228,64 GWh, además considerando el incremento de generación de 69,91 GWh que se obtendrá en Aguamilpa por efecto de la regulación en El Cajón, resulta una generación total de 1298,55 GWh por año.

1.2 Consideraciones Técnicas

Dos son las estructuras que revisten particular importancia para el control y regulación de avenidas durante la construcción y operación de cualquier proyecto hidroeléctrico como “El Cajón”: La obra de desvío y la obra de excedencias.

Durante la etapa de construcción de la presa, fué necesario desviar el río para aislar la zona de emplazamiento de la cortina para poder trabajar en “seco” esa estructura y brindar protección al personal y equipo contra avenidas hasta de cierta magnitud.

La estructura auxiliar que nos permitió lograr lo anterior, es la obra de desvío.

En el caso del proyecto “El Cajón”, la obra de desvío estuvo constituida por dos túneles (aunque se construyó un túnel de predesvío auxiliar en la margen derecha del río, para poder empezar a construir las ataguías antes de que estuvieran terminados los túneles

1 y 2) de sección portal de 14m de altura, reforzados en los portales de entrada y salida y algunas zonas intermedias(donde la roca es de mala calidad) que así lo requieran, con marcos metálicos embebidos en un revestimiento de mortero lanzado; previamente habrán de efectuarse los tratamientos apropiados de la roca a base de anclaje y drenaje, todo ello con la finalidad de lograr un alto grado de seguridad en la estabilidad y buen funcionamiento hidráulico durante el paso de avenidas.

Los túneles disponen de una estructura de control al frente de los mismos, lo que permitirá el manejo del río en caso de efectuar alguna inspección, reparación o simplemente por necesidades constructivas.

En el túnel número dos se contempla adicionalmente la construcción de una lumbrera para alojar la compuerta de control para el cierre definitivo.

En el tapón de concreto de uno de los túneles, se instaló una válvula de mariposa y otra de chorro divergente para diversos usos: desagüe de fondo en caso de detectarse algún desperfecto en la cortina y extracción de agua para proporcionar volumen al embalse de la presa “Aguamilpa”, entre otras.

Con la finalidad de lograr el desvío del río hacia los túneles y con ello lograr aislar la zona de trabajo de la cortina, se proyectó la construcción de dos ataguías de tierra y enrocamiento, aguas arriba y aguas abajo de la cortina.

1.3 Descripción General de la obra de desvío

La obra de desvío del proyecto hidroeléctrico El Cajón, fue diseñada para transitar los escurrimientos del río Santiago durante la construcción de la cortina para una avenida máxima de 7 129 m³/seg, que corresponde a un período de retorno (Tr) de 75 años.

La obra está formada por dos túneles excavados en la margen izquierda del río con una sección del tipo portal de 14 x 14 m., con una longitud de 734 m. para el túnel 1 y de 811 m. para el túnel 2.

Están excavados en roca, revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y concreto lanzado en paredes y bóveda, diseñados para transitar la avenida de diseño. Los portales de entrada y salida serán excavados en roca, cada túnel cuenta con una lumbrera revestida de concreto para alojar y operar los obturadores accionados por malacates estacionarios para el control del flujo de agua. La compuerta se deslizará a través de una lumbrera vertical revestida de concreto por medio de un malacate. El mecanismo instalado estará en la plataforma junto al marco que soportará la compuerta durante el cierre final. Se complementa con dos ataguías construidas con materiales graduados, el núcleo impermeable de ambas estará ligado a una plantilla impermeable construida sobre aluvi6n, hasta la roca sana del fondo del cauce del río, para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina, garantizando la correcta construcción del núcleo y pantalla impermeables, para tener las condiciones adecuadas para el desplante del plinto lo cual consiste en mantener seca dicha zona,

por lo que es conveniente realizar la construcción de las ataguías antes del periodo de lluvias.

El cierre provisional de los túneles se llevó a cabo con los obturadores metálicos colocados en la parte inicial de los túneles, para permitir el cierre definitivo con tapones de concreto hidráulico.

La ataguía de aguas arriba (con una altura de 48,50 m.) tiene su corona a la elevación 268.50 y la de aguas abajo (con una altura de 15 m.) a la elevación 235,00.

Al inicio de la construcción del desvío se realizó un predesvío mediante un túnel de sección portal de 10 x 10 m., sin revestir, excavado en la margen derecha del cauce con el cual se logró manejar satisfactoriamente las avenidas del estiaje antes de haber concluido la construcción de los túneles de desvío. Este túnel quedó taponado al final de esta etapa inicial.

Para la estabilización de las excavaciones, se debieron realizar los tratamientos al macizo rocoso, consistentes en: preanclajes, anclajes, concreto lanzado, y en los portales de entrada y salida se deberán utilizar ademes metálicos.

El proyecto “El Cajón” se ubica justamente en el extremo de aguas arriba de la central hidroeléctrica de “Aguamilpa”, por lo cual no existe ningún asentamiento o tomas afectadas ante la presencia de eventuales avenidas extraordinarias en el sitio de “El Cajón”. De presentarse, éstas serían reguladas por el almacenamiento de “Aguamilpa” en el cual se ha previsto una política de operación del embalse y vertedor que permita controlar avenidas superiores a las máximas probables que se presenten en el “Cajón”.

Al igual que se hizo durante la construcción de “Aguamilpa”, para el proyecto el “Cajón” funcionará un sistema de monitoreo hidrológico de la cuenca, que permitirá tomar las prevenciones necesarias oportunamente alertando en los casos en que se presenten avenidas extraordinarias.

Algunas de esas estaciones de monitoreo, formarán parte del sistema actual de “Aguamilpa” por lo que ambos sistemas se complementarán para funcionar simultáneamente en caso de alguna contingencia.

En el proyecto hidroeléctrico el “El Cajón”, el volumen de agua es de 98 millones de m³, con los cuales y el manejo adecuado de las compuertas, podrán regularse avenidas con periodos de recurrencia entre 1 y 25 años descargando gastos que no excedan de 5000 m³/s. Estas salidas podrán a su vez atenuarse con el embalse de “Aguamilpa” con descargas que no excedan los 3000 m³/s.

En general, el almacenamiento de “El Cajón” no tiene capacidad para regular avenidas mayores que las mencionadas, por lo que éstas transitarán prácticamente con los mismos gastos de entrada siendo éste, el caso de la avenida de diseño que tiene un periodo de recurrencia de 10 000 años, gasto máximo de 12 500 m³/s, volumen de 3720 millones de m³, y tiempo base de siete días.

No obstante el paso libre de éstas avenidas, sus efectos aguas abajo se verán minimizadas por la regulación del embalse de “Aguamilpa”, que de ahí en adelante aplicará su propia política de control

1.4 Localización y acceso

El proyecto hidroeléctrico “El Cajón” se ubica en el municipio de Santa María del Oro estado de Nayarit, sobre el curso del río Santiago, a 47 Km de distancia en línea recta al S 79° E de la ciudad de Tepic y a 17 Km en línea recta al N 53° E del poblado de Santa María del Oro.

Cartográficamente se localiza en la intersección de las coordenadas geográficas: 21° 25' 43" latitud norte y 104° 27' 08" longitud oeste.

El acceso al sitio del proyecto es a partir de la ciudad de Tepic, y se logra transitando por la carretera federal No. 15 Tepic – Guadalajara hasta el Km 32, en donde se toma un camino totalmente pavimentado que llega hasta la laguna de Santa María del Oro con 20 Km de distancia.

Desde ahí se sigue por un camino secundario de 13 Km hasta el poblado El Buruato. De este último lugar sale otro camino secundario de 33 Km que llega hasta el campamento “El Cajón”, por lo que el recorrido total hasta el sitio de la obra de 98 Km.

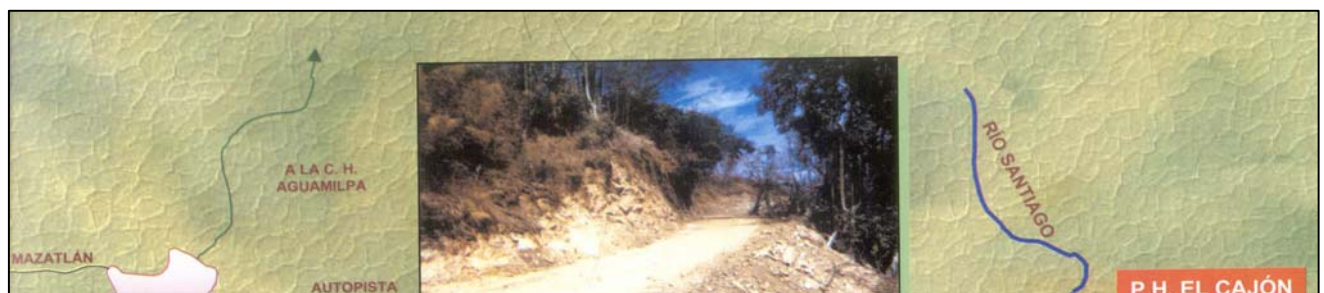


Fig. 1.1 Acceso al proyecto hidroeléctrico “ El Cajón”

1.5 Geología regional

Existe un profundo conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales existentes en el macizo rocoso.

Han sido abundantes los trabajos geofísicos, geológicos, de perforación, permeabilidad y piezometría. Se han excavado cuatro socavones y varias trincheras en las márgenes como apoyo a los estudios.

Adicionalmente, se han llevado a cabo amplios estudios en los bancos de materiales (aluvión del río y enrocamiento) y realizado una extensa campaña de investigaciones geotécnicas para definir los parámetros de resistencia, deformación y permeabilidad del macizo rocoso.

En la actualidad existen suficientes estudios y análisis geológico – geotécnicos que han permitido prediseñar las obras civiles estimando las cantidades de obra y costo de las mismas con mayor certidumbre.

a) Del sitio:

Se ubica en la porción sur de la Sierra Madre Occidental y cerca del extremo noroeste del Eje Neovolcánico. El sitio está constituido por rocas volcánicas del Terciario, formadas principalmente por tobas con texturas piroclásticas y grados de soldamiento muy marcados.

Las fallas localizadas en el sitio son de tipo normal, las cuales presentan características distintas en longitud, tipo de relleno, salto y espesor. Como estructuras principales se tiene la falla Sobaco, localizada aguas abajo. Tiene una orientación preferencial NW – SE y marcan el límite del bloque El Cajón.

Adicionalmente se presentan fallas de menor magnitud que dividen a este bloque en pequeños subbloques. En el área del proyecto se han mapeado 23 fallas, de las cuales 14 se localizan en la margen izquierda y 9 en la derecha.

En el área de estudio se definieron tres sistemas de fracturamiento: el primero y más importante tiene una orientación de N 26° W a N 36° W con buzamientos de 70° a 72° al NE, el segundo orientado E – W con buzamiento de 85° y S, y un tercero con orientación al N 20° E y buzamiento de 56° al SE. Estos sistemas guardan una estrecha relación con las estructuras regionales de la zona.

b) De la obra de desvío:

Los portales de entrada de los túneles de desvío fueron excavados en una ignimbrita, El Cajón, Unidad 1 (TicU1), la cual se caracteriza por presentar 10 m de espesor de roca de mala calidad la cual presenta velocidades de 400 a 2000 m/s; debajo de esta zona las velocidades aumentan hasta 3500 m/s, por lo que la roca tiende a mejorar en calidad siendo de buena calidad.

En cuanto a los sistemas de fracturas se han identificado dos, el primero con una orientación N 7° E a N 15° E con inclinación de 50° a 70° al SE (siendo este sistema sensiblemente paralelo al rumbo de los taludes de los portales). El segundo sistema tiene un rumbo N 50° W a N 70° W al NW.

Se pronostica posible formación de bloques en el talud frontal con salida franca al claro de la excavación debido a la intersección de ambos sistemas.

1.6 Datos del proyecto:

Obra de desvío:

- Tipo	Túnel (sección portal)	
- Número de túneles	2	
- Sección portal	14 x 14	m
- Longitud túnel 1	734,00	m
- Longitud túnel 2	811,00	m
- Gasto máximo de diseño	7 129,00	m ³ /s
- Velocidad máxima de descarga	14,96	m/s
- Volumen de avenida	1 970,00	hm ³
- Elevación de entrada t1	223,00	m.s.n.m.
- Elevación de salida t1	220,50	m.s.n.m.
- Elevación de entrada t2	227,00	m.s.n.m.
- Elevación de salida t2	20,50	m.s.n.m.
- Elevación máxima de descarga (río)	233,39	m.s.n.m.
- Obturadores para el t1 (ancho x alto)	6 x 14	m
- Obturadores para el t2 (ancho x alto)	14 x 14	m
- Carga hidráulica máxima (t1 / t2)	7 / 38	m
- Masa estimada de cada elemento	60 / 220	t
- Excavación a cielo abierto	584 844	m ³
- Excavaciones subterráneas	338 818	m ³
- Terracerías (Ataguías)	867 494	m ³
- Concretos	16 919	m ³
- Sobreacarreo	1 027 922	m ³ /km
- Acero de refuerzo	610	t
- Barrenación para drenaje	7 286	m
- Barrenación para inyección y consolidación	624	m
- Anclaje	89 523	m
- Malla electrosoldada	127 361	m ²
- Concreto lanzado	12 433	m ³
- Bombeo	7 005	h
- Marcos metálicos	621	t
- Pantalla plástica	625	m ²

Ataguías aguas arriba:

- Elevación de la corona	268,50	m.s.n.m.
- Ancho de la corona	8,00	m
- Longitud de la corona	248,0	m
- Altura (desplante El. 220,00)	48,50	m

Ataguías aguas abajo:

- Elevación de la corona	235,00	m.s.n.m.
- Ancho de la corona	8,00	m
- Longitud de la corona	128,50	m
- Altura (desplante El. 220,00)	15,00	m

Hidrológicos:

- Área de la cuenca	54 198,00	km ²
- Escurrimiento medio anual	3 357,39	hm ³
- Avenida máxima registrada	7 029,00	m ³ /s
- Gasto medio anual	106,39	m ³ /s
- Gasto medio aprovechable	101,43	m ³ /s
- Periodo de registro	49	años
- Área de la cuenca aportadora	54 198	km ²
- Volumen de escurrimiento medio anual histórico (1949-1993)	4 373	hm ³
- Volumen de escurrimiento medio anual menos usos futuros	3 357	hm ³
- Volumen medio aprovechable	3 204	hm ³
- Gasto medio anual menos usos futuros	110	m ³ /s
- Gasto máximo registrado	7 029	m ³ /s

Cortina:

- Tipo	Enrocamiento con cara concreto.	
- Elevación de la corona	395,5	m.s.n.m.
- Elevación máxima del parapeto	396,0	m.s.n.m.
- Elevación máxima de terracerías	390,0	m.s.n.m.
- Longitud de la corona	611,5	m
- Altura total al desplante	186,0	m
- Elevación de desplante	210,0	m.s.n.m.
- Altura bordo libre	2,0	m
- Talud aguas arriba	1,5: 1	
- Talud aguas abajo	0,48: 1	

CAPITULO 2. EVALUACIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO

2.1 Características generales de la cuenca

Las características físicas de la cuenca en estudio, son relevantes para analizar la respuesta hidrológica de la cuenca misma y dentro de éstas se pueden observar, por ejemplo; la forma, tiempo pico, tiempo base, gasto pico, etc., de las avenidas que se han presentado, y recíprocamente, el carácter hidrológico de la cuenca contribuye de sobremanera a formar sus características físicas, dentro de las cuales se pueden destacar:

- La boquilla del proyecto se localiza a 68 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Santiago y Bolaños.
- La longitud del cauce desde el lago de Chapala es de 322,5 km, y su desnivel y pendiente media entre este último y el eje de la cortina son de 1 307 m y 0,4%, respectivamente.
- El área de la cuenca drenada es de 54 198 km², comprendida desde la presa Corona hasta el sitio de estudio.
- El área de la cuenca propia del sitio del P.H. El Cajón, sin incluir las áreas tributarias de las estaciones hidrométricas, (e.h.), El Caimán y la Yesca, es de 2 208 km².

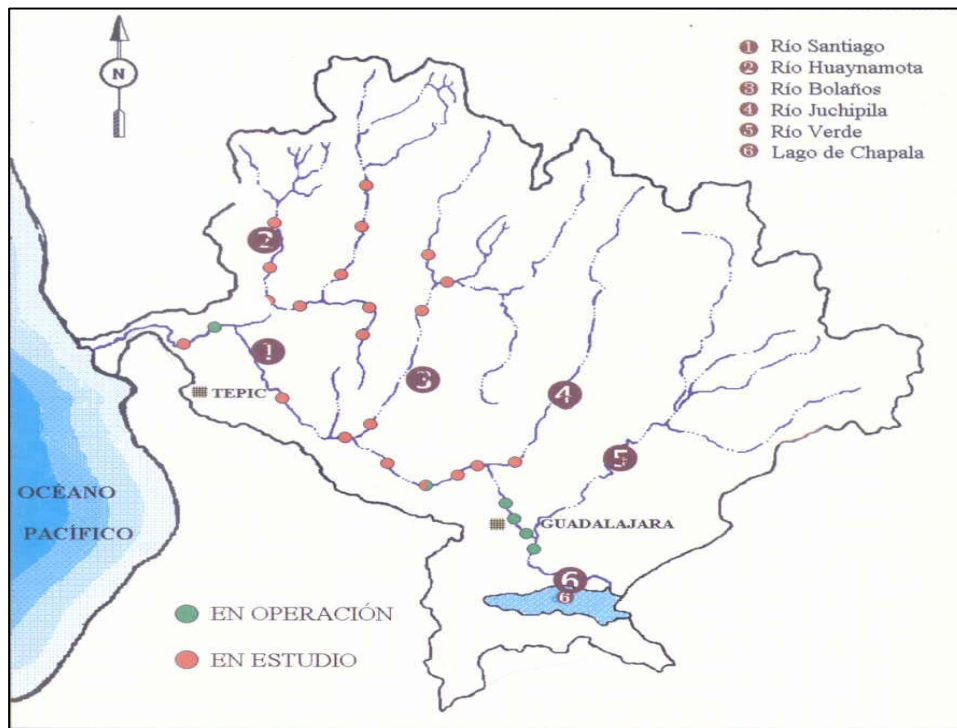


Fig. 2.1 Cuenca del Río Santiago

En la figura 2.1 se muestra también la cuenca y la ubicación del proyecto dentro de la misma.

2.2 Información hidrológica disponible

La cuenca del río Santiago, se encuentra delimitada desde la presa Corona hasta el sitio P.H. El Cajón, se puede considerar como una cuenca con buen control hidrométrico, por contar con:

- 1) La ubicación y número de estaciones hidrométricas en el cauce principal y sus tributarios, en total del orden de 17 estaciones.
- 2) Por los períodos de registro, que oscilan en algunos casos entre los años de 1949 y 1999.
- 3) Por la confiabilidad y homogeneidad de la información como se señala en la tabla 2.1 y figura 2.2.

Para determinar las aportaciones al sitio del proyecto, se tomaron como secciones de control los registros de escurrimiento mensual de las estaciones hidrométricas: La Yesca, instalada sobre el río Santiago, aguas arriba de la confluencia con el río Bolaños, y El Caimán, localizada en la parte baja del río Bolaños casi en su confluencia con el río Santiago. La localización de las estaciones antes mencionadas se presenta en la figura 2.1.

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	CORRIENTE	ÁREA DRENADA [km ²]	PERÍODO	VOLUMEN MEDIO ANUAL [Mill m ³]	GASTO MÁXIMO REGISTRADO [m ³ /s]
CAPOMAL	SANTIAGO	75 574	1955-1985	8 444	
YAGO	SANTIAGO	75 381	1942-1955	7 304	6 754
C.H. AGUAMILPA			1942-1992	6 948	9 334
EL CARRIZAL CFE	SANTIAGO	73 834	1963-1992	7 597	9 334
HUAYNAMOTA	HUAYNAMOTA	17 528	1952-1957	1 493	2 140
HUAYNAMOTA (II)	HUAYNAMOTA	17 125	1958-1985	2 203	2 465
P.H. EL CAJÓN				3 906	6 223
LA PLAYA CFE	SANTIAGO	54 198	1994-1995		
EL CAIMÁN	BOLAÑOS	14 755	1949-1999	877	1 473
LA YESCA	SANTIAGO	37 173	1949-1999	3 029	6 223
PASO DE ANALCO CFE	SANTIAGO	36 852	1963-1988	3 153	5 632
SANTA ROSA I	SANTIAGO	34 967	1952-1957	2 338	2 078
SANTA ROSA II	SANTIAGO	34 974	1958-1971	3 737	4 475
SANTA ROSA II CFE	SANTIAGO	34 974	1959-1992		4 378
C.H. MANUEL M. DIEGUEZ					
CUIXTLA	CUIXTLA	854	1952-1982	132	1 000
SAN CRISTÓBAL I	SANTIAGO	32 950	1952-1959	2 634	1 484
SAN CRISTÓBAL II	SANTIAGO	24 397	1960-1985	2 507	3 488
LA BOQUILLA	JUCHIPILA	8 534	1949-1985	322	1 295
PUENTE ARCEDIANO CFE	SANTIAGO	22 953	1952-1992		

Tabla 2.1 Estaciones hidrométricas de la cuenca del río Santiago

La tabla 2.1 contiene un resumen de la información hidrológica disponible (estaciones hidrométricas, corriente, área drenada, período, volumen medio anual y gastos máximos registrados), obtenida de la mayoría de estaciones hidrométricas instaladas sobre el río Santiago y sus afluentes. Destaca que para las estaciones La Yesca y El Caimán el período de registro comprende de 1949 a 1999.

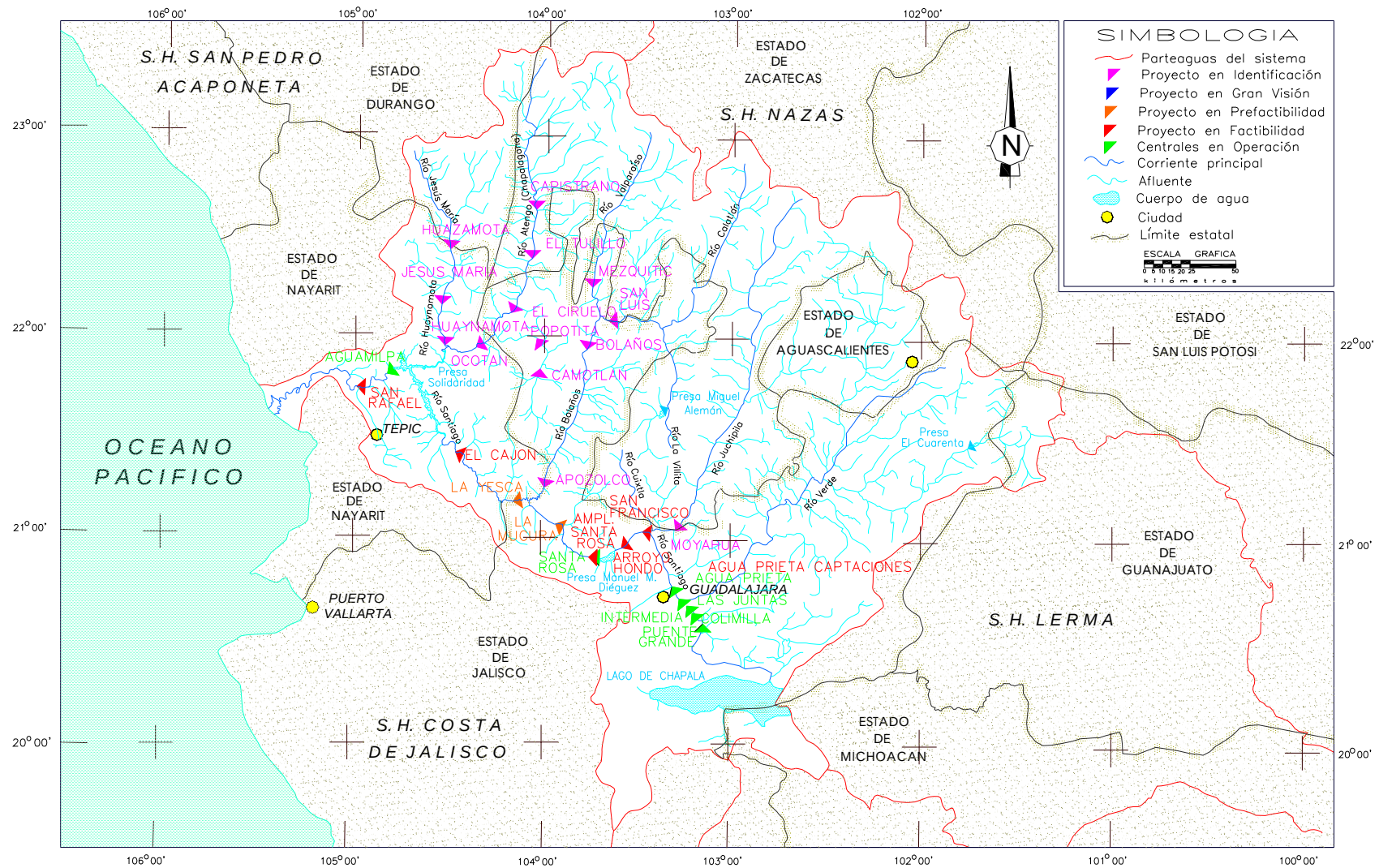


Fig. 2.2 Sistema hidrológico del río Santiago



SUBGERENCIA DE ANTEPROYECTOS
OCTUBRE 2001

2.3 Escurrimientos y Evaporaciones

Para verificar la confiabilidad de la información, se seleccionó un período común de registros históricos de escurrimientos, a manera de determinar los volúmenes medios mensuales de las diferentes estaciones hidrométricas, los cuales se graficaron y se muestran en la figura 2.4, en donde se observa el comportamiento de las estaciones ubicadas tanto sobre el cauce principal como las localizadas sobre los tributarios. Un ejemplo de este comportamiento es el tendencia hacia la derecha de las estaciones Corona y El Salto, que parece indicar una mínima aportación de agua hacia el cauce principal de: el Lago de Chapala, los retornos de la Cd. de Guadalajara y zona conurbada, y de las cuencas propias de las estaciones mencionadas.

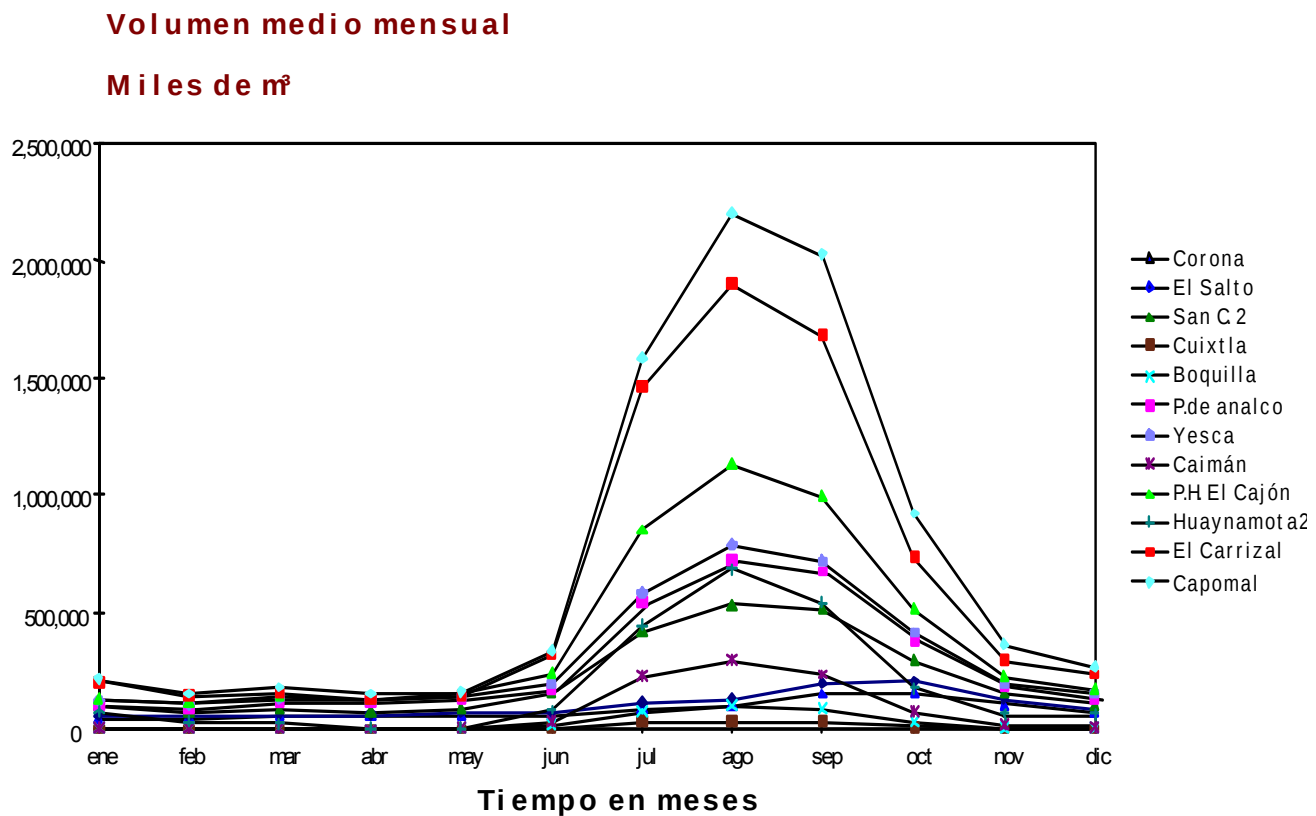


Fig. 2.4 Volúmenes de escurrimiento medio mensual. Período 1962-1985

La figura 2.5 muestra la comparación de aportaciones de la estación hidrométrica Huaynamota más P.H. El Cajón respecto de la e.h. El Carrizal y la e.h. El Capomal, con el objeto de verificar que los escurrimientos acumulados del cauce principal más los afluentes, correspondan cuantitativamente con los registros de estaciones aguas abajo.

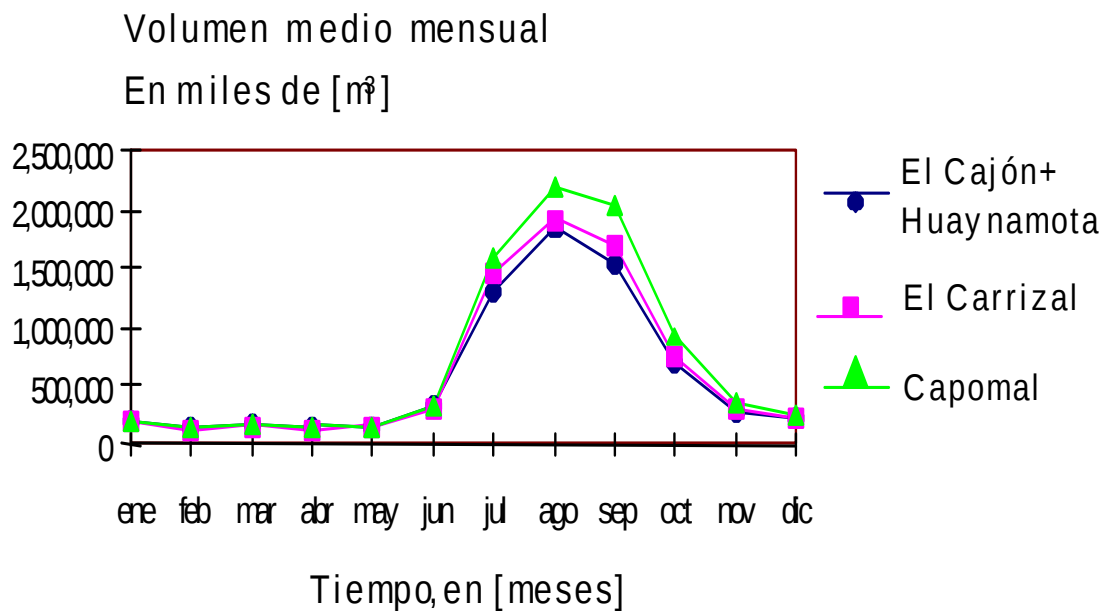


Fig. 2.5 Volúmenes de escurrimiento medio mensual

Para actualizar los escurrimientos sobre el río Santiago, se recabó información hasta 1999 de las estaciones hidrométricas El Caimán (tabla 2.2) y La Yesca (tabla 2.3), sumando a ellas la parte proporcional de escurrimiento debido a la aportación de la cuenca propia comprendida entre dichas estaciones y el sitio del proyecto, evaluada ésta con base en la relación de áreas de cuenca. Los resultados se presentan en la tabla 2.4. A partir de estos datos, se procedió a estimar la disponibilidad futura del agua en el proyecto.

AÑO	VOLUMEN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	

1949	2,54	1,89	1,19	0,50	0,42	39,54	163,55	168,39	67,05	47,84	5,66	3,28	501,84
1950	2,44	1,69	3,41	2,53	1,03	16,13	67,83	58,56	67,71	19,30	2,26	1,84	244,73
1951	1,69	2,04	2,33	1,48	1,34	20,26	119,89	119,55	83,02	14,69	8,89	3,55	378,73
1952	2,34	1,61	0,89	0,83	1,13	29,80	123,25	115,32	94,07	43,54	6,81	2,42	421,99
1953	1,94	1,42	1,04	0,94	1,27	25,33	63,43	225,54	152,08	26,35	7,17	7,52	514,04
1954	4,48	1,67	1,39	0,79	0,80	56,72	162,30	175,06	55,79	44,00	4,06	2,29	509,35
1955	2,28	1,54	1,11	0,87	0,78	6,73	133,62	478,81	224,70	75,13	7,80	3,80	937,16
1956	3,95	3,30	2,56	2,10	10,99	66,95	213,43	283,42	54,12	9,37	2,57	2,02	654,78
1957	1,91	1,88	1,86	1,41	1,40	3,31	30,15	48,65	65,28	21,46	3,73	2,18	183,20
1958	3,16	1,79	5,70	0,79	1,19	57,94	222,13	130,15	300,13	295,59	166,79	38,64	1223,99
1959	23,91	5,01	2,34	116,01	16,94	52,26	265,08	464,32	80,64	51,21	15,99	4,61	1098,30
1960	4,23	2,28	1,79	1,98	1,20	9,21	69,60	226,84	110,03	8,62	3,88	15,88	455,55
1961	3,96	2,45	1,77	1,32	2,89	32,75	285,16	370,32	115,28	24,20	4,80	3,73	848,62
1962	2,71	5,94	1,70	1,28	1,43	46,73	160,45	79,36	283,28	70,54	10,17	5,29	668,86
1963	3,07	1,99	1,46	0,97	3,60	60,02	708,36	463,37	261,88	102,13	8,82	20,12	1635,79
1964	7,64	5,09	1,83	1,41	3,35	29,80	67,29	118,19	391,20	188,85	17,78	13,80	846,22
1965	5,39	3,79	2,49	1,01	6,29	13,21	82,17	503,68	392,44	92,78	12,02	14,50	1129,76
1966	13,35	19,25	3,76	6,87	2,05	41,94	117,43	541,44	249,21	77,20	15,16	7,36	1095,02
1967	23,80	6,85	3,47	1,78	6,37	36,36	269,47	519,34	794,02	101,48	23,02	11,06	1797,03
1968	7,38	5,35	64,52	4,25	3,57	7,41	196,27	280,24	212,20	53,36	11,74	12,06	858,34
1969	8,96	5,34	4,00	2,00	2,44	8,46	113,26	46,92	97,39	20,69	4,45	3,86	317,77
1970	3,21	3,49	3,43	1,04	1,42	53,50	154,47	192,94	251,87	134,27	4,00	1,34	804,98
1971	5,72	4,30	2,89	2,48	4,93	55,29	158,78	443,28	318,31	291,16	22,35	12,40	1321,90
1972	10,13	8,48	4,30	3,25	3,99	33,95	55,23	76,49	115,31	14,70	6,15	5,55	337,53
1973	4,58	2,19	1,88	0,75	1,08	23,99	453,57	878,18	317,60	79,03	19,86	8,06	1790,75
1974	5,06	3,50	2,65	2,15	2,72	6,94	174,98	140,90	129,04	26,64	4,55	3,33	502,46
1975	4,06	2,56	1,98	1,22	1,64	27,51	408,71	787,86	180,57	11,77	4,81	3,39	1436,09
1976	3,36	3,24	2,48	2,32	2,24	15,45	605,57	168,37	120,13	88,27	152,29	128,99	1292,71
1977	37,06	8,77	5,09	4,21	4,00	80,54	193,32	218,90	407,17	24,58	7,95	4,86	996,43
1978	4,19	3,97	3,73	2,36	3,77	21,01	60,59	78,25	249,16	299,47	11,07	6,36	743,94
1979	4,01	3,39	2,85	2,73	2,84	5,58	76,84	235,00	97,17	5,72	2,77	4,74	443,62
1980	4,03	4,61	2,05	1,60	1,78	16,08	113,94	225,65	118,10	26,45	11,26	6,30	531,85
1981	9,74	5,18	4,99	4,17	3,88	20,76	251,24	182,95	159,73	18,58	9,23	8,23	678,65
1982	6,27	2,95	3,10	2,70	3,57	5,50	160,38	76,08	22,12	27,55	14,59	14,42	339,25
1983	32,57	6,84	3,43	2,42	4,25	11,31	281,99	384,84	215,78	45,39	25,42	18,49	1032,73
1984	8,90	8,98	2,91	1,45	2,64	115,86	518,17	418,77	145,55	52,55	21,92	17,69	1315,40
1985	22,57	11,04	9,48	7,43	8,26	36,99	135,81	167,23	82,77	45,03	27,92	21,89	576,42
1986	10,11	3,56	3,86	3,62	4,15	62,57	148,01	93,66	97,45	90,03	63,13	50,61	630,76
1987	67,08	59,33	61,09	41,59	42,95	44,07	143,34	256,42	282,80	127,87	63,69	64,47	1254,69
1988	31,44	5,90	6,18	5,84	5,41	33,04	204,63	270,16	195,25	73,90	20,45	13,79	866,00
1989	32,57	13,73	6,99	7,05	5,41	33,04	204,63	270,16	195,25	73,90	20,45	13,79	876,98
1990	44,86	45,97	34,69	48,33	51,60	65,36	231,50	985,80	445,60	156,30	42,66	27,76	2180,43
1991	4,46	3,68	3,47	2,97	3,27	9,00	1010,39	227,08	329,39	55,50	10,57	10,94	1670,71
1992	1069,49	337,81	26,46	10,30	8,50	7,54	38,16	92,03	42,01	69,47	29,50	24,07	1755,34
1993	18,69	18,07	15,52	5,00	5,20	28,99	180,59	61,48	141,54	36,86	21,15	7,16	540,26
1994	4,29	4,71	5,34	15,80	4,83	37,55	45,66	135,95	117,67	50,90	13,92	3,07	439,67
1995	2,68	2,42	2,72	2,59	2,68	47,13	226,07	598,15	247,67	33,48	8,51	5,88	1179,96
1996	5,36	5,01	2,85	3,37	2,68	30,06	72,34	92,73	295,52	254,84	11,66	5,36	781,78
1997	8,25	7,04	5,60	5,83	5,06	29,29	83,78	61,09	95,34	18,64	6,72	3,15	329,80
1998	32,57	13,73	6,99	3,07	2,81	24,46	150,58	88,68	159,25	73,39	20,19	13,59	589,30
1999	32,57	13,73	6,99	6,98	5,36	9,47	55,59	95,05	143,83	48,27	7,37	3,41	428,62

Media	32,57	13,73	6,99	6,98	5,36	32,41	200,65	263,17	193,54	73,39	20,19	13,59	862,55
Mediana	5,36	4,30	3,10	2,42	3,27	29,80	158,78	192,94	152,08	50,90	11,07	7,16	781,78
Desv. est	148,73	47,41	12,82	17,83	9,06	22,77	181,56	217,54	136,39	73,68	31,29	20,49	474,27

Tabla 2.2 Estación hidrométrica El Caimán

AÑO	VOLUMEN, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	

1949	91,49	77,01	80,48	94,54	82,95	221,82	586,58	330,34	211,33	128,44	84,36	93,77	2083,11
1950	96,62	75,43	82,39	57,06	54,78	203,76	437,35	265,03	306,53	109,33	67,77	67,98	1824,02

Tabla 2.3 Estación hidrométrica La Yesca

AÑO	VOLUMEN, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1949	98,15	82,35	85,24	99,20	87,01	272,78	782,92	520,54	290,54	183,99	93,95	101,29	2 697,94
1950	103,39	80,48	89,55	62,19	58,25	229,50	527,27	337,73	390,60	134,26	73,09	72,87	2 159,18
1951	75,30	70,11	79,78	74,26	72,65	189,48	646,67	461,69	344,32	115,85	98,22	85,30	2 313,66
1952	59,91	54,48	55,81	51,89	65,74	213,69	605,13	660,65	426,70	240,17	93,04	76,23	2 603,44
1953	79,01	74,55	76,32	72,27	73,31	173,34	393,30	868,90	662,35	172,33	119,95	113,91	2 879,53
1954	95,10	82,47	91,08	84,35	77,79	263,23	578,78	521,24	235,11	201,54	87,49	83,65	2 401,84
1955	91,49	72,70	67,55	44,39	43,47	85,02	572,94	1789,83	1341,49	636,56	121,92	96,96	4 964,33
1956	93,99	89,04	86,42	77,01	124,75	292,57	1043,85	1071,08	349,81	122,09	102,54	101,96	3 555,10
1957	98,96	85,71	93,23	88,02	92,54	97,62	270,51	260,64	318,42	164,01	92,35	87,96	1 749,96
1958	94,37	80,90	99,54	82,30	87,16	289,23	1482,09	739,12	1718,56	1176,90	1026,05	224,26	7 100,49
1959	153,34	106,06	105,82	279,63	129,14	283,88	964,45	1606,11	691,39	539,73	414,32	125,25	5 399,11
1960	114,54	107,75	108,12	99,94	113,46	104,08	508,29	929,72	478,03	126,16	101,69	114,01	2 905,80
1961	111,79	88,01	92,40	78,72	104,70	204,53	1037,28	953,20	376,14	161,23	115,61	115,15	3 438,76
1962	107,69	101,68	94,91	95,90	91,05	263,89	682,87	313,80	886,94	348,94	132,44	112,55	3 232,65
1963	107,48	92,70	92,91	78,57	91,42	195,76	1376,45	1239,57	755,68	415,68	141,73	223,06	4 811,02
1964	186,80	71,89	7,30	5,67	79,91	175,65	323,52	411,29	935,94	469,61	112,97	111,46	2 892,00
1965	96,55	76,96	134,91	116,67	126,51	192,42	257,53	2080,03	1419,11	1106,20	285,84	158,15	6 050,88
1966	132,40	145,04	147,64	179,79	213,96	483,30	678,79	1427,18	1181,85	303,52	133,99	124,28	5 151,73
1967	154,52	131,92	148,06	182,24	179,06	240,37	1109,48	1870,78	4006,56	1759,43	1143,99	727,30	11 653,72
1968	334,94	271,50	494,49	326,20	344,50	256,30	1176,05	1529,92	1069,27	230,95	127,68	162,52	6 324,33
1969	160,21	165,15	181,48	143,51	141,13	164,64	371,07	211,65	262,91	189,70	107,96	97,49	2 196,90
1970	92,47	81,25	117,86	152,41	133,82	229,01	777,92	764,28	989,85	531,11	126,77	115,71	4 112,46
1971	131,66	109,60	133,81	132,42	176,00	294,57	733,52	1997,23	1915,00	1814,96	650,27	223,15	8 312,18
1972	168,41	211,44	224,73	183,09	207,68	338,05	400,61	454,61	433,94	138,24	106,47	178,25	3 045,50
1973	172,17	85,61	94,75	148,94	167,25	189,13	1533,84	4374,24	2319,42	1000,67	312,66	186,26	10 584,93
1974	171,35	163,90	205,63	142,38	212,70	281,14	735,81	713,94	452,20	181,01	105,78	114,21	3 480,04
1975	119,23	172,73	141,81	153,29	179,72	229,70	1312,06	2143,90	817,35	154,89	101,53	105,90	5 632,10
1976	127,69	146,41	159,40	145,70	150,30	156,33	2415,93	1661,41	966,19	983,72	751,80	504,91	8 169,80
1977	188,18	145,55	235,17	237,17	276,40	470,36	1127,27	539,42	1586,81	190,77	130,00	160,13	5 287,23
1978	151,67	148,34	187,19	177,25	184,49	262,44	387,03	406,57	710,54	1252,28	140,82	121,25	4 129,87
1979	131,01	117,35	173,10	156,87	166,65	161,85	311,03	635,91	364,82	93,93	93,55	89,53	2 495,60
1980	109,63	98,47	111,50	103,26	127,28	158,45	451,69	561,40	411,08	177,71	94,30	68,10	2 472,87
1981	62,90	53,23	58,12	59,17	86,34	207,13	972,40	522,04	452,76	125,84	107,52	141,53	2 848,99
1982	70,67	52,94	48,47	61,44	66,82	68,44	530,96	382,80	136,03	78,95	60,44	57,23	1 615,19
1983	151,63	105,71	117,37	112,04	123,75	192,17	851,97	1066,62	812,48	369,13	195,08	141,29	4 239,24
1984	73,00	50,60	49,46	47,82	35,58	322,61	1248,25	1155,88	622,86	144,31	79,69	79,74	3 909,81
1985	84,38	72,39	104,28	89,61	73,51	217,93	579,17	793,49	351,69	196,51	118,94	100,60	2 782,51
1986	77,14	62,66	67,22	85,84	118,06	256,36	760,54	366,96	483,58	370,79	152,11	112,40	2 913,67
1987	126,86	133,21	148,96	107,81	104,84	250,14	405,35	599,23	627,86	278,11	107,72	113,70	3 003,78
1988	72,29	46,78	111,04	99,24	101,33	127,17	651,15	1140,47	600,96	169,38	77,34	110,20	3 307,36
1989	65,25	127,60	162,83	87,13	90,29	129,68	399,81	502,07	503,49	213,15	128,84	125,14	2 535,27
1990	79,74	110,67	102,81	94,87	127,18	155,94	417,15	2325,86	1293,71	432,49	191,49	90,57	5 422,48
1991	61,51	65,28	113,16	109,18	93,26	126,68	3130,78	704,28	820,97	197,40	43,75	46,44	5 512,68
1992	1995,19	690,16	149,45	156,82	144,32	135,18	233,13	470,04	314,08	508,86	157,90	122,22	5 077,36
1993	118,83	100,30	131,98	120,89	139,21	139,08	638,74	354,27	496,52	166,09	93,08	92,22	2 591,21
1994	67,60	56,37	82,18	145,94	113,08	194,64	188,20	249,06	487,12	195,02	91,22	93,43	1 963,86
1995	54,47	64,14	100,32	94,21	64,00	206,46	586,58	1178,87	780,46	234,05	140,04	111,68	3 615,28
1996	75,95	52,26	52,08	44,23	135,72	180,62	297,08	314,08	638,36	452,06	134,45	76,43	2 453,32
1997	79,08	75,65	116,18	155,39	125,77	174,84	322,93	215,64	229,76	95,18	84,70	85,19	1 760,32
1998	119,19	95,16	101,69	159,38	119,90	148,81	351,16	480,81	874,28	674,06	141,15	125,29	3 390,88
1999	101,49	80,11	68,83	105,55	106,24	149,40	364,33	399,01	442,69	188,51	111,56	79,63	2 197,37
Media	150,01	111,91	119,68	117,49	124,49	212,27	755,01	927,04	785,85	400,16	187,41	135,06	4 026,38
Mediana	103,39	88,01	104,28	103,26	118,06	195,76	605,13	660,65	622,86	201,54	115,61	112,40	3 307,36
Desv. est	267,78	93,41	70,55	58,74	57,42	82,43	542,33	753,21	651,36	407,17	224,05	108,02	2 162,28

Tabla 2.4 Sitio P.H. El Cajón (La Yesca + El Caimán + cuenca propia)

Debe mencionarse que para el estudio hidrológico realizado en 1994 se utilizó la información de escurrimientos proporcionada por la División Hidrométrica Michoacán para las estaciones El Caimán y La Yesca. Para la validación realizada en 1999, se solicitó la actualización de los registros de dichas estaciones; sin embargo, los datos proporcionados presentaron incongruencias en los volúmenes escurridos y difieren de la información enviada por el área de Operación de CFE, para el mismo período, por lo que fue necesario validar la información que se presenta en las tablas 2.2 y 2.3 principalmente en la estación El Caimán, para los años de 1987 a 1999.

Realizado lo anterior, y como primera consideración, se eliminaron las aportaciones del Lago de Chapala al río Santiago, restando los valores históricos de la e.h. Corona (tabla 2.5) a la tabla 2.4, en virtud de que a partir de 1988 la aportación ha sido nula debido a los usos del agua en la cuenca del río Lerma.

AÑO	ESCURRIMIENTOS MENSUALES, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1949	40,00	31,00	34,00	49,00	44,00	36,00	23,00	23,00	37,00	36,00	40,00	48,00	441,00
1950	45,00	39,00	38,00	26,00	25,00	17,00	14,00	18,00	15,00	20,00	16,00	15,00	288,00
1951	16,00	16,00	16,00	18,00	19,00	17,00	6,00	5,00	21,00	24,00	14,00	16,00	188,00
1952	21,00	21,00	21,00	24,00	32,00	16,00	7,00	8,00	27,00	35,00	20,00	25,00	257,00
1953	27,00	27,00	36,00	39,00	38,00	28,00	41,00	35,00	61,00	42,00	21,00	21,00	416,00
1954	36,00	41,00	43,00	34,00	30,00	20,00	25,00	28,00	79,00	39,00	32,00	27,00	434,00
1955	27,00	22,00	19,00	17,00	21,00	28,00	23,00	20,00	37,00	66,00	36,00	29,00	345,00
1956	29,00	29,00	33,00	26,00	32,00	32,00	14,00	10,00	23,00	54,00	71,00	58,00	411,00
1957	34,00	28,00	40,00	37,00	45,00	38,00	37,00	29,00	23,00	42,00	40,00	32,00	425,00
1958	33,00	34,00	47,00	39,00	41,00	23,00	12,00	17,00	9,00	22,00	27,00	37,00	341,00
1959	42,00	43,00	50,00	47,00	45,00	69,00	114,00	336,00	275,00	288,00	253,00	50,00	1612,00
1960	50,00	52,00	58,00	51,00	64,00	37,00	23,00	25,00	28,00	41,00	31,00	34,00	494,00
1961	36,00	29,00	34,00	36,00	45,00	29,00	20,00	26,00	36,00	43,00	43,00	57,00	434,00
1962	50,00	44,00	51,00	55,00	50,00	28,00	29,00	38,00	24,00	29,00	36,00	32,00	466,00
1963	37,00	30,00	31,00	26,00	32,00	25,00	10,00	8,00	18,00	29,00	34,00	35,00	315,00
1964	37,00	39,00	38,00	38,00	43,00	29,00	24,00	14,00	8,00	17,00	29,00	28,00	344,00
1965	27,00	32,00	30,00	26,00	23,00	14,00	14,00	12,00	124,00	551,00	133,00	43,00	1029,00
1966	42,00	48,00	73,00	89,00	185,00	281,00	231,00	137,00	371,00	29,00	51,00	51,00	1588,00
1967	40,00	55,00	65,00	73,00	56,00	61,00	359,00	92,00	645,00	924,00	881,00	564,00	3815,00
1968	239,00	181,00	269,00	256,00	264,00	118,00	290,00	360,00	176,00	47,00	55,00	68,00	2323,00
1969	70,00	65,00	60,00	57,00	47,00	45,00	31,00	29,00	29,00	44,00	51,00	54,00	582,00
1970	39,00	35,00	35,00	48,00	57,00	45,00	26,00	28,00	27,00	32,00	46,00	57,00	475,00
1971	56,00	49,00	55,00	49,00	60,00	44,00	20,00	204,00	538,00	825,00	427,00	109,00	2436,00
1972	83,00	87,00	100,00	103,00	110,00	199,00	141,00	34,00	33,00	46,00	49,00	57,00	1042,00
1973	55,00	48,00	53,00	63,00	64,00	54,00	46,00	221,00	843,00	544,00	128,00	110,00	2229,00
1974	94,00	87,00	93,00	95,00	99,00	130,00	204,00	237,00	48,00	63,00	55,00	55,00	1260,00
1975	56,00	50,00	55,00	62,00	98,00	72,00	34,00	82,00	241,00	57,00	49,00	57,00	913,00
1976	55,00	54,00	56,00	65,00	81,00	52,00	310,00	760,00	451,00	412,00	349,00	222,00	2867,00
1977	60,00	66,00	105,00	116,00	145,00	172,00	233,00	49,00	67,00	66,00	73,00	88,00	1240,00
1978	74,00	69,00	84,00	58,00	59,00	85,00	31,00	35,00	35,00	84,00	56,00	59,00	729,00
1979	57,00	50,00	59,00	50,00	56,00	43,00	47,00	26,00	24,00	52,00	49,00	51,00	564,00
1980	53,00	34,00	27,00	26,00	25,00	39,00	40,00	9,00	10,00	7,00	4,00	3,00	277,00
1981	4,00	9,00	5,00	4,00	6,00	6,00	12,00	6,00	7,00	5,00	7,00	5,00	76,00
1982	6,30	4,70	5,00	6,50	6,10	4,30	5,30	5,50	3,20	2,90	3,00	1,30	54,10
1983	2,10	1,50	1,20	1,20	1,60	0,70	10,20	4,90	2,50	3,70	3,00	2,40	35,00
1984	1,30	0,40	0,10	0,40	0,70	1,20	2,20	4,80	1,70	1,90	1,90	1,70	18,30
1985	2,10	0,60	0,60	0,70	1,20	2,00	1,60	2,80	0,00	0,00	0,00	0,00	11,60
1986	2,90	1,00	0,70	1,30	0,70	0,70	1,10	1,50	0,50	0,50	0,30	0,50	11,70
1987	0,50	1,00	1,10	1,30	1,30	0,90	1,40	1,30	2,20	1,60	1,40	1,40	15,40
1988	1,40	1,40	0,40	1,00	1,00	1,00	1,00	5,00	4,60	1,80	2,40	4,40	25,40
Media	42,02	38,87	45,55	45,36	51,34	48,57	62,85	74,67	110,12	115,69	80,45	55,22	770,69
Mediana	38,00	34,50	38,00	38,50	43,50	30,50	23,50	25,50	27,50	40,00	38,00	36,00	434,00
Desv. est	39,63	32,38	45,67	44,90	52,31	58,24	94,95	142,57	194,93	220,88	157,49	91,87	880,45

Tabla 2.5 Estación hidrométrica Corona

Otra consideración hecha es que parte de los escurrimientos del río Verde no llegan ni llegarán al sitio del proyecto, ya que deben entregarse como dotación al estado Guanajuato (tabla 2.6). Lo anterior de acuerdo al Diario Oficial de la Federación de fecha 17 de noviembre de 1997.

AÑO	ESCURRIMIENTOS MENSUALES, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1998	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
1999	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2000	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2001	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2002	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2003	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2004	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2005	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2006	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2007	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2008	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2009	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2010	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2011	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2012	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2013	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2014	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2015	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2016	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2017	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2018	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2019	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2020	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2021	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2022	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2023	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2024	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2025	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2026	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2027	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2028	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2029	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2030	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2031	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2032	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2033	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2034	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2035	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2036	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2037	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2038	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2039	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2040	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2041	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2042	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2043	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2044	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2045	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
2046	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
MEDIA	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
MEDIANA	1,50	0,82	0,74	0,54	0,54	6,54	29,22	36,47	28,52	10,55	3,07	1,32	119,84
DESV. EST	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabla 2.6 Demanda futura del río Verde al estado de Guanajuato
(Diario Oficial 17 de Noviembre de 1997)**

Con el fin de determinar exclusivamente los escurrimientos de la cuenca del río Santiago hasta el sitio del proyecto, se restaron también los retornos históricos de aguas negras de la zona Metropolitana de Guadalajara al río Santiago (tabla 2.7). Con lo anterior se obtuvieron los escurrimientos que se presentan en la tabla 2.8. En todos los casos se empleó el período 1949 – 1999.

AÑO	VOLUMEN, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1949	4,3	3,9	4,3	4,1	4,3	4,1	4,3	4,3	4,1	4,3	4,1	4,3	50,5
1950	4,7	4,3	4,7	4,6	4,7	4,6	4,7	4,7	4,6	4,7	4,6	4,7	55,9
1951	5,2	4,7	5,2	5,0	5,2	5,0	5,2	5,2	5,0	5,2	5,0	5,2	61,3
1952	5,7	5,1	5,7	5,5	5,7	5,5	5,7	5,7	5,5	5,7	5,5	5,7	66,7
1953	6,1	5,5	6,1	5,9	6,1	5,9	6,1	6,1	5,9	6,1	5,9	6,1	72,1
1954	6,6	5,9	6,6	6,4	6,6	6,4	6,6	6,6	6,4	6,6	6,4	6,6	77,5
1955	7,0	6,4	7,0	6,8	7,0	6,8	7,0	7,0	6,8	7,0	6,8	7,0	82,9
1956	7,5	6,8	7,5	7,3	7,5	7,3	7,5	7,5	7,3	7,5	7,3	7,5	88,3
1957	8,0	7,2	8,0	7,7	8,0	7,7	8,0	8,0	7,7	8,0	7,7	8,0	93,7
1958	8,4	7,6	8,4	8,1	8,4	8,1	8,4	8,4	8,1	8,4	8,1	8,4	99,1
1959	8,9	8,0	8,9	8,6	8,9	8,6	8,9	8,9	8,6	8,9	8,6	8,9	104,5
1960	9,3	8,4	9,3	9,0	9,3	9,0	9,3	9,3	9,0	9,3	9,0	9,3	109,9
1961	9,8	8,8	9,8	9,5	9,8	9,5	9,8	9,8	9,5	9,8	9,5	9,8	115,3
1962	10,3	9,3	10,3	9,9	10,3	9,9	10,3	10,3	9,9	10,3	9,9	10,3	120,7
1963	10,7	9,7	10,7	10,4	10,7	10,4	10,7	10,7	10,4	10,7	10,4	10,7	126,1
1964	11,2	10,1	11,2	10,8	11,2	10,8	11,2	11,2	10,8	11,2	10,8	11,2	131,6
1965	11,6	10,5	11,6	11,3	11,6	11,3	11,6	11,6	11,3	11,6	11,3	11,6	137,0
1966	12,1	10,9	12,1	11,7	12,1	11,7	12,1	12,1	11,7	12,1	11,7	12,1	142,4
1967	12,6	11,3	12,6	12,1	12,6	12,1	12,6	12,6	12,1	12,6	12,1	12,6	147,8
1968	13,0	11,8	13,0	12,6	13,0	12,6	13,0	13,0	12,6	13,0	12,6	13,0	153,2
1969	13,5	12,2	13,5	13,0	13,5	13,0	13,5	13,5	13,0	13,5	13,0	13,5	158,6
1970	13,9	12,6	13,9	13,5	13,9	13,5	13,9	13,9	13,5	13,9	13,5	13,9	164,0
1971	14,4	13,0	14,4	13,9	14,4	13,9	14,4	14,4	13,9	14,4	13,9	14,4	169,4
1972	14,8	13,4	14,8	14,4	14,8	14,4	14,8	14,8	14,4	14,8	14,4	14,8	174,8
1973	15,3	13,8	15,3	14,8	15,3	14,8	15,3	15,3	14,8	15,3	14,8	15,3	180,2
1974	15,8	14,2	15,8	15,3	15,8	15,3	15,8	15,8	15,3	15,8	15,3	15,8	185,6
1975	16,2	14,7	16,2	15,7	16,2	15,7	16,2	16,2	15,7	16,2	15,7	16,2	191,0
1976	16,7	15,1	16,7	16,1	16,7	16,1	16,7	16,7	16,1	16,7	16,1	16,7	196,4
1977	17,1	15,5	17,1	16,6	17,1	16,6	17,1	17,1	16,6	17,1	16,6	17,1	201,8
1978	17,6	15,9	17,6	17,0	17,6	17,0	17,6	17,6	17,0	17,6	17,0	17,6	207,2
1979	18,1	16,3	18,1	17,5	18,1	17,5	18,1	18,1	17,5	18,1	17,5	18,1	212,6
1980	18,5	16,7	18,5	17,9	18,5	17,9	18,5	18,5	17,9	18,5	17,9	18,5	218,0
1981	19,0	17,1	19,0	18,4	19,0	18,4	19,0	19,0	18,4	19,0	18,4	19,0	223,5
1982	19,4	17,6	19,4	18,8	19,4	18,8	19,4	19,4	18,8	19,4	18,8	19,4	228,9
1983	19,9	18,0	19,9	19,3	19,9	19,3	19,9	19,9	19,3	19,9	19,3	19,9	234,3
1984	20,4	18,4	20,4	19,7	20,4	19,7	20,4	20,4	19,7	20,4	19,7	20,4	239,7
1985	20,8	18,8	20,8	20,1	20,8	20,1	20,8	20,8	20,1	20,8	20,1	20,8	245,1
1986	21,3	19,2	21,3	20,6	21,3	20,6	21,3	21,3	20,6	21,3	20,6	21,3	250,5
1987	21,7	19,6	21,7	21,0	21,7	21,0	21,7	21,7	21,0	21,7	21,0	21,7	255,9
1988	22,2	20,0	22,2	21,5	22,2	21,5	22,2	22,2	21,5	22,2	21,5	22,2	261,3
1989	22,7	20,5	22,7	21,9	22,7	21,9	22,7	22,7	21,9	22,7	21,9	22,7	266,7
1990	23,1	20,9	23,1	22,4	23,1	22,4	23,1	23,1	22,4	23,1	22,4	23,1	272,1
1991	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1992	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1993	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1994	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1995	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1996	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1997	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1998	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
1999	23,6	21,3	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	23,6	22,8	23,6	22,8	23,6	277,5
MEDIA	15,44	13,95	15,44	14,94	15,44	14,94	15,44	15,44	14,94	15,44	14,94	15,44	181,80
MEDIANA	15,76	14,24	15,76	15,26	15,76	15,26	15,76	15,76	15,26	15,76	15,26	15,76	185,61
DESV. EST	6,36	5,75	6,36	6,16	6,36	6,16	6,36	6,36	6,16	6,36	6,16	6,36	74,90

Tabla 2.7 Retornos históricos de aguas negras en la zona metropolitana de Guadalajara.

AÑO DE REFER.	ESCURRIMIENTOS FUTUROS MENSUALES, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1949 - 1998	52,36	46,66	46,21	45,51	38,19	226,09	726,41	456,78	220,88	133,15	46,73	47,69	2086,65
1950 - 1999	52,15	36,38	46,07	31,06	27,97	201,37	479,30	278,52	342,48	98,96	49,43	51,80	1695,47
1951 - 2000	52,60	48,58	57,84	50,69	47,91	160,90	606,24	415,02	289,77	76,10	76,12	62,78	1944,55
1952 - 2001	31,75	27,54	28,41	21,87	27,54	185,66	563,25	610,51	365,70	188,96	64,49	44,25	2159,92
1953 - 2002	44,39	41,20	33,46	26,81	28,65	132,87	316,95	791,31	566,90	113,66	89,96	85,47	2271,62
1954 - 2003	51,02	34,71	40,76	43,45	40,67	230,32	517,97	450,19	121,22	145,40	46,06	48,74	1770,51
1955 - 2004	55,95	43,52	40,77	20,04	14,89	43,67	513,68	1726,32	1269,16	552,97	76,04	59,60	4416,60
1956 - 2005	55,99	52,45	45,18	43,21	84,72	246,77	993,13	1017,11	291,03	50,04	21,21	35,14	2935,96
1957 - 2006	55,50	49,70	44,53	42,78	39,04	45,38	196,33	187,21	259,20	103,50	41,58	46,67	1111,42
1958 - 2007	51,45	38,47	43,38	34,62	37,20	251,54	1432,45	677,24	1672,90	1135,93	987,83	177,52	6540,54
1959 - 2008	100,97	54,22	46,20	223,50	74,72	199,75	812,35	1224,76	379,28	232,30	149,66	65,05	3562,76
1960 - 2009	53,70	46,50	40,05	39,37	39,59	51,50	446,73	858,91	412,47	65,27	58,59	69,36	2182,04
1961 - 2010	64,50	49,34	47,86	32,70	49,36	159,50	978,26	880,94	302,14	97,88	60,07	47,03	2769,59
1962 - 2011	45,94	47,60	32,91	30,44	30,26	219,42	614,39	229,07	824,49	299,13	83,45	68,98	2526,08
1963 - 2012	58,27	52,20	50,46	41,66	48,17	153,85	1326,52	1184,39	698,79	365,42	94,29	176,02	4250,04
1964 - 2013	137,12	21,97	0,00	0,00	25,20	129,29	259,12	349,65	888,60	430,89	70,09	70,97	2382,90
1965 - 2014	56,42	33,63	92,54	78,87	91,34	160,63	202,68	2019,93	1255,33	533,02	138,51	102,20	4765,09
1966 - 2015	76,81	85,30	61,81	78,55	16,33	184,05	406,47	1241,62	770,62	251,88	68,22	59,87	3301,53
1967 - 2016	100,47	64,76	69,77	96,55	109,98	160,68	708,70	1729,76	3320,90	812,33	247,77	149,43	7571,11
1968 - 2017	81,44	77,92	211,74	57,07	66,96	119,17	843,82	1120,44	852,16	160,39	57,02	80,18	3728,32
1969 - 2018	75,24	87,16	107,27	72,93	80,12	100,06	297,38	132,71	192,36	121,68	40,86	28,70	1336,48
1970 - 2019	38,05	32,85	68,19	90,39	62,36	163,99	708,77	685,88	920,85	474,63	64,22	43,46	3353,63
1971 - 2020	59,77	46,78	63,69	68,96	101,07	230,11	669,91	1742,38	1334,55	965,02	206,28	98,44	5586,95
1972 - 2021	69,06	110,21	109,14	65,18	82,29	118,14	215,54	369,29	358,05	66,84	40,03	105,08	1708,86
1973 - 2022	100,37	22,96	25,71	70,59	87,40	113,77	1443,31	4101,46	1433,09	430,82	166,78	59,63	8055,89
1974 - 2023	60,09	61,84	96,12	31,58	97,40	129,34	486,82	424,70	360,42	91,69	32,46	42,12	1914,59
1975 - 2024	45,51	107,25	69,85	75,05	64,95	135,46	1232,61	2009,21	532,13	71,11	33,76	31,36	4408,25
1976 - 2025	54,51	76,52	85,98	64,02	52,08	81,65	2060,02	848,26	470,53	544,48	383,59	264,90	4986,54
1977 - 2026	109,54	63,24	112,29	104,04	113,72	275,22	847,90	436,80	1474,70	97,07	37,35	53,67	3725,56
1978 - 2027	58,57	62,62	84,85	101,68	107,35	153,87	309,20	317,50	629,98	1140,13	64,72	43,32	3073,80
1979 - 2028	54,45	50,22	95,30	88,85	92,05	94,83	216,75	555,38	294,83	13,32	24,00	19,15	1599,12
1980 - 2029	36,61	46,92	65,24	58,80	83,22	94,99	363,94	497,41	354,64	141,64	69,31	45,26	1857,98
1981 - 2030	38,43	26,26	33,40	36,26	60,83	176,22	912,20	460,59	398,88	91,31	79,09	116,23	2429,69
1982 - 2031	43,44	29,86	23,29	35,59	40,75	38,79	477,00	321,39	85,50	46,06	35,56	35,17	1212,39
1983 - 2032	128,14	85,41	95,54	91,04	101,71	165,67	792,65	1005,35	762,21	334,98	169,76	117,67	3850,13
1984 - 2033	49,85	30,99	28,26	27,18	13,98	295,17	1196,47	1094,26	572,94	111,50	55,02	56,36	3532,00
1985 - 2034	59,96	52,17	82,13	68,23	50,96	189,25	527,53	733,40	303,03	165,14	95,73	78,46	2405,99
1986 - 2035	51,47	41,62	44,51	63,41	95,55	228,53	708,94	307,72	433,97	338,47	128,16	89,30	2531,65
1987 - 2036	103,13	111,75	125,39	84,94	81,27	221,67	352,99	539,73	576,11	244,22	82,22	89,25	2612,65
1988 - 2037	47,20	24,51	87,71	76,23	77,60	98,15	598,73	1076,81	546,36	134,84	50,40	82,29	2900,82
1989 - 2038	41,10	106,32	139,44	64,67	67,10	101,21	347,93	442,95	453,05	179,95	103,86	101,16	2148,73
1990 - 2039	55,13	88,97	78,96	71,96	103,53	127,03	364,81	2266,28	1242,83	398,83	166,06	66,14	5030,53
1991 - 2040	36,44	43,17	88,85	85,83	69,15	97,33	3077,99	644,24	769,64	163,28	17,87	21,55	5115,32
1992 - 2041	1970,12	668,05	125,14	133,47	120,22	105,83	180,33	410,00	262,75	474,74	132,02	97,33	4680,01
1993 - 2042	93,76	78,18	107,67	97,54	115,10	109,73	585,95	294,23	445,19	131,97	67,20	67,33	2193,85
1994 - 2043	42,53	34,26	57,87	122,59	88,97	165,29	135,41	189,02	435,79	160,90	65,34	68,54	1566,51
1995 - 2044	29,40	42,03	76,01	70,86	39,89	177,11	533,79	1118,83	729,13	199,93	114,17	86,79	3217,93
1996 - 2045	50,88	30,15	27,77	20,88	111,62	151,26	244,29	254,04	587,03	417,94	108,57	51,54	2055,96
1997 - 2046	54,01	53,54	91,87	132,04	101,66	145,49	270,14	155,60	178,43	61,06	58,82	60,30	1362,97
1998 - 2047	94,12	73,05	77,38	136,03	95,79	119,46	298,37	420,77	822,95	639,94	115,27	100,40	2993,52
1999 - 2048	76,42	58,00	44,52	82,20	82,13	120,05	311,54	338,97	391,36	154,39	85,68	54,74	1800,01
Media	100,12	66,66	68,61	67,29	68,25	152,69	661,06	816,57	656,03	283,43	106,30	74,99	3121,98
Mediana	55,13	49,34	63,69	65,18	69,15	153,85	527,53	555,38	470,53	163,28	69,31	65,05	2612,65
Desv. est.	268,19	89,09	37,07	38,61	30,52	59,75	521,13	709,46	536,85	269,04	141,22	43,70	1577,83

Tabla 2.8 P.H. El Cajón [La Yesca + El Caimán + Cuenca propia - Dotación a Gto. (Diario Oficial 17-Nov-97) – Est. Corona - Retornos Históricos (1949-1999) al 100%]

Además de analizar el período 1949-1999, se utilizó también el período 1979-1999, porque como se observa en los registros de la estación El Salto (tabla 2.9), los escurrimientos del río Santiago aguas abajo del Lago de Chapala han disminuido a partir de 1978, llegando a la situación que desde el año de 1984 han sido prácticamente nulos.

Año	Escurreimientos medios mensuales millones de m ³ (período 1951-1985)												Anual
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
1951	36.42	32.26	35.27	36.48	38.49	33.08	33.19	31.17	26.55	40.32	38.97	41.58	423.78
1952	38.59	35.78	34.38	35.45	44.01	34.43	42.72	28.95	26.91	37.53	38.80	48.37	445.92
1953	48.61	49.32	53.37	50.82	47.89	41.70	41.31	41.26	44.58	46.26	43.49	46.52	555.12
1954	51.53	55.48	64.84	56.33	53.23	44.58	42.16	45.93	49.28	45.68	47.91	53.54	610.48
1955	58.63	46.38	47.51	28.51	27.62	33.91	35.78	39.28	110.55	82.55	45.39	49.11	605.20
1956	39.07	44.86	43.91	44.54	48.88	43.70	37.44	28.54	39.87	53.02	56.86	53.06	533.74
1957	54.13	50.73	59.64	52.10	57.93	51.18	48.41	38.78	36.82	43.17	45.85	48.22	586.97
1958	48.55	44.79	61.44	53.01	55.85	41.95	59.49	35.14	42.86	39.62	47.96	48.74	579.39
1959	56.57	54.70	63.29	63.30	61.06	88.25	151.25	351.11	300.04	310.19	286.74	66.80	1853.28
1960	69.25	70.89	71.66	69.23	82.56	51.28	60.07	56.42	42.64	57.16	49.08	52.35	732.59
1961	57.39	46.85	49.60	49.60	58.79	42.36	30.89	45.61	45.94	51.06	55.64	59.62	593.33
1962	55.52	48.75	50.78	52.44	51.93	34.68	42.98	41.71	37.81	38.74	38.53	36.05	529.92
1963	43.77	41.94	44.38	38.02	43.00	36.56	29.13	27.08	37.53	50.04	47.66	50.54	489.64
1964	47.66	52.38	56.89	56.40	56.93	44.62	38.45	29.29	21.24	31.39	42.85	45.67	523.76
1965	49.26	49.66	50.30	42.55	38.22	31.90	31.49	52.15	131.07	634.13	176.66	52.41	1339.80
1966	57.03	56.69	77.17	94.65	176.40	278.11	238.62	148.58	402.57	39.38	58.85	62.04	1690.08
1967	51.82	63.89	75.12	78.87	63.94	65.93	361.75	109.20	722.57	1.01	1.02	614.07	4327.84
1968	237.48	186.67	268.72	249.53	267.35	130.71	316.56	407.26	193.21	60.68	67.18	81.47	2466.82
1969	83.46	76.87	67.98	61.59	51.57	50.12	37.41	32.94	39.02	48.46	50.94	55.30	655.65
1970	42.04	39.39	41.44	50.67	58.90	50.62	58.06	56.24	43.04	43.95	47.74	55.80	587.88
1971	56.66	50.95	58.33	49.16	59.85	47.56	40.92	209.11	597.57	991.12	497.76	116.96	2775.94
1972	87.61	90.85	102.78	106.87	113.82	202.64	155.65	45.06	46.15	52.58	55.59	63.85	1123.47
1973	62.15	54.06	59.86	67.04	66.86	57.42	76.02	260.52	976.38	653.79	154.42	116.62	2605.14
1974	98.72	87.86	92.52	96.32	101.21	135.06	219.51	247.05	51.86	68.12	58.55	60.06	1316.84
1975	61.35	53.86	57.17	63.38	98.18	73.99	62.58	105.74	292.05	61.57	49.70	59.25	1038.82
1976	57.29	58.58	59.75	68.57	81.46	61.37	323.09	866.11	569.48	405.89	403.97	227.69	3183.25
1977	63.07	69.87	116.10	124.20	145.72	177.43	252.55	57.93	97.10	71.76	77.59	95.03	1348.35
1978	78.58	73.34	90.50	57.54	60.44	79.82	46.33	45.45	54.17	104.96	57.91	60.06	809.09
1979	57.21	51.79	58.93	52.14	59.61	-	-	-	-	-	-	-	279.67
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1981	-	-	-	7.01	7.11	15.97	-	10.52	20.88	6.40	7.18	6.67	81.73
1982	10.15	8.77	7.29	9.00	8.15	4.89	21.14	28.29	16.72	4.41	1.96	0.06	120.82
1983	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.01	16.96	7.02	6.72	5.56	0.00	65.27
1984	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1985	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Media	64.01	60.27	69.81	67.76	75.43	73.75	104.07	124.41	181.39	187.94	130.86	86.46	1226.15

*La media fue obtenida para el período 1951-1978

Tabla 2.9 Estación Hidrométrica El Salto

El planteamiento para determinar los usos futuros que afectarán los escurrimientos del río Santiago, se realizó con la información existente sobre el programa actual y futuro de fuentes de abastecimiento de agua para la zona metropolitana de Guadalajara (tabla 2.10). Con esta información se inició una proyección que involucró el crecimiento de la población a una tasa del 1,0% anual reportada en los últimos análisis de población, y una demanda que considera una dotación media de 250 lt/hab/día, entre uso doméstico e industrial, y cuyos resultados se muestran en la tabla 2.11, para el período de 1998-2048.

	FUENTES	GASTO m³/s	CONDICIÓN
ACTUALES			
1	Acuífero Tesistan-Atemajac	2,0	En operación y rehabilitaciones
2	Acuífero Toluquilla	1,0	En operación
3	Pozos Zona Metropolitana	1,0	En operación, incluyendo colonias con sistema propio (no del SIAPA)
4	Acueducto Chapala-Guadalajara	7,5	En operación con complementación ocasional del sistema anterior Atequiza-Las Pintas
5	Sistema Calderón	2,0	En operación con déficit actual
	Subtotal actual	13,5	
EN PROYECTO			
6	Acueducto El Salto-Calderón-Guadalajara	2,5	En trámite de financiamiento
7	Sistema Río Verde (Picachos-Guadalajara o La Zurda-Purgatorio)	7,5	En dos etapas
8	Acuífero San Marcos	1,0	Con anteproyecto
9	Acuífero Ameca	2,0	Por estudiarse
10	Reuso (Proy. El Vado)	6,0	En estudio
11	Río Juchipila	5,9	Por estudiarse
12	Río Bolaños	8,0	Por estudiarse a largo plazo
	Subtotal en proyecto	32,9	

Tabla 2.10 Programa actual y futuro de fuentes de abastecimiento de agua para la zona metropolitana de Guadalajara

De la proyección efectuada (tabla 2.11), se observa que el río Verde, dejará de aportar parte de su caudal al río Santiago por contribuir al abastecimiento de agua potable de la zona metropolitana de Guadalajara.

Para continuar con el análisis se consideró un retorno de aguas negras del 70% al río Santiago con una tasa de crecimiento de la población del 1%.

AÑO	Habitantes millones	DEMANDA m³/s	FUENTES, EN m³/s										TOTAL m³/s
			ACTUALES			FUTURAS							
			POZOS	CHAPALA	SISTEMA CALDERÓN	Acueducto El Salto-Calderón	SISTEMA RÍO VERDE	ACUÍFERO SAN MARCOS	ACUÍFERO AMECA	REUSO Proy. El Vado	RÍO JUCHIPILA	RÍO BOLAÑOS	
1998	3.77	13.50	4.00	7.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50
1999	3.81	13.61	4.00	7.50	2.00	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.61
2000	3.85	13.72	4.00	7.50	2.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.72
2001	3.88	13.83	4.00	7.50	2.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.83
2002	3.92	13.94	4.00	7.50	2.00	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.94
2003	3.96	14.06	4.00	7.50	2.00	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.06
2004	4.00	14.17	4.00	7.50	2.00	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.17
2005	4.04	14.29	4.00	7.50	2.00	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.29
2006	4.08	14.40	4.00	7.50	2.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40
2007	4.12	14.52	4.00	7.50	2.00	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.52
2008	4.16	14.64	4.00	7.50	2.00	1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.64
2009	4.21	14.76	4.00	7.50	2.00	1.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.76
2010	4.25	14.88	4.00	7.50	2.00	1.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.88
2011	4.29	15.01	4.00	7.50	2.00	1.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.01
2012	4.33	15.13	4.00	7.50	2.00	1.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.13
2013	4.38	15.26	4.00	7.50	2.00	1.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.26
2014	4.42	15.38	4.00	7.50	2.00	1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.38
2015	4.46	15.51	4.00	7.50	2.00	2.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.51
2016	4.51	15.64	4.00	7.50	2.00	2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.64
2017	4.55	15.77	4.00	7.50	2.00	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.77
2018	4.60	15.90	4.00	7.50	2.00	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.90
2019	4.65	16.04	4.00	7.50	2.00	2.50	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.04
2020	4.69	16.17	4.00	7.50	2.00	2.50	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.17
2021	4.74	16.31	4.00	7.50	2.00	2.50	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.31
2022	4.79	16.44	4.00	7.50	2.00	2.50	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.44
2023	4.83	16.58	4.00	7.50	2.00	2.50	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.58
2024	4.88	16.72	4.00	7.50	2.00	2.50	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.72
2025	4.93	16.86	4.00	7.50	2.00	2.50	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.86
2026	4.98	17.00	4.00	7.50	2.00	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.00
2027	5.03	17.15	4.00	7.50	2.00	2.50	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.15
2028	5.08	17.29	4.00	7.50	2.00	2.50	1.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.29
2029	5.13	17.44	4.00	7.50	2.00	2.50	1.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.44
2030	5.18	17.59	4.00	7.50	2.00	2.50	1.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.59
2031	5.24	17.74	4.00	7.50	2.00	2.50	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.74
2032	5.29	17.89	4.00	7.50	2.00	2.50	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.89
2033	5.34	18.04	4.00	7.50	2.00	2.50	2.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.04
2034	5.39	18.20	4.00	7.50	2.00	2.50	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.20
2035	5.45	18.36	4.00	7.50	2.00	2.50	2.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.36
2036	5.50	18.51	4.00	7.50	2.00	2.50	2.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.51
2037	5.56	18.67	4.00	7.50	2.00	2.50	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.67
2038	5.61	18.83	4.00	7.50	2.00	2.50	2.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.83
2039	5.67	19.00	4.00	7.50	2.00	2.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.00
2040	5.73	19.16	4.00	7.50	2.00	2.50	3.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.16
2041	5.78	19.32	4.00	7.50	2.00	2.50	3.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.32
2042	5.84	19.49	4.00	7.50	2.00	2.50	3.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.49
2043	5.90	19.66	4.00	7.50	2.00	2.50	3.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.66
2044	5.96	19.83	4.00	7.50	2.00	2.50	3.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.83
2045	6.02	20.00	4.00	7.50	2.00	2.50	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00
2046	6.08	20.18	4.00	7.50	2.00	2.50	4.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.18
2047	6.14	20.35	4.00	7.50	2.00	2.50	4.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.35
2048	6.20	20.53	4.00	7.50	2.00	2.50	4.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.53

Tabla 2.11 Afectaciones al escurrimiento del río Santiago para abastecimiento de agua a la zona metropolitana de Guadalajara

Entonces, sintetizando los resultados obtenidos:

Los escurrimientos medios estimados sobre el río Santiago se resumen en la tabla 2.12.

Período	Escurrimiento medio estimado [Mm³]
FACTOR DE RETORNO: 70 % con tasa 1 %	
1998-2048 (1949-1999)	3 326,35
2028-2048 (1979-1999)	2 903,15

Tabla 2.12 Escurrimientos medios estimados sobre el río Santiago

El registro de los escurrimientos mensuales adoptados para el sitio del P. H. El Cajón, Nayarit, se integró con base en registros históricos y en los usos actuales y futuros del caudal del río Santiago. La información así determinada comprendió los años 1949 a 1997. Posteriormente, la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos indicó que dicho registro se modificará para tomar en consideración las recomendaciones emitidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Finalmente, se acordó completar el período del registro hasta el año de 1999. (Ver tabla 2.13).

AÑO DE REF.	ESCURRIMIENTOS FUTUROS MENSUALES, EN MILLONES DE m³												ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1949 - 1998	72,32	64,68	66,17	64,82	58,14	245,40	746,36	476,73	240,19	153,10	66,04	67,64	2321,59
1950 - 1999	72,02	54,32	65,93	50,28	47,83	220,59	499,16	298,38	361,71	118,83	68,66	71,67	1929,39
1951 - 2000	72,38	66,45	77,62	69,83	67,69	180,04	626,02	434,80	308,91	95,88	95,26	82,55	2177,42
1952 - 2001	51,44	45,32	48,10	40,92	47,23	204,72	582,94	630,20	384,75	208,64	83,55	63,94	2391,74
1953 - 2002	63,99	58,90	53,06	45,77	48,25	151,84	336,55	810,91	585,87	133,25	108,92	105,07	2502,37
1954 - 2003	70,53	52,33	60,27	62,32	60,18	249,20	537,48	469,69	140,10	164,91	64,93	68,25	2000,19
1955 - 2004	75,37	61,06	60,18	38,82	34,31	62,45	533,09	1745,73	1287,95	572,38	94,83	79,02	4645,19
1956 - 2005	75,32	69,90	64,50	61,91	104,04	265,47	1012,45	1036,43	309,73	69,36	39,91	54,46	3163,46
1957 - 2006	74,73	67,06	63,76	61,38	58,27	63,99	215,55	206,44	277,81	122,73	60,18	65,90	1337,81
1958 - 2007	70,58	55,75	62,51	53,13	56,34	270,06	1451,59	696,37	1691,41	1155,07	1006,35	196,65	6765,81
1959 - 2008	120,01	71,41	65,24	241,92	93,76	218,18	831,38	1243,80	397,71	251,33	168,08	84,08	3786,90
1960 - 2009	72,64	63,61	58,99	57,70	58,53	69,83	465,67	877,85	430,80	84,21	76,92	88,30	2405,04
1961 - 2010	83,34	66,36	66,71	50,94	68,21	177,74	997,10	899,78	320,37	116,73	78,30	65,88	2991,44
1962 - 2011	64,68	64,53	51,66	48,58	49,00	237,56	633,14	247,82	842,63	317,88	101,58	87,72	2746,77
1963 - 2012	76,91	69,04	69,10	59,70	66,82	171,89	1345,16	1203,03	716,84	384,06	112,34	194,67	4469,56
1964 - 2013	155,67	38,72	18,54	17,94	43,74	147,24	277,67	368,20	906,55	449,43	88,03	89,51	2601,23
1965 - 2014	74,86	50,29	110,98	96,72	109,78	178,47	221,12	2038,37	1273,18	551,46	156,36	120,64	4982,22
1966 - 2015	95,15	101,86	80,14	96,30	34,67	201,80	424,81	1259,96	788,37	270,22	85,97	78,21	3517,45
1967 - 2016	118,71	81,23	88,01	114,20	128,21	178,33	726,94	1748,00	3338,55	830,56	265,42	167,67	7785,81
1968 - 2017	99,57	94,30	229,87	74,61	85,09	136,71	861,95	1138,57	869,71	178,52	74,57	98,31	3941,78
1969 - 2018	93,27	103,44	125,29	90,38	98,14	117,50	315,40	150,73	209,80	139,71	58,30	46,73	1548,70
1970 - 2019	55,96	49,03	86,11	107,73	80,28	181,33	726,69	703,80	938,19	492,55	81,56	61,38	3564,59
1971 - 2020	77,58	62,87	81,50	86,20	118,88	247,34	687,72	1760,19	1351,79	982,83	223,52	116,25	5796,64
1972 - 2021	86,76	126,20	126,84	82,31	99,99	135,27	233,24	386,99	375,18	84,54	57,16	122,78	1917,27
1973 - 2022	117,96	38,85	43,30	87,61	104,99	130,80	1460,90	4119,05	1450,11	448,41	183,81	77,22	8263,00
1974 - 2023	77,57	77,62	113,60	48,49	114,88	146,26	504,30	442,18	377,34	109,17	49,37	59,60	2120,39
1975 - 2024	62,88	122,94	87,21	91,86	82,32	152,26	1249,98	2026,57	548,93	88,48	50,57	48,72	4612,72
1976 - 2025	71,76	92,11	103,23	80,71	69,33	98,34	2077,27	865,51	487,22	561,73	400,29	282,15	5189,67
1977 - 2026	126,68	78,72	129,43	120,63	130,86	291,81	865,04	453,94	1491,29	114,21	53,93	70,81	3927,34
1978 - 2027	75,59	78,00	101,88	118,15	124,37	170,34	326,23	334,53	646,46	1157,15	81,19	60,35	3274,22
1979 - 2028	71,36	65,49	112,21	105,21	108,95	111,19	233,65	572,29	311,19	30,22	40,36	36,05	1798,16
1980 - 2029	53,40	62,09	82,03	75,05	100,01	111,23	380,73	514,20	370,88	158,43	85,56	62,04	2055,64
1981 - 2030	55,09	41,32	50,07	52,39	77,50	192,35	928,87	477,26	415,01	107,97	95,22	132,89	2625,94
1982 - 2031	59,98	44,81	39,84	51,60	57,30	54,80	493,55	337,94	101,51	62,61	51,58	51,72	1407,22
1983 - 2032	144,56	100,25	111,96	106,94	118,14	181,57	809,08	1021,78	778,10	351,40	185,65	134,10	4043,53
1984 - 2033	66,15	45,71	44,56	42,96	30,29	310,95	1212,78	1110,56	588,72	127,81	70,80	72,66	3723,95
1985 - 2034	76,14	66,78	98,30	83,89	67,14	204,91	543,71	749,58	318,68	181,32	111,39	94,64	2596,48
1986 - 2035	67,52	56,12	60,56	78,95	111,60	244,06	724,99	323,77	449,51	354,52	143,69	105,36	2720,66
1987 - 2036	119,06	126,14	141,31	100,35	97,19	237,08	368,92	555,66	591,52	260,15	97,63	105,17	2800,17
1988 - 2037	62,99	38,78	103,50	91,51	93,40	113,44	614,53	1092,61	561,65	150,64	65,68	98,08	3086,83
1989 - 2038	56,76	120,47	155,11	79,83	82,77	116,38	363,60	458,62	468,21	195,62	119,02	116,83	2333,22
1990 - 2039	70,67	103,00	94,50	87,00	119,07	142,07	380,35	2281,82	1257,86	414,36	181,10	81,67	5213,49
1991 - 2040	51,84	57,08	104,26	100,73	84,55	112,24	3093,40	659,65	784,55	178,68	32,78	36,96	5296,72
1992 - 2041	1985,40	681,85	140,41	148,25	135,49	120,61	195,61	425,28	277,53	490,02	146,80	112,60	4859,84
1993 - 2042	108,90	91,86	122,81	112,19	130,24	124,38	601,08	309,37	459,84	147,10	81,85	82,47	2372,11
1994 - 2043	57,53	47,81	72,87	137,11	103,97	179,81	150,41	204,02	450,31	175,91	79,86	83,54	1743,16
1995 - 2044	44,26	55,45	90,88	85,24	54,76	191,49	548,66	1133,69	743,51	214,80	128,55	101,66	3392,97
1996 - 2045	65,61	43,45	42,50	35,13	126,34	165,52	259,01	268,77	601,28	432,66	122,83	66,26	2229,37
1997 - 2046	68,60	66,71	106,46	146,16	116,25	159,61	284,73	170,19	192,55	75,65	72,94	74,89	1534,73
1998 - 2047	108,57	86,09	91,82	150,02	110,24	133,44	312,81	435,22	836,93	654,38	129,25	114,85	3163,62
1999 - 2048	90,73	70,92	58,82	96,04	96,44	133,90	325,84	353,28	405,20	168,69	99,53	69,04	1968,43
Media	117,48	82,33	85,97	84,09	85,60	169,49	678,42	833,92	672,82	300,79	123,10	92,35	3326,35
Mediana	72,64	66,36	81,50	82,31	85,09	170,34	543,71	572,29	487,22	178,68	85,97	82,47	2800,17
Desv. est	267,90	88,77	36,56	37,98	29,62	60,04	521,23	709,69	536,98	269,08	141,37	43,70	1579,02

Tabla 2.13 La Yesca + El Caimán + Cuenca propia + Retornos futuros de aguas negras (1998-2046) al 70% - Dotación a Gto. (Diario Oficial 17-nov-97) - Est. Corona - Usos Futuros (Río Verde) - Retornos históricos (1949-1999) .

Con el objeto de establecer una manera objetiva para clasificar el régimen del escurrimiento del río Santiago en el sitio de El Cajón, se aplicó el siguiente criterio:

Se calcularon los parámetros estadísticos (media y desviación estándar promedio) de los valores anuales de la muestra integrada por el registro de escurrimientos de 1949 a 1999.

El intervalo para determinar si el escurrimiento anual se establece como perteneciente a un año “medio” se definió con base en los valores límite obtenidos mediante la suma de los valores de la media y de la desviación media así como la resta del valor de la desviación estándar promedio respecto del valor de la media. La comparación de las magnitudes de los escurrimientos anuales contra los valores límite, establecieron también la excedencia o escasez del escurrimiento para poder denominarlo año “húmedo” o año “seco” respectivamente.

La aplicación de este criterio se presenta en la tabla 2.14 en donde se puede apreciar la ocurrencia de 11 años “húmedos”, 29 años “medios” y 11 años “secos”. Estos resultados señalan que para el período de 51 años analizado poco más del 55 % del tiempo se presentan años “medios” y el tiempo restante se reparte equitativamente en años “secos” y años “húmedos”. Adicionalmente, el análisis de períodos de diferente duración (períodos de 3, 4, 5, 6, 7, 8, y 9 años) indican que la tendencia de la ocurrencia se conserva ya que se obtuvieron promedios de ocurrencia de años “medios” del orden de 57% en tanto que el promedio de años “húmedos” varía de 22 hasta 25% y el de años “secos” de 19 a 20%.

PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN, NAYARIT
SITIO P. H. EL CAJÓN
VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO ANUAL
EN MILLONES DE METROS CÚBICOS
ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Año	Volumen anual	Clasificación
1949	2 321,59	Medio
1950	1 929,39	Seco
1951	2 177,42	Medio
1952	2 391,74	Medio
1953	2 502,37	Medio
1954	2 000,19	Seco
1955	4 645,19	Húmedo
1956	3 163,46	Medio
1957	1 337,81	Seco
1958	6 765,81	Húmedo
1959	3 786,90	Medio
1960	2 405,04	Medio
1961	2 991,44	Medio
1962	2 746,77	Medio
1963	4 469,56	Medio
1964	2 601,23	Medio
1965	4 982,22	Húmedo
1966	3 517,45	Medio
1967	7 785,81	Húmedo
1968	3 941,78	Medio
1969	1 548,70	Seco
1970	3 564,59	Medio
1971	5 796,64	Húmedo
1972	1 917,27	Seco
1973	8 263,00	Húmedo
1974	2 120,39	Medio
1975	4 612,72	Húmedo
1976	5 189,67	Húmedo
1977	3 927,34	Medio
1978	3 274,22	Medio
1979	1 798,16	Seco
1980	2 055,64	Seco
1981	2 625,94	Medio
1982	1 407,22	Seco
1983	4 043,53	Medio
1984	3 723,95	Medio
1985	2 596,48	Medio
1986	2 720,66	Medio
1987	2 800,17	Medio
1988	3 086,83	Medio
1989	2 333,22	Medio
1990	5 213,49	Húmedo
1991	5 296,72	Húmedo
1992	4 859,84	Húmedo
1993	2 372,11	Medio
1994	1 743,16	Seco
1995	3 392,97	Medio
1996	2 229,37	Medio
1997	1 534,73	Seco
1998	3 163,62	Medio
1999	1 968,43	Seco

Media	3 326,35
Desv. media	1 225,574

Límite superior	4 551,93
Límite inferior	2 100,78

11	29	11
----	----	----

21,57%	56,86%	21,57%
--------	--------	--------

Tabla 2.14 Análisis estadístico

Evaporaciones

Las estaciones climatológicas básicas utilizadas para cuantificar las pérdidas de agua por evaporación en el embalse, su ubicación y los períodos registrados en ellas se muestran en la tabla 2.15:

ESTACIÓN	UBICACIÓN	ELEVACIÓN [msnm]	PERÍODO REGISTRADO
El Capomal	21°50'N, 105°07'W	27	1955 a 1993
Santa Rosa	20°55'N, 103°44'W	740	1955 a 1993

Tabla 2.15 Estaciones climatológicas básicas para cuantificación de evaporación

Las evaporaciones netas medias mensuales en el proyecto El Cajón, fueron determinadas mediante una interpolación lineal entre los valores deducidos para los sitios de las dos estaciones antes indicadas. Los valores correspondientes a cada estación se obtuvieron multiplicando los registros medios mensuales de evaporación por un factor de 0,7 menos la altura de lluvia. En dicha interpolación se relacionaron la altitud de cada estación climatológica y la correspondiente al proyecto. Los resultados se muestran en la tabla 2.16:

EVAPORACIONES NETAS MEDIAS MENSUALES EN MILÍMETROS			
Enero = 69	Abril = 170	Julio = -125	Octubre = 43
Febrero = 95	Mayo = 191	Agosto = -103	Noviembre = 83
Marzo = 143	Junio = 37	Septiembre = -55	Diciembre = 54

Tabla 2.16 Evaporaciones netas medias mensuales

Estos valores de evaporación fueron obtenidos por el entonces Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas en el año de 1985.

2.4 Gastos Máximos Anuales

Los cálculos de las avenidas de diseño de las obras de desvío y excedencias se estimaron con base en los datos de las estaciones hidrométricas más cercanas al proyecto.

Las estaciones hidrométricas más cercanas al sitio del proyecto son: La Yesca, sobre el río Santiago y El Caimán sobre el río Bolaños, lo cual permitió integrar el registro de gastos máximos anuales a considerar para el P. H. El Cajón.

Para la determinación del gasto máximo de la avenida de diseño para la obra de desvío, se utilizaron los gastos máximos anuales de las avenidas registradas en cada una de las estaciones antes mencionadas, para lo cual se adoptaron como secciones de control a las estaciones hidrométricas de La Yesca, para el río Santiago, y El Caimán para el río Bolaños, y los registros hidrométricos de ambas integraron el registro de gastos máximos para el sitio del proyecto.

El sitio del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay., se localiza a pocos kilómetros aguas abajo de la confluencia del Río Bolaños con el Río Santiago.

La información disponible comprende el período 1949 - 1999, con excepción de los años 1983, 1987, 1988 y 1990, debido a que no existen datos durante estos años, por lo que se tiene en total 47 años de registro.

En la tabla 2.17 se muestran los gastos máximos anuales y la fecha de ocurrencia en las estaciones La Yesca y El Caimán, así como la suma correspondiente para integrar el registro de gastos máximos a considerar en El Cajón.

Año	Estación hidrométrica El Caimán		Estación hidrométrica La Yesca		El Cajón
	Inicio-Final	Qmax.	Inicio-Final	Qmax.	Qmax.
1949	Jul 25 - Jul 27	202,2	Jul 15 - Jul 18	1 209,6	1 411,8
1950	Jul 26 - Jul 30	63,5	Jul 06 - Jul 08	1 031,9	1 095,4
1951	Jun 29 - Jul 01	89,3	Jun 29 - Jul 01	737,0	826,3
1952	Ago 22 - Ago 25	212,2	Ago 22 - Ago 27	804,0	1 016,2
1953	Ago 21 - Ago 25	421,0	Ago 20 - Ago 24	826,4	1 247,4
1954	Jul 31 - Ago 03	333,0	Jul 11 - Jul 15	896,5	1 229,5
1955	Sep 14 - Sep 17	421,5	Sep 23 - Sep 30	1 469,0	1890,5
1956	Oct 24 - Oct 28	512,4	Ago 24 - Ago 28	1 158,8	1 671,2
1957	Jul 07 - Jul 10	38,2	Jul 20 - Jul 23	629,0	667,2
1958	Nov 03 - Nov 07	598,0	Nov 02 - Nov 13	1 686,0	2 284,0

1959	Ago 19 - Ago 23	496,3	Ago 18 - Ago 25	832,0	1 328,3
1960	Ago 14 - Ago 17	352,0	Ago 25 - Sep 02	1 062,0	1 414,0
1961	Ago 09 - Ago 13	470,0	Ago 19 - Ago 21	963,0	1 433,0
1962	Sep 07 - Sep 10	610,0	Sep 06 - Sep 08	1 098,4	1 708,4
Año	Estación hidrométrica El Caimán		Estación hidrométrica La Yesca		Suma
	Inicio-Final	Qmax,	Inicio-Final	Qmax,	Qmax,
1963	Sep 05 - Sep 09	1 028,0	Jul 27 - Ago 07	759,0	1 787,0
1964	Sep 22 - Sep 25	607,0	Sep 22 - Sep 28	632,0	1 239,0
1965	Ago 15 - Ago 18	701,7	Ago 14 - Ago 17	2 102,0	2 803,7
1966	Ago 31 - Sep 01	722,0	Ago 31 - Sep 01	1 875,0	2 597,0
1967	Ago 26 - Ago 31	922,0	Ago 29 - Ago 30	3 960,0	4 882,0
1968	Jul 15 - Jul 17	333,0	Jul 15 - Jul 16	1 238,0	1 571,0
1969	Jul 17 - Jul 19	196,2	Jul 16 - Jul 17	204,3	400,5
1970	Sep 28 - Oct 01	696,4	Sep 29 - Sep 30	1 655,8	2 352,2
1971	Ago 15 - Ago 19	586,0	Ago 16 - Ago 19	2 027,6	2 613,6
1972	Sep 22 - Sep 25	201,3	Sep 22 - Sep 25	399,9	601,2
1973	Ago 11 - Ago 21	968,6	Ago 14 - Ago 25	6 222,7	7 191,3
1974	Jul 08 - Jul 10	228,0	Jul 12 - Jul 14	614,0	842,0
1975	Ago 06 - Ago 15	1 472,5	Ago 07 - Ago 09	1 893,0	3 365,5
1976	Jul 18 - Jul 23	1 068,2	Jul 13 - Jul 16	1 895,8	2 964,0
1977	Sep 02 - Sep 03	578,5	Sep 10 - Sep 11	1 554,0	2 132,5
1978	Oct 01 - Oct 04	489,9	Oct 08 - Oct 09	1 532,8	2 022,7
1979	Ago 14 - Ago 19	293,8	Ago 13 - Ago 15	641,7	935,5
1980	Jul 17	240,0	Jul 13	455,0	695,0
1981	Jul 28 - Ago 01	406,6	Jul 09 - Jul 15	797,5	1 204,1
1982	Jul 18 - Jul 23	468,1	Jul 18 - Jul 23	567,6	1 035,7
1984	Jul 14 - Jul 22	1 158,0	Jul 14 - Jul 23	834,2	1 992,2
1985	Jul 24 - Ago 01	435,0	Jul 25 - Jul 31	673,0	1 108,0
1986	Jul 16 - Jul 21	157,0	Jul 13 - Jul 16	1 519,4	1 676,4
1989	Sep	81,0	Sep 14 - Sep 19	464,8	545,8
1991	Jul 07 - Jul 20	791,7	Jul 14 - Jul 21	2 968,1	3 759,8
1992	Ene 24 - Ene 31	1 603,1	Ene 25 - Feb 01	2 838,4	4 441,5
1993	Sep 07 - Sep 14	128,0	Sep 07 - Sep 12	418,3	546,3

1994	Sep 02 - Sep 06	320,7	Sep 11 - Sep 12	835,4	1 156,1
1995	Ago 17 - Ago 22	884,4	Ago 17 - Ago 23	1 075,3	1 959,7
1996	Oct 03 - Oct 10	860,4	Oct 03 - Oct 11	598,2	1 458,6
Año	Estación hidrométrica El Caimán		Estación hidrométrica La Yesca		Suma
	Inicio-Final	Qmax,	Inicio-Final	Qmax,	Qmax,
1997	Sep 08 - Sep 13	404,4	Sep 08 - Sep 13	103,7	508,1
1998	Oct 01 - Oct 06	71,0	Sep 30 - Oct 05	1 293,4	1 364,4
1999	Sep 09 - Sep 14	387,4	Sep 09 - Sep 14	417,6	805,0

Tabla 2.17 Gastos máximos anuales en m³/s

Es importante hacer notar la magnitud del gasto máximo histórico presentado el 17 de agosto de 1973 en la estación La Yesca, la cual fue de 6 222 m³/s; ya que existe una diferencia significativa entre este valor y el inmediato inferior, el cual fue de 4 882 m³/s.

Esto puede llevar a pensar que hubo error en la medición; sin embargo, al verificar los registros de gastos máximos anuales de otras estaciones sobre el río Santiago se constató lo siguiente:

En la estación hidrométrica Paso de Analco el gasto máximo histórico fue de 5 632 m³/s y se presentó el 17 de Agosto de 1973.

En la estación hidrométrica Santa Rosa II el gasto máximo histórico fue de 4 378 m³/s y se presentó el 17 de Agosto de 1973.

En el Carrizal se estimó un gasto de 7 096 m³/s.

La coincidencia de fechas y el valor de los gastos no deja duda de la magnitud de la avenida que se presentó en el río Santiago.

Por lo expuesto anteriormente, se consideró aceptable el gasto máximo histórico para el P. H. El Cajón de 7 191 m³/s que resulta de la suma de los 6 222 m³/s y los 969 m³/s registrados en las estaciones hidrométricas de La Yesca y El Caimán respectivamente el 17 de Agosto de 1973.

2.5 Determinación de la avenida de diseño utilizando varias funciones de probabilidad

La avenida máxima de diseño de la obra de desvío se obtiene a partir del análisis probabilístico de la muestra de gastos máximos anuales para el sitio El Cajón.

El criterio de selección de la función de distribución de probabilidad que mejor se ajuste a una muestra, es aquella que obtenga el menor error cuadrático.

En la tabla 2.18 se presentan los gastos máximos anuales para el sitio El Cajón:

AÑO	GASTO MAX. (m³/s)	AÑO	GASTO MAX. (m³/s)	AÑO	GASTO MAX. (m³/s)
1949	1411,8	1965	2803,7	1981	1204,1
1950	1095,4	1966	2597,0	1982	1035,7
1951	826,3	1967	4882,0	1984	1992,2
1952	1016,2	1968	1571,0	1985	1108,0
1953	1247,4	1969	400,5	1986	1676,4
AÑO	GASTO MAX. (m³/s)	AÑO	GASTO MAX. (m³/s)	AÑO	GASTO MAX. (m³/s)
1954	1229,5	1970	2352,2	1989	545,8
1955	1890,5	1971	2613,6	1991	3759,8
1956	1671,2	1972	601,2	1992	4441,5
1957	667,2	1973	7191,3	1993	546,3
1958	2 284,0	1974	842,0	1994	1 156,1
1959	1 328,3	1975	3 365,5	1995	1 959,7
1960	1 414,0	1976	2 964,0	1996	1 458,6
1961	1 433,0	1977	2 132,5	1997	508,1
1962	1 708,4	1978	2 022,7	1998	1 364,4
1963	1 787,0	1979	935,5	1999	805,0
1964	1 239,0	1980	695,0		

Tabla 2.18 Gastos máximos anuales para el sitio El Cajón

Avenidas máximas Observadas en agosto de 1973

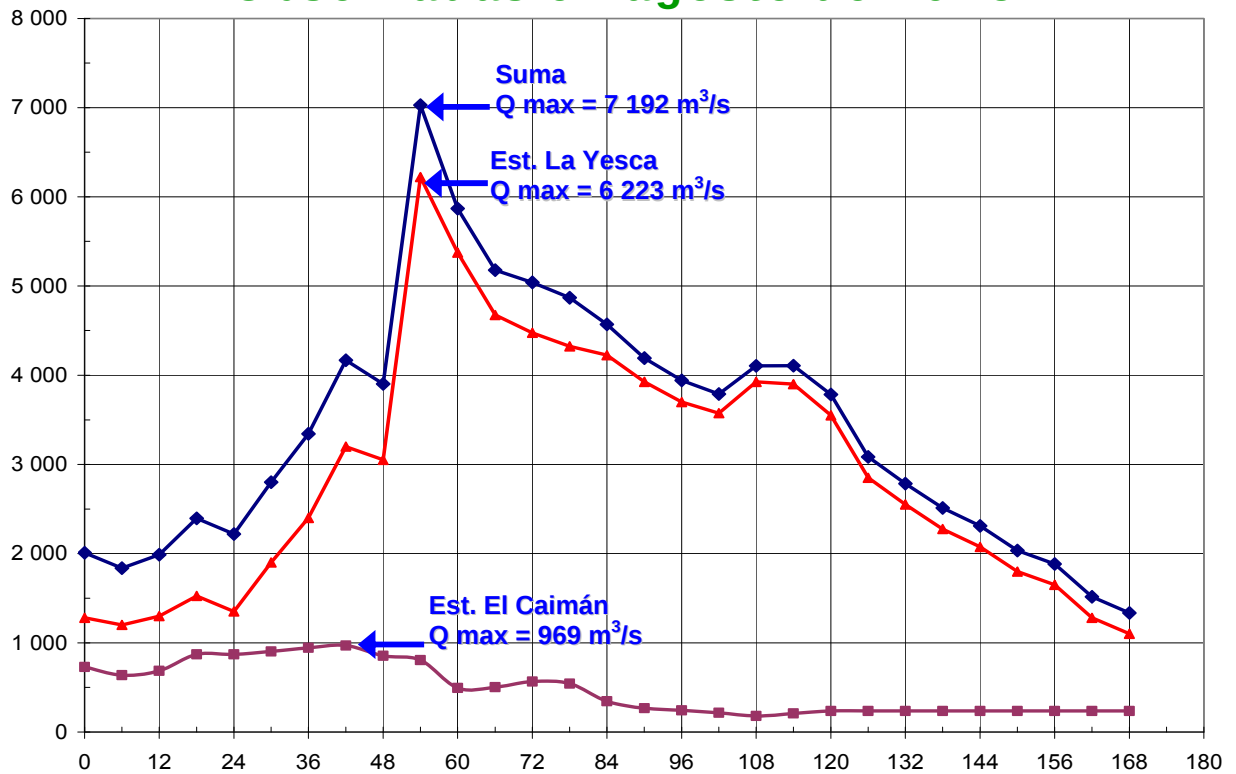


Fig. 2.6 Avenidas máximas

Para asociar la magnitud del gasto máximo con su frecuencia o periodo de retorno, se emplean diferentes modelos probabilísticos, calculando el error cuadrático y considerando que el mejor ajuste es aquel para el cual el error es mínimo.

Los funciones de distribución de probabilidad utilizadas son: Normal, Log-normal, Exponencial, Gumbel, Gamma y Gumbel para dos poblaciones y los métodos de ajuste, momentos y máxima verosimilitud.

Para poder correlacionar una muestra de registro hidrométrico con una distribución de probabilidad, se requiere de un método de estimación de parámetros que permita relacionar la información muestral con la poblacional. Los métodos de estimación de parámetros a utilizar son:

Momentos. Consiste en igualar los valores de los parámetros estadísticos de la muestra con los de la población.

Máxima Verosimilitud. Supone que el mejor parámetro de una función debe ser aquel que maximiza la probabilidad de ocurrencia de la muestra observada.

Mínimos cuadrados. Minimiza la suma de los cuadrados de todas las desviaciones entre los valores calculados y observados.

En la siguiente tabla se muestran las ecuaciones para los métodos de momentos y de máxima verosimilitud que se resolvieron para encontrar el ajuste de cada función de probabilidad:

<i>FDP.</i>	<i>MOMENTOS</i>	<i>MAXIMA VEROSIMILITUD</i>
<i>Normal</i>	$\alpha = \text{media} \text{ y } \beta = \text{desv}$	<i>igual que por momentos</i>
<i>Lognormal</i>	$\delta = \text{media} - \text{desv} \text{ y } \beta = \sqrt{\ln(z^2 + 1)}$ $\alpha = \ln \frac{\text{desv}}{Z} - \frac{1}{2} \ln(z^2 + 1)$ $z = \frac{1 - \omega^{2/3}}{\omega} \text{ y } \omega = \frac{-\text{asine} + \sqrt{\text{asine}^2 + 4}}{2}$	$\alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i - \delta)$ $\beta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i - \delta) - \alpha^2$ $\sum_{i=1}^N \frac{\alpha - \beta}{x_i - \delta} - \sum_{i=1}^N \frac{\ln(x_i - \delta)}{x_i - \delta} = 0$
<i>Gumbel</i>	$\alpha = \frac{1.2825}{\text{desv}}$ $\beta = \text{media} - 0.45 \text{desv}$	$\sum_{i=1}^N x_i e^{-\alpha x_i} - (\text{media} - \frac{1}{\alpha}) \sum_{i=1}^N e^{-\alpha x_i} = 0$ $\beta = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{N}{\sum_{i=1}^N e^{-\alpha x_i}}$
<i>Exponencial</i>	$\alpha = \text{desv} \text{ y } \beta = \text{media} - \alpha$	$\alpha = \text{media} \text{ y } \beta = 0$
<i>Gamma</i>	$\beta = \frac{4}{\text{asine}^2} \text{ y } \alpha = \frac{\text{desv}}{\sqrt{\beta}}$ $\delta = \text{media} - \alpha * \beta$	$\beta = \frac{\omega}{\omega - N} \text{ y } \alpha = \frac{1}{N\beta} \sum_{i=1}^N (x_i - \delta)$ $-N \frac{\Gamma(\beta)}{\Gamma(\beta)} + \sum_{i=1}^N \ln(x_i - \delta) - N \ln \alpha = 0$

Tabla 2.19 Ecuaciones para el cálculo de parámetros de las funciones de probabilidad

En la tabla 2.20. se muestran las funciones de distribución de probabilidad que se emplearon:

Funciones de distribución de probabilidad

Nombre	Funcion	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $\text{donde } t = \frac{x - \alpha}{\beta}$	a y β
Lognormal	$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $\text{donde } t = \frac{\ln(x - \delta) - \alpha}{\beta}$	a, β y d
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x - \beta)}}$	a: parámetro de forma β: parámetro de escala
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x - \beta}{\alpha}}$	a y β
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} *$ $* \int_{\delta}^x \left(\frac{x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta - 1} e^{-\frac{x - \delta}{\alpha}} dx$ donde $\Gamma(\beta)$: funcion matematica gamma	a, β y d
Doble Gumbel	$F(x) = p(e^{-e^{-\alpha_1(x - \beta_1)}}) +$ $+ (1 - p)(e^{-e^{-\alpha_2(x - \beta_2)}})$	a1, β1, a2, β2 y P

Tabla 2.20 Ecuaciones para el cálculo de funciones de probabilidad

A continuación se analizan cada una de las distribuciones de probabilidad así como el uso del programa Ax.exe (Propiedad de C.F.E.), que ajusta distintas funciones de probabilidad con la muestra de registros (registros de las estaciones hidrométricas) y calcula el error estándar de cada una de ellas respecto de la muestra.

Al ejecutar el programa, se obtienen los siguientes resultados para cada función de distribución de probabilidad:

Función de distribución de probabilidad Normal (momentos y máxima verosimilitud)(2 parámetros)

i	Tr(años)	Dato	Calculado	Error ^ 2
---	----------	------	-----------	-----------

1	48	7191,3	4393,08	7830040,94
2	24	4882	4001,08	776028,71
3	16	4441,5	3747,25	481977,85
4	12	3759,8	3553,06	42743,42
5	9,6	3365,5	3392,65	736,91
6	8	2964	3254,12	84169,91
7	6,86	2803,7	3130,95	107092,34
8	6	2613,6	3019,14	164464,08
9	5,33	2597	2916,07	101802,88
10	4,8	2352,2	2819,89	218730,87
11	4,36	2284	2729,27	198265
12	4	2132,5	2643,21	260822,34
13	3,69	2022,7	2560,92	289680,52
14	3,43	1992,2	2481,78	239692,53
15	3,2	1959,7	2405,29	198554,73
16	3	1890,5	2331,03	194068,91
17	2,82	1787	2258,64	222446,67
18	2,67	1708,4	2187,82	229843,28
19	2,53	1676,4	2118,3	195273,24
20	2,4	1671,2	2049,84	143366,78
21	2,29	1571	1982,23	169107,72
22	2,18	1458,6	1915,27	208544,93
23	2,09	1433	1848,77	172867,64
24	2	1414	1782,57	135844,11
25	1,92	1411,8	1716,36	92755,77
26	1,85	1364,4	1649,86	81490,1
27	1,78	1328,3	1582,9	64823,59
28	1,71	1247,4	1515,29	71767,13
29	1,66	1239	1446,83	43195,21
30	1,6	1229,5	1377,31	21848,44
31	1,55	1204,1	1306,49	10483,59
32	1,5	1156,1	1234,1	6083,91
33	1,45	1108	1159,84	2687,09
34	1,41	1095,4	1083,35	145,25
35	1,37	1035,7	1004,21	991,48
36	1,33	1016,2	921,92	8887,92
37	1,3	935,5	835,86	9927,67
38	1,26	842	745,25	9361,49
39	1,23	826,3	649,07	31411,79
40	1,2	805	545,99	67086,13
41	1,17	695	434,18	68025,87
42	1,14	667,2	311,01	126870,33
43	1,12	601,2	172,49	183795,9
44	1,09	546,3	12,08	285394,57
45	1,07	545,8	-182,12	529870,2
46	1,04	508,1	-435,94	891217,51
47	1,02	400,5	-827,95	1509081,7

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2.201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Normal (momentos y máxima verosimilitud) (2 parámetros).

Parámetro	Alfa	Beta
Valor	1782,566	1281,2295

Error estándar = 610,708

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1782,57
2	5	2857,62
3	10	3422,7
4	20	3889,54
5	50	4414,8
6	100	4764,82
7	200	5085,03
8	500	5472,93
9	1000	5744,93
10	2000	6001,76
11	5000	6321,68
12	10000	6551,02

Tabla 2.21

Función de distribución de probabilidad Gamma (momentos) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5176,64	4058853,9

				3
2	24	4882	4449,47	187086,14
3	16	4441,5	4008,95	187103,67
4	12	3759,8	3689,62	4925,14
5	9,6	3365,5	3437,92	5244,64
6	8	2964	3228,73	70079,58
7	6,86	2803,7	3049,74	60536,77
8	6	2613,6	2892,54	77806,89
9	5,33	2597	2752,2	24086,35
10	4,8	2352,2	2625,38	74628,07
11	4,36	2284	2509,02	50632,13
12	4	2132,5	2401,61	72419,27
13	3,69	2022,7	2302,02	78018
14	3,43	1992,2	2208,4	46741,44
15	3,2	1959,7	2120,31	25795,94
16	3	1890,5	2036,88	21426,9
17	2,82	1787	1957,71	29140,82
18	2,67	1708,4	1882,31	30244,96
19	2,53	1676,4	1809,94	17834,15
20	2,4	1671,2	1740,39	4787,09
21	2,29	1571	1673,47	10499,62
22	2,18	1458,6	1608,83	22569,03
23	2,09	1433	1546,21	12816,97
24	2	1414	1485,53	5116,02
25	1,92	1411,8	1426,38	212,5
26	1,85	1364,4	1368,68	18,3
27	1,78	1328,3	1312,3	256,15
28	1,71	1247,4	1257,1	94,06
29	1,66	1239	1202,91	1302,35
30	1,6	1229,5	1149,6	6383,48
31	1,55	1204,1	1097,09	11452,17
32	1,5	1156,1	1045,23	12293,11
33	1,45	1108	993,81	13040,43
34	1,41	1095,4	942,78	23292,84
35	1,37	1035,7	892,02	20644,4
36	1,33	1016,2	841,34	30574,44
37	1,3	935,5	790,58	21000,99
38	1,26	842	739,6	10485,44
39	1,23	826,3	688,18	19076,81
40	1,2	805	635,93	28585,85
41	1,17	695	582,62	12629,73
42	1,14	667,2	527,82	19427,81
43	1,12	601,2	470,82	16999,15
44	1,09	546,3	410,75	18374,27
45	1,07	545,8	345,93	39946,06
46	1,04	508,1	273,31	55128,58
47	1,02	400,5	185,04	46421,68

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Gamma (momentos) (2 parámetros)

Parámetro	Alfa	Beta	Delta	Nu
Valor	920,8911	1,9357	0	3,87

Error estándar = 356,308

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1485,53
2	5	2674,74
3	10	3484,47
4	20	4252,74
5	50	5218,8
6	100	5908,73
7	200	6548,08
8	500	7273,15
9	1000	7694,7
10	2000	7992,6
11	5000	8228,67
12	10000	8318,6

Tabla 2.22

Función de distribución de probabilidad Gamma (momentos) (3 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5300,77	3574102,08

2	24	4882	4480,02	161589,38
3	16	4441,5	3976,59	216136,74
4	12	3759,8	3612,74	21625,92
5	9,6	3365,5	3329,43	1300,87
6	8	2964	3096,68	17603,95
7	6,86	2803,7	2900,23	9318,41
8	6	2613,6	2729,47	13424,9
9	5,33	2597	2579,27	314,26
10	4,8	2352,2	2445,15	8639,24
11	4,36	2284	2324,4	1632,25
12	4	2132,5	2214,08	6654,58
13	3,69	2022,7	2112,96	8147
14	3,43	1992,2	2019,71	756,9
15	3,2	1959,7	1933,12	706,57
16	3	1890,5	1852,64	1433,11
17	2,82	1787	1777,08	98,48
18	2,67	1708,4	1706,22	4,77
19	2,53	1676,4	1639,39	1369,9
20	2,4	1671,2	1576,33	9001,17
21	2,29	1571	1516,62	2956,68
22	2,18	1458,6	1459,95	1,82
23	2,09	1433	1406,1	723,75
24	2	1414	1354,87	3496,64
25	1,92	1411,8	1305,96	11202,68
26	1,85	1364,4	1259,23	11060,31
27	1,78	1328,3	1214,56	12937,43
28	1,71	1247,4	1171,8	5715,59
29	1,66	1239	1130,86	11695,33
30	1,6	1229,5	1091,56	19027,8
31	1,55	1204,1	1053,91	22557,17
32	1,5	1156,1	1017,74	19143,64
33	1,45	1108	983,01	15621,3
34	1,41	1095,4	949,67	21237,71
35	1,37	1035,7	917,63	13939,82
36	1,33	1016,2	886,87	16724,98
37	1,3	935,5	857,36	6105,76
38	1,26	842	829,02	168,4
39	1,23	826,3	801,9	595,59
40	1,2	805	775,93	845,21
41	1,17	695	751,14	3151,27
42	1,14	667,2	727,52	3638,67
43	1,12	601,2	705,13	10802,19
44	1,09	546,3	684,04	18972,31
45	1,07	545,8	664,34	14052,07
46	1,04	508,1	646,27	19091,82
47	1,02	400,5	630,31	52810,74

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Gamma (momentos) (3 parámetros)

Parámetro	Alfa	Beta	Delta	Nu
Valor	1409,9294	0,8258	618,2884	1,65

Error estándar = 315,225

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1354,87
2	5	2497,12
3	10	3381,47
4	20	4254,66
5	50	5347,02
6	100	6078,49
7	200	6680,88
8	500	7231,64
9	1000	7476,89
10	2000	7623,19
11	5000	7717,85
12	10000	7752,27

Tabla 2.23

Función de distribución de probabilidad Gamma (máxima verosimilitud) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	4596,18	6734624,58
2	24	4882	4013,56	754190,37
3	16	4441,5	3660,34	610215,42

4	12	3759,8	3403,08	127248,87
5	9,6	3365,5	3199	27723,28
6	8	2964	3029,35	4270,53
7	6,86	2803,7	2883	6287,96
8	6	2613,6	2754,37	19815,67
9	5,33	2597	3638,78	1745,57
10	4,8	2352,2	2534,08	33080,19
11	4,36	2284	2437,48	23556,63
12	4	2132,5	2348,1	46483,44
13	3,69	2022,7	2264,54	58487,78
14	3,43	1992,2	2186,18	37626,45
15	3,2	1959,7	2111,92	23171,8
16	3	1890,5	2041,34	22753,27
17	2,82	1787	1974,05	34988,65
18	2,67	1708,4	1909,61	40486,17
19	2,53	1676,4	1847,77	29366,41
20	2,4	1671,2	1787,98	13637,16
21	2,29	1571	1730,15	25329,5
22	2,18	1458,6	1674,07	46426,23
23	2,09	1433	1619,5	34782,88
24	2	1414	1566,39	23223,28
25	1,92	1411,8	1514,36	10518,16
26	1,85	1364,4	1463,37	9794,84
27	1,78	1328,3	1413,3	7224,57
28	1,71	1247,4	1364,02	13599,62
29	1,66	1239	1315,34	5827,6
30	1,6	1229,5	1267,23	1423,53
31	1,55	1204,1	1219,63	241,09
32	1,5	1156,1	1172,15	257,64
33	1,45	1108	1124,86	284,43
34	1,41	1095,4	1077,61	316,47
35	1,37	1035,7	1030,23	29,93
36	1,33	1016,2	982,53	1133,54
37	1,3	935,5	934,39	1,23
38	1,26	842	885,55	1896,97
39	1,23	826,3	835,7	88,44
40	1,2	805	784,56	417,92
41	1,17	695	731,67	1344,59
42	1,14	667,2	676,44	85,34
43	1,12	601,2	618,01	282,61
44	1,09	546,3	555,09	77,26
45	1,07	545,8	485,33	3656,45
46	1,04	508,1	404,24	10786,4
47	1,02	400,5	299,67	10166,98

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \gamma = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Gamma (máxima verosimilitud) (2 parámetros)

Parámetro	Alfa	Beta	Delta	Nu
Valor	663,7627	2,6855	0	5,37

Error estándar = 448,71

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1485,53
2	5	2674,74
3	10	3484,47
4	20	4252,74
5	50	5218,79
6	100	5908,73
7	200	6548,08
8	500	7273,15
9	1000	7694,7
10	2000	7992,6
11	5000	8228,67
12	10000	8318,6

Tabla 2.24

Función de distribución de probabilidad Gamma (máxima verosimilitud) (3 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ²
1	48	7191,3	5031,63	4664172,11
2	24	4882	4309,4	327868,58
3	16	4441,5	3871,51	324889,55
4	12	3759,8	3555,17	41875,08
5	9,6	3365	3306,18	3519,35

6	8	2964,5	3101,27	18842,94
7	6,86	2803,7	2926,01	14960,81
8	6	2613,6	2773,24	25485,79
9	5,33	2597	2637,75	1660,67
10	4,8	2352,2	2515,42	26639,56
11	4,36	2284	2403,98	14395,06
12	4	2132,5	2301,67	28619,69
13	3,69	2022,7	2207,22	34048,48
14	3,43	1992,2	2118,96	16067,2
15	3,2	1959,7	2036,29	5865,57
16	3	1890,5	1958,53	4627,63
17	2,82	1787	1884,99	9601,68
18	2,67	1708,4	1815,33	11433,57
19	2,53	1676,4	1748,86	5250,23
20	2,4	1671,2	1685,38	201,18
21	2,29	1571	1624,61	2873,92
22	2,18	1458,6	1566,24	11586,28
23	2,09	1433	1510,08	5941,22
24	2	1414	1455,93	1758,28
25	1,92	1411,8	1403,65	66,43
26	1,85	1364,4	1352,89	132,49
27	1,78	1328,3	1303,65	607,57
28	1,71	1247,4	1255,79	70,35
29	1,66	1239	1209,2	888,05
30	1,6	1229,5	1163,74	4324,18
31	1,55	1204,1	1119,29	7192,81
32	1,5	1156,1	1075,77	6452,86
33	1,45	1108	1033,16	5601,15
34	1,41	1095,4	991,24	10850,28
35	1,37	1035,7	950	7344,69
36	1,33	1016,2	909,3	11427,12
37	1,3	935,5	869,07	4412,66
38	1,26	842	829,23	162,95
39	1,23	826,3	789,64	1343,76
40	1,2	805	750,2	3003,26
41	1,17	695	710,73	247,39
42	1,14	667,2	671,06	14,92
43	1,12	601,2	630,96	885,4
44	1,09	546,3	590,04	1913,03
45	1,07	545,8	547,8	3,98
46	1,04	508,1	503,17	24,29
47	1,02	400,5	453,83	2844,62

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$\mu = 1782,566$ $\sigma = 1281,23$ $\gamma = 2,201$ $k = 9,401$

Parámetros de la función: Gamma (máxima verosimilitud) (3 parámetros)				
Parámetro	Alfa	Beta	Delta	Nu
Valor	1029,5153	1,3592	383,291	2,72
Error estándar = 359,039				

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1354,87
2	5	2497,12
3	10	3381,47
4	20	4254,66
5	50	5347,02
6	100	6078,49
7	200	6680,88
8	500	7231,64
9	1000	7476,89
10	2000	7623,19
11	5000	7717,85
12	10000	7752,27

Tabla 2.25

Función de distribución de probabilidad Log – normal (momentos) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5389,57	3246241,77
2	24	4882	4425,41	208477,92
3	16	4441,5	3895,49	298123,7
4	12	3759,8	3533,51	51205,33
5	9,6	3365,5	3259,92	11147,02
6	8	2964	3040,86	5908,08
7	6,86	2803,7	2858,51	3004,25

8	6	2613,6	2702,38	7881,47
9	5,33	2597	2565,97	963,05
10	4,8	2352,2	2444,81	8575,8
11	4,36	2284	2335,89	2692,44
12	4	2132,5	2236,93	10905,37
13	3,69	2022,7	2146,22	15256,02
14	3,43	1992,2	2062,26	4909,08
15	3,2	1959,7	1984,33	606,73
16	3	1890,5	1911,3	432,66
17	2,82	1787	1842,7	3102,27
18	2,67	1708,4	1777,96	4838,32
19	2,53	1676,4	1716,51	1608,52
20	2,4	1671,2	1657,96	175,24
21	2,29	1571	1602,11	967,76
22	2,18	1458,6	1548,56	8093,52
23	2,09	1433	1497,07	4105,47
24	2	1414	1447,48	1120,99
25	1,92	1411,8	1399,5	151,2
26	1,85	1364,4	1352,97	130,64
27	1,78	1328,3	1307,75	422,23
28	1,71	1247,4	1263,7	265,57
29	1,66	1239	1220,6	338,71
30	1,6	1229,5	1178,41	2310,35
31	1,55	1204,1	1137,01	4501,45
32	1,5	1156,1	1096,2	3588,43
33	1,45	1108	1055,85	2719,42
34	1,41	1095,4	1015,95	6312,09
35	1,37	1035,7	976,21	3538,84
36	1,33	1016,2	936,62	6332,37
37	1,3	935,5	896,94	1486,59
38	1,26	842	856,98	224,54
39	1,23	826,3	816,52	95,67
40	1,2	805	775,3	881,93
41	1,17	695	732,96	1440,6
42	1,14	667,2	689	475,32
43	1,12	601,2	642,7	1722,5
44	1,09	546,3	592,94	2175,26
45	1,07	545,8	537,84	63,33
46	1,04	508,1	473,44	1201,37
47	1,02	400,5	388,74	138,21

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\nu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Log – normal (momentos) (2 parámetros)		
Parámetro	Alfa	Beta
Valor	7,2776	0,6454
Error estándar = 299,285		

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1447,48
2	5	2491,66
3	10	3309,6
4	20	4184,02
5	50	5448,48
6	100	6496,91
7	200	7632
8	500	9278,68
9	1000	10658,62
10	2000	12151,54
11	5000	14135,79
12	10000	15954,05

Tabla 2.26

Función de distribución de probabilidad Log – normal (momentos) (3 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5346,16	3404540,43
2	24	4882	4431,63	202837,38
3	16	4441,5	3921,78	270111,93
4	12	3759,8	3570,07	35997,39
5	9,6	3365,5	3302,17	4010,36
6	8	2964	3086,27	14950,49
7	6,86	2803,7	2905,52	10366,81

8	6	2613,6	2749,96	18593,27
9	5,33	2597	2613,41	269,26
10	4,8	2352,2	2491,6	19431,5
11	4,36	2284	2381,65	9535,04
12	4	2132,5	2281,36	22160,3
13	3,69	2022,7	2189,1	27688,12
14	3,43	1992,2	2103,41	12367,35
15	3,2	1959,7	2023,59	4082,01
16	3	1890,5	1948,55	3369,29
17	2,82	1787	1877,82	8249,13
18	2,67	1708,4	1810,88	10501,29
19	2,53	1676,4	1747,13	5002,95
20	2,4	1671,2	1686,22	225,57
21	2,29	1571	1627,93	3241,2
22	2,18	1458,6	1571,89	12834,09
23	2,09	1433	1517,84	7197,09
24	2	1414	1465,62	2664,91
25	1,92	1411,8	1414,96	10
26	1,85	1364,4	1365,68	1,64
27	1,78	1328,3	1317,65	113,33
28	1,71	1247,4	1270,72	543,95
29	1,66	1239	1224,67	205,33
30	1,6	1229,5	1179,46	2504,25
31	1,55	1204,1	1134,95	4781,73
32	1,5	1156,1	1090,94	4245,89
33	1,45	1108	1047,29	3685,49
34	1,41	1095,4	1003,98	8357,32
35	1,37	1035,7	960,7	5625,08
36	1,33	1016,2	917,43	9755,55
37	1,3	935,5	873,9	3794,55
38	1,26	842	829,89	146,53
39	1,23	826,3	785,15	1693,32
40	1,2	805	739,38	4306,43
41	1,17	695	692,13	8,26
42	1,14	667,2	642,83	593,77
43	1,12	601,2	590,61	112,1
44	1,09	546,3	534,12	148,41
45	1,07	545,8	471,08	5582,51
46	1,04	508,1	396,68	12413,49
47	1,02	400,5	297,47	10615,19

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\nu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Log – normal (momentos) (3 parámetros)			
Parámetro	Alfa	Beta	Delta
Valor	7,4213	0,5893	-205,6042
Error estándar = 308,57			

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1465,62
2	5	2538,77
3	10	3350,96
4	20	4200,08
5	50	5401,55
6	100	6379,18
7	200	7422,29
8	500	8912,18
9	1000	10142,93
10	2000	11458,97
11	5000	13186,76
12	10000	14751,52

Tabla 2.27

Función de distribución de probabilidad Log – normal (máxima verosimilitud) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5144,39	4189821,88
2	24	4882	4260,38	386409,97
3	16	4441,5	3771,04	449511,2
4	12	3759,8	3435,14	105405,54
5	9,6	3365,5	3180,26	34312,07
6	8	2964	2975,53	132,94
7	6,86	2803,7	2804,61	0,83

8	6	2613,6	2657,89	1961,92
9	5,33	2597	2529,41	4568,71
10	4,8	2352,2	2415,04	3948,48
11	4,36	2284	2312,01	784,81
12	4	2132,5	2218,23	7349,51
13	3,69	2022,7	2132,1	11968,61
14	3,43	1992,2	2052,25	3606,42
15	3,2	1959,7	1978	335
16	3	1890,5	1908,31	317,1
17	2,82	1787	1842,73	3106,2
18	2,67	1708,4	1780,75	5235,09
19	2,53	1676,4	1721,83	2064,07
20	2,4	1671,2	1665,61	31,22
21	2,29	1571	1611,9	1672,57
22	2,18	1458,6	1560,33	10348,02
23	2,09	1433	1510,66	6030,99
24	2	1414	1462,75	2376,92
25	1,92	1411,8	1416,34	20,62
26	1,85	1364,4	1371,26	47,03
27	1,78	1328,3	1327,39	0,84
28	1,71	1247,4	1284,58	1382,13
29	1,66	1239	1242,63	13,21
30	1,6	1229,5	1201,52	782,99
31	1,55	1204,1	1161,11	1848,51
32	1,5	1156,1	1121,21	1217,5
33	1,45	1108	1081,7	691,63
34	1,41	1095,4	1042,57	2791,52
35	1,37	1035,7	1003,52	1035,49
36	1,33	1016,2	964,56	2667,02
37	1,3	935,5	925,43	101,4
38	1,26	842	885,95	1931,83
39	1,23	826,3	845,89	383,88
40	1,2	805	805	0
41	1,17	695	762,89	4608,94
42	1,14	667,2	719,07	2690,27
43	1,12	601,2	672,78	5123,22
44	1,09	546,3	622,86	5861,35
45	1,07	545,8	567,38	465,62
46	1,04	508,1	502,21	34,69
47	1,02	400,5	415,91	237,49

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Log – normal (máxima verosimilitud)) (2 parámetros)			
Parámetro	Alfa	Beta	Delta
Valor	7,2881	0,6173	0
Error estándar = 345,926			

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1447,48
2	5	2491,66
3	10	3309,6
4	20	4184,02
5	50	5448,48
6	100	6496,91
7	200	7632
8	500	9278,68
9	1000	10658,62
10	2000	12151,54
11	5000	14135,79
12	10000	15954,05

Tabla 2.28

Función de distribución de probabilidad Log – normal (máxima verosimilitud) (3 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5022,07	4705558,99
2	24	4882	4165,23	513756,54
3	16	4441,5	3690,99	563263,88
4	12	3759,8	3365,47	155493,94
5	9,6	3365,5	3118,5	61010,43
6	8	2964	2920,12	1925,78
7	6,86	2803,7	2754,51	2419,65

8	6	2613,6	2612,36	1,54
9	5,33	2597	2487,87	11908,36
10	4,8	2352,2	2377,07	618,55
11	4,36	2284	2277,26	45,37
12	4	2132,5	2186,41	2906,29
13	3,69	2022,7	2102,98	6444,19
14	3,43	1992,2	2025,63	1117,41
15	3,2	1959,7	1953,7	35,96
16	3	1890,5	1886,19	18,55
17	2,82	1787	1822,68	1272,84
18	2,67	1708,4	1762,64	2942,4
19	2,53	1676,4	1705,57	851,11
20	2,4	1671,2	1651,12	403,1
21	2,29	1571	1599,1	789,48
22	2,18	1458,6	1549,15	8199,33
23	2,09	1433	1501,05	4630,78
24	2	1414	1454,66	1652,84
25	1,92	1411,8	1409,71	4,38
26	1,85	1364,4	1366,05	2,72
27	1,78	1328,3	1323,56	22,45
28	1,71	1247,4	1282,11	1204,67
29	1,66	1239	1241,49	6,22
30	1,6	1229,5	1201,68	773,97
31	1,55	1204,1	1162,55	1726,54
32	1,5	1156,1	1123,92	1035,82
33	1,45	1108	1085,66	498,89
34	1,41	1095,4	1047,77	2268,46
35	1,37	1035,7	1009,97	662,08
36	1,33	1016,2	972,25	1932,03
37	1,3	935,5	934,37	1,29
38	1,26	842	896,15	2931,81
39	1,23	826,3	857,37	965,05
40	1,2	805	817,78	163,34
41	1,17	695	777,02	6726,49
42	1,14	667,2	734,6	4542,39
43	1,12	601,2	689,79	7848,31
44	1,09	546,3	641,48	9058,63
45	1,07	545,8	587,78	1762,4
46	1,04	508,1	524,72	276,06
47	1,02	400,5	441,21	1657,14

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\nu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Log – normal (máxima verosimilitud)) (3 parámetros)			
Parámetro	Alfa	Beta	Delta
Valor	7,2553	0,6178	39,074
Error estándar = 372,136			

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1782,57
2	5	2857,62
3	10	3422,7
4	20	3889,54
5	50	4414,8
6	100	4764,82
7	200	5085,03
8	500	5472,93
9	1000	5744,93
10	2000	6001,76
11	5000	6321,68
12	10000	6551,02

Tabla 2.29

Función de distribución de probabilidad Exponencial (momentos) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5461,23	2993129,43
2	24	4882	4573,15	95386,56
3	16	4441,5	4053,66	150420,65
4	12	3759,8	3685,07	5584,25
5	9,6	3365,5	3399,17	1133,95
6	8	2964	3165,58	40633,83
7	6,86	2803,7	2968,08	27019,46

8	6	2613,6	2796,99	33632,43
9	5,33	2597	2646,08	2409,29
10	4,8	2352,2	2511,09	25247,15
11	4,36	2284	2388,98	11020,64
12	4	2132,5	2277,5	21024,33
13	3,69	2022,7	2174,94	23178,44
14	3,43	1992,2	2080	7708,02
15	3,2	1959,7	1991,6	1017,58
16	3	1890,5	1908,91	338,96
17	2,82	1787	1831,24	1956,9
18	2,67	1708,4	1758	2460,54
19	2,53	1676,4	1688,73	152,06
20	2,4	1671,2	1623,01	2322
21	2,29	1571	1560,5	110,22
22	2,18	1458,6	1500,9	1789,17
23	2,09	1433	1443,95	119,81
24	2	1414	1389,42	604,32
25	1,92	1411,8	1337,11	5577,9
26	1,85	1364,4	1286,86	6011,84
27	1,78	1328,3	1238,51	8062,26
28	1,71	1247,4	1191,91	3078,63
29	1,66	1239	1146,95	8472,35
30	1,6	1229,5	1103,52	15871,23
31	1,55	1204,1	1061,51	20332,57
32	1,5	1156,1	1020,83	18297,89
33	1,45	1108	981,4	16026,36
34	1,41	1095,4	943,16	23178,17
35	1,37	1035,7	906,02	16817,8
36	1,33	1016,2	869,92	21396,91
37	1,3	935,5	834,82	10136,7
38	1,26	842	800,65	1709,77
39	1,23	826,3	767,37	3472,73
40	1,2	805	734,93	4909,5
41	1,17	695	703,3	68,81
42	1,14	667,2	672,42	27,26
43	1,12	601,2	642,27	1686,97
44	1,09	546,3	612,82	4424,64
45	1,07	545,8	584,03	1461,16
46	1,04	508,1	555,87	2281,5
47	1,02	400,5	528,31	16335,57

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\nu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Exponencial (momentos)) (2 parámetros)		
Parámetro	Alfa	Beta
Valor	1281,2295	501,3364
Error estándar = 285,114		

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	389,412
2	5	2563,4
3	10	3451,48
4	20	4339,56
5	50	5513,54
6	100	6401,62
7	200	7289,7
8	500	8463,68
9	1000	9351,76
10	2000	10239,84
11	5000	11413,82
12	10000	12301,9

Tabla 2.30

Función de distribución de probabilidad Exponencial (máxima verosimilitud) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	6900,67	84465,03
2	24	4882	5665,09	613230,82
3	16	4441,5	4942,32	250822,94
4	12	3759,8	4429,51	448511,41
5	9,6	3365,5	4031,74	443878,26
6	8	2964	3706,74	551665,23
7	6,86	2803,7	3431,96	394708,1

8	6	2613,6	3193,93	336782,13
9	5,33	2597	2983,97	149748,41
10	4,8	2352,2	2796,16	197101,71
11	4,36	2284	2626,26	117145,09
12	4	2132,5	2471,16	114691,36
13	3,69	2022,7	2328,48	93501,27
14	3,43	1992,2	2196,38	41688,42
15	3,2	1959,7	2073,39	12926,11
16	3	1890,5	1958,35	4603,47
17	2,82	1787	1850,28	4004,55
18	2,67	1708,4	1748,39	1599,43
19	2,53	1676,4	1652,01	594,66
20	2,4	1671,2	1560,58	12236,6
21	2,29	1571	1473,61	9484,99
22	2,18	1458,6	1390,68	4612,57
23	2,09	1433	1311,45	14775,4
24	2	1414	1235,58	31833,49
25	1,92	1411,8	1162,81	61994,72
26	1,85	1364,4	1092,9	73712,72
27	1,78	1328,3	1025,62	91612,47
28	1,71	1247,4	960,8	82141,4
29	1,66	1239	898,24	116114,5
30	1,6	1229,5	837,81	153419,12
31	1,55	1204,1	779,36	180401,97
32	1,5	1156,1	722,77	187776,34
33	1,45	1108	667,92	193674,12
34	1,41	1095,4	614,7	231071,64
35	1,37	1035,7	563,03	223418,14
36	1,33	1016,2	512,81	253399,22
37	1,3	935,5	463,97	222338,85
38	1,26	842	416,43	181106,52
39	1,23	826,3	370,13	208090,27
40	1,2	805	325	230399,81
41	1,17	695	280,98	171409,26
42	1,14	667,2	238,03	184188,17
43	1,12	601,2	196,08	164119,1
44	1,09	546,3	155,1	153034,69
45	1,07	545,8	115,04	185550,57
46	1,04	508,1	75,87	186826,82
47	1,02	400,5	37,53	131747,88

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\nu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Exponencial (máxima verosimilitud) (2 parámetros)		
Parámetro	Alfa	Beta
Valor	1782,566	0
Error estándar = 416,398		

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1389,42
2	5	2563,4
3	10	3451,48
4	20	4339,56
5	50	5513,54
6	100	6401,62
7	200	7289,7
8	500	8463,68
9	1000	9351,76
10	2000	10239,84
11	5000	11413,82
12	10000	12301,9

Tabla 2.31

Función de distribución de probabilidad doble (Gumbel)

i	tr	Dato	Calculado	Error ^ 2
1	48	7191,3	5742,84	2098025,84
2	24	4882	4868,78	174,68
3	16	4441,5	4323,4	13948,03
4	12	3759,8	3908,51	22113,89
5	9,6	3365,5	3562,08	38644,66
6	8	2964	3257,6	86198,12
7	6,86	2803,7	2983,63	32376,49

8	6	2613,6	2738,1	15501,21
9	5,33	2597	2524,08	5318,01
10	4,8	2352,2	2343,55	74,85
11	4,36	2284	2194,28	8049,84
12	4	2132,5	2070,86	3800,05
13	3,69	2022,7	1967,47	3049,89
14	3,43	1992,2	1879,33	12739,22
15	3,2	1959,7	1802,81	24615,21
16	3	1890,5	1735,28	24093,06
17	2,82	1787	1674,82	12583,35
18	2,67	1708,4	1620,01	7812,28
19	2,53	1676,4	1569,77	11369,33
20	2,4	1671,2	1523,28	21881,57
21	2,29	1571	1479,91	8298,2
22	2,18	1458,6	1439,14	378,52
23	2,09	1433	1400,57	1051,62
24	2	1414	1363,86	2513,65
25	1,92	1411,8	1328,74	6898,83
26	1,85	1364,4	1294,96	4822,05
27	1,78	1328,3	1262,31	4354,95
28	1,71	1247,4	1230,61	281,77
29	1,66	1239	1199,71	1543,53
30	1,6	1229,5	1169,46	3605,19
31	1,55	1204,1	1139,7	4146,82
32	1,5	1156,1	1110,32	2095,5
33	1,45	1108	1081,18	719,13
34	1,41	1095,4	1052,15	1870,56
35	1,37	1035,7	1023,08	159,26
36	1,33	1016,2	993,83	500,47
37	1,3	935,5	964,22	824,9
38	1,26	842	934,05	8473,93
39	1,23	826,3	903,09	5897,38
40	1,2	805	871,03	4360,17
41	1,17	695	837,47	20296,6
42	1,14	667,2	801,84	18128,45
43	1,12	601,2	763,34	26288,59
44	1,09	546,3	720,64	30395,31
45	1,07	545,8	671,42	15780,91
46	1,04	508,1	610,74	10535,21
47	1,02	400,5	524,09	15275,61

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:

$$\mu = 1782,566 \quad \sigma = 1281,23 \quad \lambda = 2,201 \quad k = 9,401$$

Parámetros de la función: Doble Gumbel

Parámetro	Alfa 1	Beta 1	Alfa 2	Beta 2	P
Valor	0,002432	1056,397	0,00086	3175,242	0,8
Error estándar = 250,802					

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1363,86
2	5	2411,77
3	10	3627,43
4	20	4627,89
5	50	5793,17
6	100	6629,97
7	200	7450,78
8	500	8524,39
9	1000	9335,83
10	2000	10134,79
11	5000	11208,4
12	10000	11982,39

Tabla 2.32

Función de distribución de probabilidad Gumbel (momentos) (2 parámetros)

i	tr	Dato	Calculado	Error ²
1	48	7191,3	5062,88	4530166,69
2	24	4882	4359,73	272760,8
3	16	4441,5	3943,79	247714,35
4	12	3759,8	3645,31	13107,91
5	9,6	3365,5	3411,09	2078,71
6	8	2964	3217,44	64230,22
7	6,86	2803,7	3051,69	61501,03
8	6	2613,6	2906,31	85679,09
9	5,33	2597	2776,41	32187,23

10	4,8	2352,2	2658,65	93913,89
11	4,36	2284	2550,66	71110,07
12	4	2132,5	2450,68	101237,1
13	3,69	2022,7	2357,35	111990,34
14	3,43	1992,2	2269,63	76968,16
15	3,2	1959,7	2186,69	51523,23
16	3	1890,5	2107,84	47236,18
17	2,82	1787	2032,53	60283,04
18	2,67	1708,4	1960,28	63443,33
19	2,53	1676,4	1890,7	45924,86
20	2,4	1671,2	1823,45	23179,05
21	2,29	1571	1758,22	35050,3
22	2,18	1458,6	1694,75	55765,87
23	2,09	1433	1632,8	39920,66
24	2	1414	1572,16	25015,38
25	1,92	1411,8	1512,63	10167,13
26	1,85	1364,4	1454,02	8032,61
27	1,78	1328,3	1396,16	4605,44
28	1,71	1247,4	1338,88	8367,99
29	1,66	1239	1282	1848,64
30	1,6	1229,5	1225,35	17,22
31	1,55	1204,1	1168,77	1248,51
32	1,5	1156,1	1112,06	1939,7
33	1,45	1108	1055,03	2805,84
34	1,41	1095,4	997,46	9591,47
35	1,37	1035,7	939,12	9328,54
36	1,33	1016,2	879,7	18631,72
37	1,3	935,5	818,89	13598,39
38	1,26	842	756,26	7350,49
39	1,23	826,3	691,32	18219,29
40	1,2	805	623,39	32981,35
41	1,17	695	551,58	20567,99
42	1,14	667,2	474,64	37079,93
43	1,12	601,2	390,68	44320,15
44	1,09	546,3	296,68	62310,51
45	1,07	545,8	187,24	128564,24
46	1,04	508,1	50,89	209041,83
47	1,02	400,5	146,21	298893,22

Los resultados se muestran a continuación:

Parámetros estadísticos de la muestra:		
$\mu = 1782,566$ $\sigma = 1281,23$ $\lambda = 2,201$ $k = 9,401$		
Parámetros de la función: Gumbel (momentos) (2 parámetros)		
Parámetro	Alfa	Beta

Valor	0,001	1206,0127
Error estándar = 398,929		

Resultados del ajuste (extrapolando):

No	tr	Dato calculado
1	2	1572,16
2	5	2704,47
3	10	3454,15
4	20	4173,27
5	50	5104,09
6	100	5801,6
7	200	6496,58
8	500	7413,46
9	1000	8106,43
10	2000	8799,14
11	5000	9714,67
12	10000	10407,18

Tabla 2.33

Los resultados concentrados del análisis de las funciones de distribución de probabilidad se muestran en la tabla 2.34.

FUNCIÓN	MOMENTOS		MÁXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARÁMETROS	3 PARÁMETROS	2 PARÁMETROS	3 PARÁMETROS
Normal	610,708	-----	610,708	-----
Log-normal	299,285	308,570	345,926	372,136

Gumbel	398,929	-----	517,472	-----
Exponencial	285,114	-----	416,405	-----
Gamma	356,308	315,225	448,710	359,039
Gumbel 2p	250.802			

Tabla 2.34 Error cuadrático

En la tabla se observa que el error cuadrático mínimo corresponde a la función Gumbel para dos poblaciones, siendo ésta la función a utilizar para obtener los gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno.

El resultado de interpolar y extrapolar la función de Gumbel para diferentes periodos de retorno se muestra en la tabla 2.35

PERIODO DE RETORNO (años)	GASTO MÁXIMO (m³/s)
2	1 400,00
5	2 436,00
10	3 686,00
20	4 958,00
50	6 481,00
100	7 578,00
200	8 653,00

Tabla 2.35 Gastos máximos esperados

La forma del hidrograma de diseño se obtuvo basándose en la forma del hidrograma de la avenida histórica. En la tabla 2.36 se muestran los gastos de el hidrograma de entrada en m³/s y en la figura 2.7 el hidrograma de diseño del desvío para un periodo de retorno de 50 años y una duración de 7 días.

DÍA	HORA	TOTAL DE HORAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA
		ACUM.	m³ / s
0	24	0,00	1 851,45
1	6	6,00	1 693,79
1	12	12,00	1 832,08
1	18	18,00	2 208,28
1	24	24,00	2 046,00

2	6	30,00	2 583,55
2	12	36,00	3 083,30
2	18	42,00	3 843,97
2	24	48,00	3 164,13
3	6	54,00	6 481,00
3	12	60,00	5 410,51
3	18	66,00	4 774,32
3	24	72,00	4 647,99
4	6	78,00	4 488,48
4	12	84,00	4 213,71
4	18	90,00	3 865,18
4	24	96,00	3 634,67
5	6	102,00	3 493,60
5	12	108,00	3 784,97
5	18	114,00	3 786,80
5	24	120,00	3 489,91
6	6	126,00	2 844,48
6	12	132,00	2 567,87
6	18	138,00	2 314,32
6	24	144,00	2 129,90
7	6	150,00	1 876,34
7	12	156,00	1 738,04
7	18	162,00	1 396,89
7	24	168,00	1 230,93

TABLA 2.36 Gastos del hidrograma de entrada de la obra de desvío

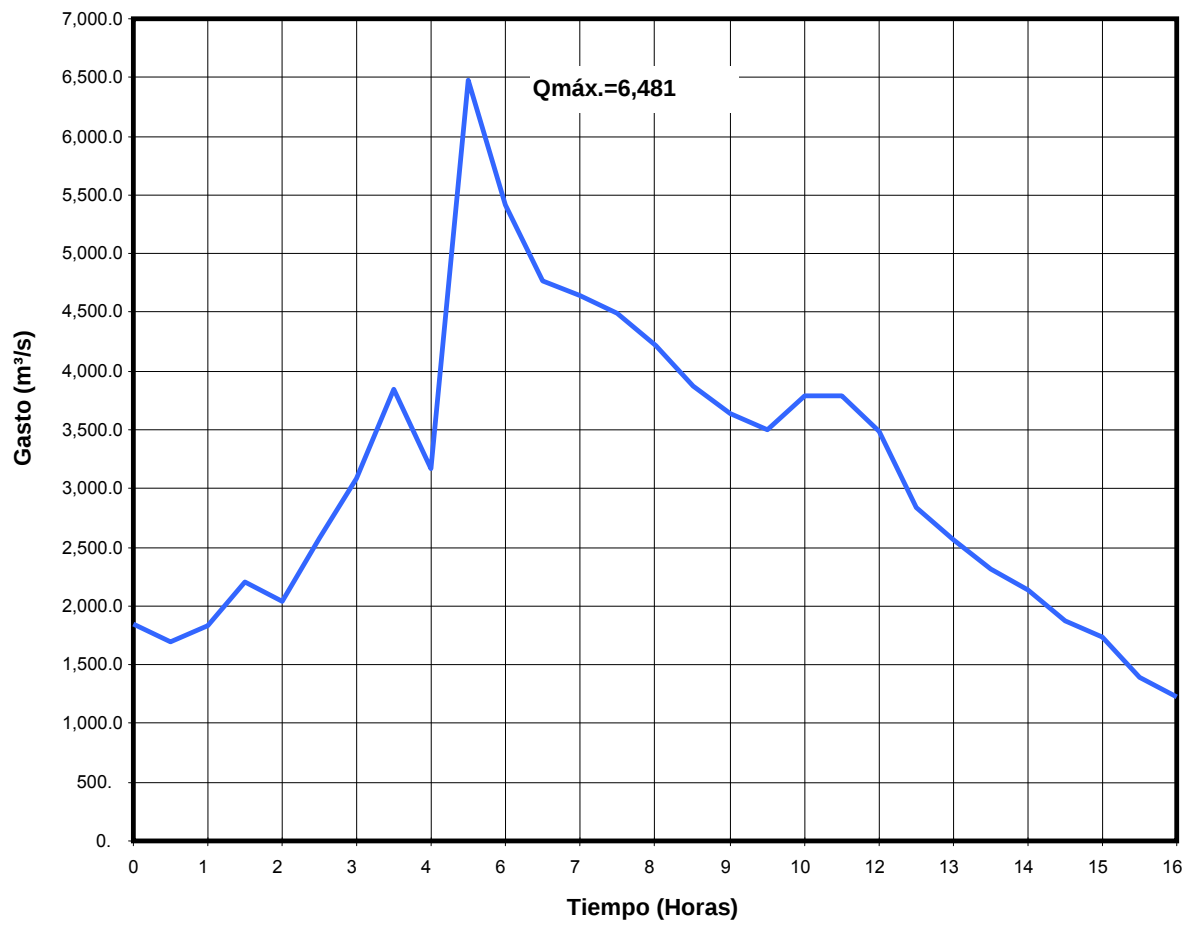


Fig. 2.7 Hidrograma de diseño de la obra de desvío

Y finalmente, los gastos máximos de salida y las elevaciones aguas arriba y aguas abajo del desvío:

Período de retorno (Tr)	Gastos máximos (m ³ /s)		Elevación S.L.A. (m)	
	Entrada	Salida	A. Arriba	A. Abajo
2	1 400,00	1 314,75	234,65	225,50
5	2 436,00	2 306,90	240,25	228,20
10	3 686,00	3 464,67	246,51	230,90
20	4 958,00	4 462,96	253,37	232,40
50	6 481,00	5 416,54	262,74	233,60
75	7 129,02	5 772,38	266,52	234,00
100	7 578,00	5 986,27	268,97	234,10
110	7 724,40	6 067,84	269,91	234,20
115	7 793,18	6 087,64	270,53	234,30
150	8 204,59	6 143,17	274,45	234,40

Tabla 2.37 Gastos máximos

Entonces, para el cálculo de la avenida de diseño de la obra de desvío, se consideró que la mejor manera de determinarla sería desarrollando un estudio probabilístico con base en los registros de 47 años de gastos máximos anuales de las estaciones hidrométricas la Yesca, sobre el río Santiago y el Caimán sobre el río Bolaños.

Para poder contar con un resultado que minimice los riesgos en la construcción de la cortina y el resto de las obras, se analizó la información, y empleando diferentes modelos probabilísticos se obtuvo que el mejor ajuste correspondía a la función de distribución de probabilidades de Gumbel para dos poblaciones, función que se aceptó para definir los gastos máximos probables para diferentes periodos de retorno, por lo que dichos valores se adoptaron para el diseño de la obra de desvío.

CAPITULO 3, ANÁLISIS HIDRÁULICO

3.1 Antecedentes

La función que desempeña la obra de desvío es muy importante para poder ejecutar la construcción de una presa. Dado que pretendemos levantar una cortina sobre el cauce del río para formar el embalse, resulta indispensable retirar el río de su cauce temporalmente mientras se lleva a cabo la construcción de la cortina.

Es pues, el desvío una obra temporal en la que no se justifican gastos excesivos, pues su vida útil es relativamente corta, generalmente no mas de unos cuantos años dependiendo del tamaño de la presa y el tiempo de construcción.

Las características de la obra de desvío varían de un proyecto a otro dependiendo de las condiciones de geología y topografía.

Existen dos alternativas de las que se puede seleccionar el tipo de estructura que formará el desvío, esta puede ser un conducto cerrado o un canal a cielo abierto.

En cualquier caso, la obra de desvío se compone de dos partes principales: la ataguía y la conducción. La ataguía se requiere para obstruir el paso del río y obligarlo a abandonar su cauce para reconocer así su nuevo paso por la conducción.

La determinación para construir el desvío en una u otra margen del río depende de varios factores, como: las condiciones de geología y topografía dominantes y de la interrelación de la obra de desvío con respecto a la distribución del resto de las obras del proyecto.

Es necesario estudiar que opción representa la menor longitud de túneles, menor volumen de ataguía y en general, la alternativa mas económica y mas viable de construirse.

La obra de desvío se localiza en la margen izquierda y consta de dos túneles cuya longitud total es de 1 545 m, 734 m para el túnel N°1 y 811 m para el N°2, la sección transversal es del tipo portal, revestida con concreto hidráulico en plantilla y muros laterales y revestida en bóveda con concreto lanzado y malla electrosoldada. La pendiente longitudinal en los túneles es de $S_1 = 0,00340$ y de $S_2 = 0,00801$ respectivamente.

La obra de desvío se complementa con 2 ataguías de materiales graduados localizadas aguas arriba y aguas abajo del río en la zona de construcción de la cortina, y con las cuales se garantiza la estanqueidad de esta parte de la obra.

A partir de estas consideraciones se llevó a cabo el estudio técnico-económico para determinar el diámetro y la altura de ataguías óptimas respectivas, que a continuación se presenta.

3.2 Diseño hidráulico

Para el diseño hidráulico se hicieron las siguientes consideraciones preliminares: Se analizaron 4 alternativas, en todas ellas el revestimiento en techo y paredes se consideró a base de mortero lanzado y mallas de acero como refuerzo. Las dimensiones involucradas en las alternativas son las siguientes: 1).- Tres túneles de 13 x 13 m, con plantilla excavada en roca. 2).- Dos túneles de 13 x 13 m, con plantilla de concreto hidráulico. 3).- Dos túneles de 14 x 14 m, con plantilla de concreto hidráulico. 4).- Dos túneles de 15 x 15 m, con plantilla de concreto hidráulico. Además se consideraron los siguientes parámetros para poder determinar la capacidad de descarga de cada alternativa en estudio. La secuencia fué la siguiente:

- Coeficiente de rugosidad de Manning; $n=0,015$ para el concreto en plantilla y muros laterales, $n=0,026$ para el concreto lanzado en bóveda y $0,038$ para plantilla excavada en roca. En base a estos factores se efectuó el análisis hidráulico de cada túnel para un rango de gastos, teniendo en cuenta en cada caso el tipo de régimen en cada túnel (subcrítico y supercrítico) y considerando las tres etapas básicas del funcionamiento: como canal, etapa de transición y tubo lleno, obteniendo de esta manera las curvas elevaciones – gastos de descarga para cada sección propuesta.
- Los coeficientes para pérdidas locales principalmente considerados son; para la pérdida por entrada $K_e=0,3$ tomando como base los resultados observados en modelo hidráulico, la pérdida por curva horizontal se calculó siguiendo el criterio del USBR, también se tomaron en cuenta la pérdida por ranura aplicando la fórmula de Mosonyi y la pérdida por reducción brusca (en zona de pila, túnel No.1) según el criterio de Weisbach para calcular sus respectivos coeficientes.
- El gasto máximo de la avenida de diseño se eligió inicialmente para un período de retorno $T_r=50$ años que equivale a un gasto de $6\,481\text{ m}^3/\text{s}$. La forma del hidrograma se obtuvo del correspondiente al de la avenida máxima histórica observada. El tiempo base que se consideró en estos hidrogramas fue de 7 días.
- La pérdida por fricción se calculó para cada túnel cuando está trabajando lleno en su longitud (longitud parcial), o sea:

$S_f = (f)(L/D)(V^2/2g)$ donde L es la longitud en el túnel trabajando a tubo lleno.

- Se propusieron diferentes gastos. Para cada uno se determinó su tirante crítico y normal.
- Para cada gasto propuesto, se verificó si el control se presentaba a la entrada de los túneles (régimen supercrítico), o a la salida (régimen subcrítico), o si para cada gasto propuesto tenía influencia el río (curva elevaciones – gastos).
- El análisis hidráulico de los túneles se realiza trabajando independiente cada uno ya que el río no interfiere la descarga.

- Para determinar la carga de operación en cada uno de los túneles una vez realizado el análisis del punto anterior, se aplicó la siguiente expresión:

$$H = Y_i + 1,5 \frac{v^2}{2g} + \left(\frac{v^2 * n^2}{R^{4/3}} \right) * L, \text{ donde:}$$

H = Carga de operación en m.

Y_i = Tirante: normal, crítico, menor al normal o altura del túnel en m.

V = Velocidad en m/s.

g = Gravedad en m/s².

n = Rugosidad de Manning.

R = radio hidráulico en m.

L = Longitud de túnel trabajando lleno (longitud parcial) en m.

- Para la evaluación de la excavación de túneles se consideró el área en cada uno de los mismos hasta la línea “B”, y para el tratamiento, se tomó en cuenta el patrón de anclaje recomendado tanto para sección de 13 x 13 m que es de 13 anclas y longitud de 9 m, así como para las secciones de 14 x 14 m y 15 x 15 m que consideran 15 anclas y 9 m de longitud.

También se incluyeron marcos metálicos para el soporte de los túneles.

Asimismo se evaluó el área de gunita, malla electrosoldada y el concreto hidráulico en plantillas.

Cálculo del perfil hidráulico (curva elevaciones – gastos) en cada tunel de la obra desvío:

Se comenzará con un túnel que tiene régimen lento y se plantearán los posibles casos de análisis de manera que se supongan gastos pequeños inicialmente, lo cual propiciará que el túnel trabaje como canal. Después se irán aumentando gradualmente los gastos para pasar por la condición de entrada ahogada y se llegue finalmente a la salida también ahogada. Con este procedimiento se puede ir determinando la curva de gastos del túnel comenzando con gastos pequeños y terminando con los valores máximos.

Se supondrá que el río aguas arriba del túnel tiene régimen lento; esta suposición es quizá la más común. A continuación se presenta el análisis de la sección portal de 14 x 14 m:

Cálculo de la curva elevaciones – gastos (Túnel 1)

Túnel 1

Programa en Excel para ejecutar el análisis hidráulico en sección tipo portal;
Cálculo del tirante crítico y normal para diferentes gastos propuestos.

Para el ancho "B" del túnel = 14m;

Con $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 1,733 \text{ m}$ y $Y_n = 1,742 \text{ m}$.
Con $Q = 150 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 2,271 \text{ m}$ y $Y_n = 2,328 \text{ m}$.
Con $Q = 200 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 2,751 \text{ m}$ y $Y_n = 2,877 \text{ m}$.
Con $Q = 250 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 3,192 \text{ m}$ y $Y_n = 3,403 \text{ m}$.
Con $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 3,604 \text{ m}$ y $Y_n = 3,913 \text{ m}$.
Con $Q = 350 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 3,994 \text{ m}$ y $Y_n = 4,413 \text{ m}$.
Con $Q = 400 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 4,366 \text{ m}$ y $Y_n = 4,903 \text{ m}$.
Con $Q = 450 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 4,723 \text{ m}$ y $Y_n = 5,386 \text{ m}$.
Con $Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 5,066 \text{ m}$ y $Y_n = 5,864 \text{ m}$.
Con $Q = 550 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 5,399 \text{ m}$ y $Y_n = 6,338 \text{ m}$.
Con $Q = 600 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 5,721 \text{ m}$ y $Y_n = 6,808 \text{ m}$.
Con $Q = 650 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,035 \text{ m}$ y $Y_n = 7,274 \text{ m}$.
Con $Q = 700 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,340 \text{ m}$ y $Y_n = 7,740 \text{ m}$.
Con $Q = 750 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,639 \text{ m}$ y $Y_n = 8,210 \text{ m}$.
Con $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,931 \text{ m}$ y $Y_n = 8,689 \text{ m}$.
Con $Q = 850 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 7,215 \text{ m}$ y $Y_n = 9,183 \text{ m}$.
Con $Q = 900 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 7,491 \text{ m}$ y $Y_n = 9,700 \text{ m}$.
Con $Q = 950 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 7,758 \text{ m}$ y $Y_n = 10,256 \text{ m}$.
Con $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 8,017 \text{ m}$ y $Y_n = 10,879 \text{ m}$.

Al comparar los tirantes, observamos que $Y_n > Y_c$ para todos los gastos propuestos, por lo que concluimos que en el túnel 1, el régimen que opera es el subcrítico.

Cálculo de las elevaciones en el embalse, para diferentes gastos propuestos:

Para realizar el análisis hidráulico, fue necesario calcular los perfiles para revisar el comportamiento del flujo a lo largo del túnel.

Para los siguientes gastos, el tirante que se presentó a la entrada del túnel, es el normal.

$\text{Elev. Emb.} = Y_n + V_n^2/2g + \Sigma h_e + \text{El. Entrada}$, donde:

Y_n = Tirante normal a la entrada del túnel.

$V_n^2/2g$ = Carga de velocidad.

$\Sigma h_e = K (V_i^2/2g)$, pérdidas por entrada (al túnel).

El. entrada = Elevación de entrada (al túnel) = 223

Entonces, para $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $1,742 + 0,857 + 0,257 + 223 = 225,8 \text{ m}$.

Para $Q = 200 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $2,877 + 1,257 + 0,377 + 223 = 227,5 \text{ m}$.

Para $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $3,913 + 1,528 + 0,458 + 223 = 228,8 \text{ m}$.

Para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $4,903 + 1,731 + 0,519 + 223 = 230,1 \text{ m}$.

Para $Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $5,864 + 1,890 + 0,567 + 223 = 231,3 \text{ m}$.

Para $Q = 600 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $6,808 + 2,020 + 0,606 + 223 = 232,4 \text{ m}$.

Para $Q = 700 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $7,740 + 2,127 + 0,638 + 223 = 233,5 \text{ m}$.

Para $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $8,689 + 2,212 + 0,663 + 223 = 234,5 \text{ m}$.

Para $Q = 900 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $9,700 + 2,270 + 0,681 + 223 = 235,6 \text{ m}$.

Para $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{seg}$, no se presentó el tirante normal en los 734 m del túnel, por lo que se emplearon los resultados obtenidos del análisis de los perfiles para calcular el Y_i a la entrada:

Para $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{seg}$, el Y_i a la entrada es = 9,903 m.

Para $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{seg}$, el Y_i a la entrada es = 10,655 m.

Para $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{seg}$, el Y_i a la entrada es = 11,532 m.

Para $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{seg}$, el Y_i a la entrada es = 12,406 m.

Para $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{seg}$, el Y_i a la entrada es = 13,596 m.

Entonces, para calcular las elevaciones en el embalse, se utilizó la siguiente expresión:

Elev. emb. = $Y_i + V_i^2/2g + \Sigma h_e + \text{El. Entrada}$; ($\Sigma h_e = 0,3 V_i^2/2g$)

Entonces, para $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. Emb. = $9,903 + 2,698 + 0,809 + 223 = 236,4 \text{ m}$.

Para $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. Emb. = $10,655 + 2,864 + 0,859 + 223 = 237,3 \text{ m}$.

Para $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. Emb. = $11,532 + 2,989 + 0,896 + 223 = 238,4 \text{ m}$.

Para $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. Emb. = $12,406 + 3,153 + 0,945 + 223 = 239,5 \text{ m}$.

Para $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. Emb. = $13,596 + 3,311 + 0,993 + 223 = 241,0 \text{ m}$.

A partir de $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{seg}$, se presentan tramos a túnel lleno, por lo que se recurrió también al análisis de perfiles siguiendo el procedimiento siguiente:

El. emb. = $D + Vd^2/2g + \Sigma h_e + \Sigma f_r + \Sigma \Delta h + \text{El. donde empieza el tramo ahogado}$, en donde:

D = Tirante a la entrada = 14 m (a túnel lleno).

$Vd^2/2g$ = Carga de velocidad.

Σh_e = Pérdidas por entrada = $0,3 (Vd^2/2g)$.

Σf_r = Pérdidas por fricción = $f (L/D) (V^2/2g)$

$\Sigma \Delta h$ = Pérdidas por pila y reducción = $0,1 (V2^2 - V1^2) / 2g$

Los resultados del análisis de los perfiles son los siguientes:

Para $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 486 m.

(El sentido de cálculo es hacia aguas arriba).

Para $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 316 m.

Para $Q = 1700 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 219 m.

Para $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 156 m.

Para $Q = 1900 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 117 m.

Para $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 90 m.

Para $Q = 2100 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 66 m.

Para $Q = 2200 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 48 m.
 Para $Q = 2300 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 37 m.
 Para $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 29 m.
 Para $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 22 m.
 Para $Q = 2600 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 16 m.
 Para $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 13 m.
 Para $Q = 2800 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 8 m.
 Para $Q = 2900 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tramo ahogado empieza a 3 m.

El procedimiento es el siguiente:

Para $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{seg}$:

Cálculo de la elevación donde empieza el tramo lleno:

$$\Delta z = S_o * L; L = 734 - 486 = 248 \text{ m.}$$

$$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 248 = 0,843, \text{ por lo que la elevación es:}$$

$$\text{El.} = 223 - 0,843 = 222,15 \text{ m; El área a túnel lleno} = 174,969 \text{ m}^2$$

Pérdidas por fricción:

El factor "f", se definió con la n equivalente usando las siguientes expresiones:

$$n_e^2 = P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_n (n) n^2 / \text{Perímetro total, en donde:}$$

$$n_e^2 = 28 (0,015)^2 + 22,991 (0,026)^2 / 50 = 0,0208$$

$$f = 124,4522 (n_e)^2 / (\text{Diametro})^{1/3}, \text{ entonces:}$$

$$f = 124,4522 (0,0208)^2 / (14)^{1/3} = 0,0225$$

ahora:

$$V = Q/A = 1500/174,969 = 8,572 \text{ m/seg; } v^2/2g = 3,745; \Sigma h_e = 0,3 (3,745) = 1,123$$

$$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (248/14) 3,745 = 1,492$$

Pérdidas por pila y reducción:

$$V_1^2 = 8,572^2 = 73,495$$

$$V_2^2 = (1500/147,878)^2 = 10,143^2 = 102,890; \text{Área total de la pila} = 147,878 \text{ m}^2.$$

entonces:

$$\Delta h = 0,1 (102,890) - (73,479) / 19,62 = 0,149, \text{ por lo tanto:}$$

$$\text{El. emb.} = 14 + 3,745 + 1,123 + 1,492 + 0,149 + 222,15 = 242,6 \text{ m.}$$

Para $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{seg}$, el procedimiento es el mismo:

$$\Delta z = S_o * L; L = 734 - 316 = 418 \text{ m.}$$

$$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 418 = 1,421, \text{ por lo que la elevación es:}$$

$$\text{El.} = 223 - 1,421 = 221,57 \text{ m.}$$

$$V = Q/A = 1600/174,969 = 9,144 \text{ m/seg; } v^2/2g = 4,262; \Sigma h_e = 1,278$$

$$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (418/14) 4,262 = 2,863$$

$$\Delta h = 0,1 (117,066) - (83,612) / 19,62 = 0,170$$

entonces:

$$\text{El. emb.} = 14 + 4,262 + 1,278 + 2,863 + 0,170 + 221,57 = 244,1 \text{ m.}$$

Para $Q = 1700 \text{ m}^3/\text{seg}$:

$$\Delta z = S_o * L; L = 734 - 219 = 515 \text{ m.}$$

$$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 515 = 1,751, \text{ por lo que la elevación es:}$$

$$\text{El.} = 223 - 1,751 = 221,24 \text{ m.}$$

$$V = Q/A = 1700/174,969 = 9,716 \text{ m/seg; } v^2/2g = 4,811; \Sigma h_e = 1,443$$

$$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (515/14) 4,811 = 3,981$$

$$\Delta h = 0,1 (132,157) - (94,400) / 19,62 = 0,192$$

entonces:

El. emb. = $14 + 4,811 + 1,443 + 3,981 + 0,192 + 221,24 = 245,6$ m.

Para $Q = 1800$ m³/seg:

$\Delta z = S_o * L$; $L = 734 - 156 = 578$ m.

$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 578 = 1,965$, por lo que la elevación es:

El. = $223 - 1,965 = 221,03$ m.

$V = Q/A = 1800/174,969 = 10,287$ m/seg; $v^2/2g = 5,394$; $\Sigma h_e = 1,618$

$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (578/14) 5,394 = 5,010$ m

$\Delta h = 0,1 (148,162) - (105,822) / 19,62 = 0,215$

entonces:

El. emb. = $14 + 5,394 + 1,618 + 5,010 + 0,215 + 221,03 = 247,2$ m.

Para $Q = 1900$ m³/seg:

$\Delta z = S_o * L$; $L = 734 - 117 = 617$ m.

$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 617 = 2,097$, por lo que la elevación es:

El. = $223 - 2,097 = 220,90$ m.

$V = Q/A = 1900/174,969 = 10,859$ m/seg; $v^2/2g = 6,010$; $\Sigma h_e = 1,803$

$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (617/14) 6,010 = 5,959$ m

$\Delta h = 0,1 (165,082) - (117,917) / 19,62 = 0,240$

entonces:

El. emb. = $14 + 6,010 + 1,803 + 5,959 + 0,240 + 220,90 = 249,0$ m.

Para $Q = 2000$ m³/seg:

$\Delta z = S_o * L$; $L = 734 - 90 = 644$ m.

$\Delta z = S_o * L = 0,00340 * 644 = 2,189$, por lo que la elevación es:

El. = $223 - 2,189 = 220,81$ m.

$V = Q/A = 2000/174,969 = 11,430$ m/seg; $v^2/2g = 6,659$; $\Sigma h_e = 1,997$

$\Sigma h_{fr} = 0,0225 (644/14) 6,659 = 6,892$ m

$\Delta h = 0,1 (182,916) - (130,644) / 19,62 = 0,266$

entonces:

El. emb. = $14 + 6,659 + 1,997 + 6,892 + 0,266 + 220,81 = 250,6$ m.

Siguiendo el mismo procedimiento:

Para $Q = 2100$ m³/seg:

El. emb. = 252,8

Para $Q = 2200$ m³/seg:

El. emb. = 254,8

Para $Q = 2300$ m³/seg:

El. emb. = 257

Para $Q = 2400$ m³/seg:

El. emb. = 259,1

Para $Q = 2500$ m³/seg:

El. emb. = 261,5

Para $Q = 2600$ m³/seg:

El. emb. = 263,9

Para $Q = 2700$ m³/seg:

El. emb. = 266,2

Para $Q = 2800$ m³/seg:

El. emb. = 268,5

Para $Q = 2900$ m³/seg:

El. emb. = 270,5

Q m³/seg	Elev. (m)
0	223
100	225,8
173,3	227
200	227,5
300	228,8
400	230,1
500	231,3
600	232,4
700	233,5
800	234,5
900	235,6
1000	236,4
1100	237,3
1200	238,4
1300	239,5
1400	241
1500	242,6
1600	244,1
1700	245,6
1800	247,2
1900	249
2000	250,8
2100	252,9
2200	254,8
2300	257,1
2400	259,3
2500	261,6
2600	264,1
2700	266,4
2800	268,7
2862,17	270

Tabla 3.1 Curva elevaciones – gastos (Túnel 1)

Cálculo de la curva elevaciones – gastos (Túnel 2)

Túnel 2

Programa en Excel para ejecutar el análisis hidráulico en sección tipo portal;
Cálculo del tirante crítico y normal para diferentes gastos propuestos.

Para el ancho "B" del túnel = 14m;

Con $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 1,733 \text{ m}$ y $Y_n = 1,294 \text{ m}$.

Con $Q = 200 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 2,750 \text{ m}$ y $Y_n = 2,103 \text{ m}$.

Con $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 3,604 \text{ m}$ y $Y_n = 2,828 \text{ m}$.

Con $Q = 400 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 4,366 \text{ m}$ y $Y_n = 3,512 \text{ m}$.

Con $Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 5,066 \text{ m}$ y $Y_n = 4,172 \text{ m}$.

Con $Q = 600 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 5,721 \text{ m}$ y $Y_n = 4,814 \text{ m}$.

Con $Q = 700 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,340 \text{ m}$ y $Y_n = 5,445 \text{ m}$.

Con $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 6,930 \text{ m}$ y $Y_n = 6,066 \text{ m}$.

Con $Q = 900 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 7,491 \text{ m}$ y $Y_n = 6,680 \text{ m}$.

Con $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 8,017 \text{ m}$ y $Y_n = 7,288 \text{ m}$.

Con $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 8,513 \text{ m}$ y $Y_n = 7,896 \text{ m}$.

Con $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 8,983 \text{ m}$ y $Y_n = 8,513 \text{ m}$.

Con $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 9,426 \text{ m}$ y $Y_n = 9,152 \text{ m}$.

Con $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 9,846 \text{ m}$ y $Y_n = 9,830 \text{ m}$.

Con $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 10,242 \text{ m}$ y $Y_n = 10,584 \text{ m}$.

Con $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Y_c = 10,615 \text{ m}$ y $Y_n = 11,512 \text{ m}$.

Al comparar los tirantes, observamos que para todos los gastos propuestos menores de $1500 \text{ m}^3/\text{seg}$ el régimen que opera es el supercrítico, mientras que para gastos mayores de $1500 \text{ m}^3/\text{seg}$ el régimen que opera es el subcrítico.

Cálculo de las elevaciones en el embalse, para diferentes gastos propuestos:

Elev. Emb. = $Y_c + V_c^2/2g + \Sigma h_e + \text{El. Entrada}$, donde:

Y_c = Tirante crítico a la entrada del túnel.

$V_n^2/2g$ = Carga de velocidad.

$\Sigma h_e = K(V_i^2/2g)$, pérdidas por entrada (al túnel).

El. entrada = Elevación de entrada (al túnel) = 227 m.

Entonces, para $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $1,733 + 0,866 + 0,129 + 227 = 229,7 \text{ m}$.

Para $Q = 200 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $2,750 + 1,375 + 0,206 + 227 = 231,3 \text{ m}$.

Para $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $3,604 + 1,801 + 0,270 + 227 = 232,7 \text{ m}$.

Para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $4,366 + 2,182 + 0,320 + 227 = 233,9 \text{ m}$.

Para $Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $5,066 + 2,533 + 0,379 + 227 = 235,0 \text{ m}$.

Para $Q = 600 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $5,721 + 2,860 + 0,429 + 227 = 236,1 \text{ m}$.

Para $Q = 700 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = $6,340 + 3,169 + 0,475 + 227 = 237,2$ m.

Para $Q = 800$ m³/seg:

El. emb. = $6,930 + 3,464 + 0,519 + 227 = 238,3$ m.

Para $Q = 900$ m³/seg:

El. emb. = $7,491 + 4,154 + 0,563 + 227 = 239,2$ m.

Siguiendo el mismo procedimiento:

Para $Q = 1000$ m³/seg:

El. emb. = $8,017 + 4,549 + 0,607 + 227 = 240,2$ m.

Para $Q = 1100$ m³/seg:

El. emb. = $8,513 + 5,053 + 0,652 + 227 = 241,2$ m.

Para $Q = 1200$ m³/seg:

El. emb. = $8,983 + 5,568 + 0,700 + 227 = 242,2$ m.

Para $Q = 1300$ m³/seg:

El. emb. = $9,426 + 5,898 + 0,749 + 227 = 243,0$ m.

Para $Q = 1400$ m³/seg:

El. emb. = $9,846 + 6,244 + 0,801 + 227 = 243,8$ m.

Para $Q = 1500$ m³/seg, $Y_n > Y_c$, por lo tanto hay cambio de régimen.

Al analizar los perfiles, se observó que para $Q = 1500$ m³/seg el túnel todavía no estaba trabajando a tubo lleno, por lo que se recurrió a los perfiles para definir el tirante a la entrada del túnel.

El tirante a la entrada del túnel fue de $Y_i = 13,6$ m, por lo que se utilizó la siguiente expresión para calcular la elevación en el embalse:

Elev. emb. = $Y_i + V_i^2/2g + \Sigma h_e + \text{El. Entrada}$; ($\Sigma h_e = K(V_i^2/2g)$), en donde:

$Y_i = 13,6$ m (a la entrada del túnel)

$V_i^2/2g$ = Carga de velocidad.

Σh_e = Pérdidas por entrada.

Elev. Entrada al túnel = 227.

Entonces, para $Q = 1500$ m³/seg:

El. Emb. = $13,6 + 3,8 + 0,57 + 227 = 244,6$ m.

Para $Q = 1600$ m³/seg, se observó que el túnel trabajaba totalmente ahogado, por lo que no fue necesario recurrir al análisis de los perfiles para definir el tirante de entrada.

Se siguió el siguiente procedimiento para calcular la elevación en el embalse:

El. emb. = $Y_d + V_d^2/2g + \Sigma h_e + \Sigma h_{fr} + \text{El. Entrada} - \Delta z$, en donde:

$Y_d = 14$ m (a túnel lleno).

$V_d^2/2g$ = Carga de velocidad.

Σh_e = Pérdida por entrada.

El. Entrada = 227

$\Delta z = S_o * L = 0,00801 * 263,5 = 2,11$

El. Entrada - $\Delta z = 227 - 2,11 = 224,89$ m

Entonces, para $Q = 1600$ m³/seg:

$V = Q/A = 1600/174,969 = 9,144$ m/seg; $v^2/2g = 4,262$; $\Sigma h_e = 0,63$

$\Sigma h_{fr} = f (L/D) * V^2/2g = 0,0225 (263,5/14) (4,262) = 1,8$
El. Emb. = 14,0 + 4,262 + 0,63 + 1,8 + 224,89 = 245,5 m.

Entonces, para $Q = 1700 \text{ m}^3/\text{seg}$:
 $V = Q/A = 1700/174,969 = 9,716 \text{ m/seg}$; $v^2/2g = 4,811$; $\Sigma h_e = 0,72$
 $\Sigma h_{fr} = f (L/D) * V^2/2g = 0,0225 (263,5/14) (4,811) = 2,03$
El. Emb. = 14,0 + 4,811 + 0,72 + 2,03 + 224,89 = 246,4 m.

Entonces, para $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{seg}$:
 $V = Q/A = 1800/174,969 = 10,287 \text{ m/seg}$; $v^2/2g = 5,394$; $\Sigma h_e = 0,80$
 $\Sigma h_{fr} = f (L/D) * V^2/2g = 0,0225 (263,5/14) (5,394) = 2,281$
El. Emb. = 14,0 + 5,394 + 0,80 + 2,281 + 224,89 = 247,3 m.

Entonces, para $Q = 1900 \text{ m}^3/\text{seg}$:
 $V = Q/A = 1900/174,969 = 10,859 \text{ m/seg}$; $v^2/2g = 6,010$; $\Sigma h_e = 0,90$
 $\Sigma h_{fr} = f (L/D) * V^2/2g = 0,0225 (263,5/14) (6,010) = 2,544$
El. Emb. = 14,0 + 6,010 + 0,90 + 2,544 + 224,89 = 247,9 m.

Entonces, para $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{seg}$:
 $V = Q/A = 2000/174,969 = 11,430 \text{ m/seg}$; $v^2/2g = 6,159$; $\Sigma h_e = 0,99$
 $\Sigma h_{fr} = f (L/D) * V^2/2g = 0,0225 (263,5/14) (6,159) = 2,816$
El. Emb. = 14,0 + 6,159 + 0,99 + 2,816 + 224,89 = 248,8m.

Siguiendo el mismo procedimiento:

Para $Q = 2100 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 249,5

Para $Q = 2200 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 250,6

Para $Q = 2300 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 252,6

Para $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 254,2

Para $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 256,0

Para $Q = 2600 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 257,6

Para $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 259,4

Para $Q = 2800 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 261,1

Para $Q = 2900 \text{ m}^3/\text{seg}$:

El. emb. = 263,3

entonces, la curva elev. - gastos para el túnel 2, es:

Q m³/seg	Elev. (m)
0	223
0	227
100	229,7
200	231,3
300	232,7
400	233,9
500	235
600	236,1
700	237,2
800	238,3
900	239,2
1000	240,2
1100	241,2
1200	242,2
1300	243
1400	243,8
1500	244,6
1600	245,5
1700	246,4
1800	247,3
1900	247,9
2000	248,6
2100	249,3
2200	250,4
2300	252,4
2400	254,4
2500	256,3
2600	257,9
2700	259,8
2800	261,4
2900	263,3
3000	265,5
3166,05	270

Tabla 3.2 Curva elevaciones – gastos (Túnel 2)

Q(m ³ /seg)	Elev. (m)
0	223
173,33	227
513,31	230
1345,66	235
2325,02	240
3203,87	245
4117,57	250
4635,13	255
5149,64	260
5639,46	265
6028,22	270

Tabla 3.3 Curva T1 + T2

En la figura 3.1 se muestran las curvas elevaciones – gastos de descarga de los túneles (T1 y T2) trabajando como canal y como tubo lleno para sección portal de 14 m así como la curva (T1+T2)

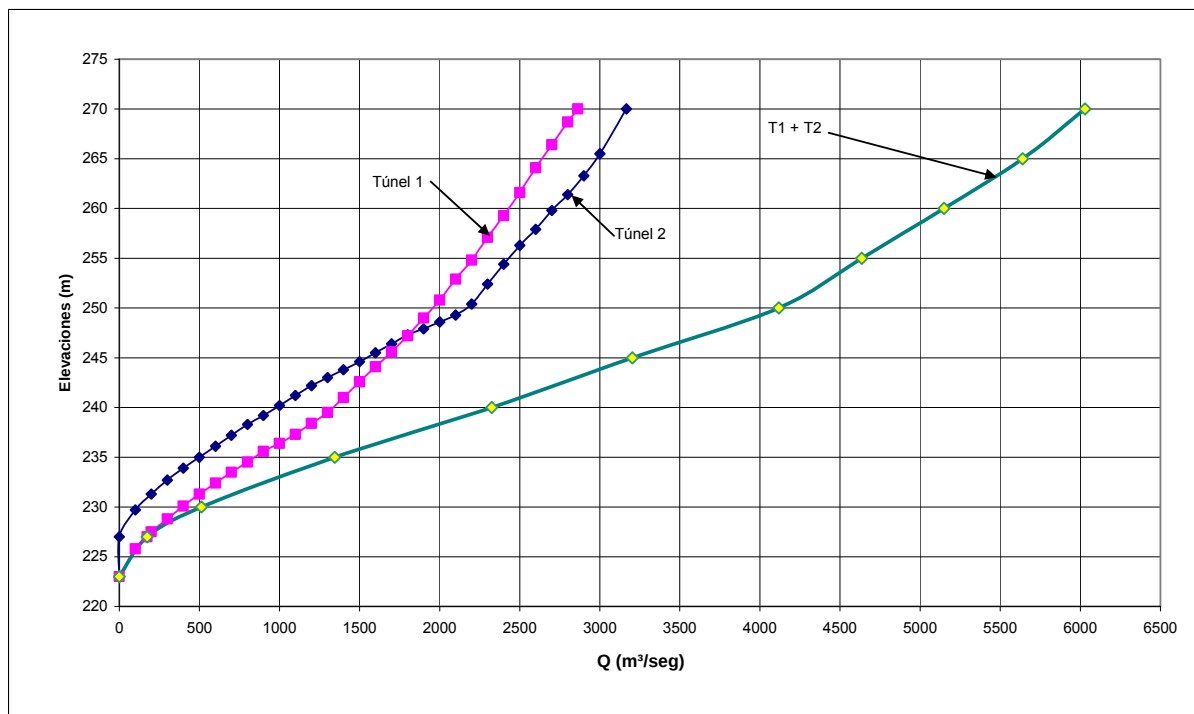


Fig. 3.1 Curvas elevaciones - gastos

Siguiendo con el análisis de la sección portal de 14 x 14m, se definió la altura de las ataguías realizando el tránsito de avenidas.

TRÁNSITOS DE AVENIDAS EN VASOS.

Referencia: Tránsito SI.doc

Elevación inicial en el vaso	228,00 msnm
Volumen inicial en el vaso	2,44084 millones de m ³
Gasto de descarga	286,656667 m ³ /s
Intervalo de tiempo del hidrograma	6,00 horas

VOLÚMENES EN EL VASO		GASTOS EN LA DESCARGA		TIEMPO	GASTO DE ENTRADA
Elevación	Volumen	Elevación	Q _d	i	Q _i
metros	mill. de m ³	metros	m ³ /s	hora	m ³ /s
219,00	0,00	223,00	0,00	0,000	2036,572
225,00	0,06	227,00	173,33	6,000	1863,148
250,00	19,87	230,00	513,31	12,000	2015,265
275,00	96,80	235,00	1345,66	18,000	2429,080
300,00	264,39	240,00	2325,02	24,000	2250,574
325,00	560,05	245,00	3203,87	30,000	2841,873
350,00	1020,71	250,00	4117,57	36,000	3391,591
375,00	1690,26	255,00	4635,13	42,000	4228,319
400,00	2615,06	260,00	5149,64	48,000	3480,503
		265,00	5639,46	54,000	7129,019
		270,00	6028,22	60,000	5951,494
				66,000	5251,693
				72,000	5112,731
				78,000	4937,272
				84,000	4635,028
				90,000	4251,650
				96,000	3998,092
				102,000	3842,916
				108,000	4163,420
				114,000	4165,433
				120,000	3838,857
				126,000	3128,892
				132,000	2824,625
				138,000	2545,723
				144,000	2342,863
				150,000	2063,950
				156,000	1911,822
				162,000	1536,561
				168,000	1354,007

		HISTORICO	50	75	100
Día	Hora	Gasto	Gasto	Gasto	Gasto
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
0	24	1917.16	1851.45	2036.58	2164.84
1	6	1753.9	1693.79	1863.15	1980.49
1	12	1897.1	1832.08	2015.27	2142.19
1	18	2286.65	2208.28	2429.08	2582.06
1	24	2118.61	2046.00	2250.58	2392.32
2	6	2675.24	2583.55	2841.88	3020.86
2	12	3192.72	3083.30	3391.59	3605.19
2	18	3980.39	3843.97	4228.32	4494.62
2	24	3276.42	3164.13	3480.50	3699.70
3	6	6711	6481.00	7129.02	7578.00
3	12	5602.52	5410.51	5951.49	6326.31
3	18	4943.75	4774.32	5251.69	5582.44
3	24	4812.94	4647.99	5112.73	5434.73
4	6	4647.77	4488.48	4937.27	5248.22
4	12	4363.25	4213.71	4635.03	4926.94
4	18	4002.35	3865.18	4251.65	4519.42
4	24	3763.66	3634.67	3998.09	4249.89
5	6	3617.58	3493.60	3842.91	4084.94
5	12	3919.29	3784.97	4163.42	4425.63
5	18	3921.19	3786.80	4165.44	4427.77
5	24	3613.76	3489.91	3838.86	4080.62
6	6	2945.43	2844.48	3128.90	3325.95
6	12	2659	2567.87	2824.63	3002.52
6	18	2396.45	2314.32	2545.72	2706.05
6	24	2205.49	2129.90	2342.87	2490.42
7	6	1942.93	1876.34	2063.95	2193.94
7	12	1799.72	1738.04	1911.82	2032.23
7	18	1446.46	1396.89	1536.56	1633.33
7	24	1274.61	1230.93	1354.00	1439.28

Tabla 3.4 HIDROGRAMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

Los resultados del tránsito efectuado se presentan a continuación:

Tiempo	Qi	Qs	Volumen	Elevación
hora	m³/seg	m³/seg	mill. de m³	metros
0	2036,572	286,657	2,441	228
6	1863,148	2612,69	13,245	241,637
12	2015,265	1641,704	9,184	236,511
18	2429,080	2481,438	12,653	240,890
24	2250,574	2280,262	11,767	239,771
30	2841,873	2656,906	13,444	241,888
36	3391,591	3306,912	16,356	245,564
42	4228,319	4024,806	19,469	249,492
48	3480,503	3781,635	18,415	248,162
54	7129,019	4803,148	40,282	256,633
60	5951,494	5693,879	68,183	265,700
66	5251,693	5654,310	66,617	265,191
72	5112,731	5415,609	58,998	262,715
78	4937,272	5215,734	52,720	260,675
84	4635,028	4990,221	45,876	258,451
90	4251,650	4700,017	37,198	255,631
96	3998,092	4393,769	28,082	252,668
102	3842,916	4141,537	20,584	250,232
108	4163,420	3984,280	19,293	249,271
114	4165,433	4163,803	21,245	250,447
120	3838,857	4010,665	19,408	249,415
126	3128,892	3258,881	16,148	245,301
132	2824,625	2860,167	14,360	243,045
138	2545,723	2613,239	13,247	241,640
144	2342,863	2374,844	12,173	240,283
150	2063,950	2126,947	11,147	238,989
156	1911,822	1924,607	10,329	237,956
162	1536,561	1632,993	9,149	236,467
168	1354,007	1359,868	8,044	235,073

Tabla 3.5 Tránsito de avenidas

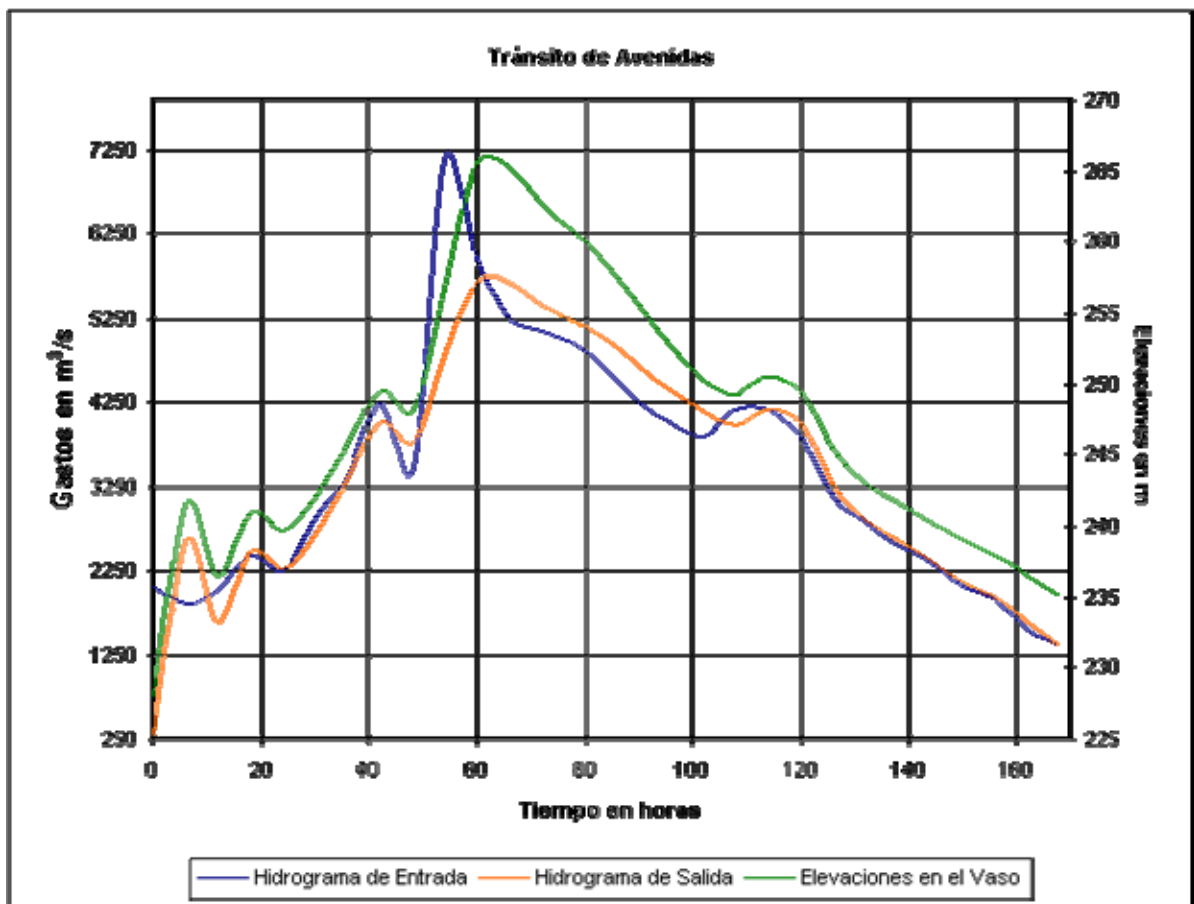


Fig. 3.2 HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA

Con los resultados obtenidos se fijó las alturas de las ataguías tanto de aguas arriba como de aguas abajo.

Elevación de la ataguía aguas arriba = 268,5 m.

Elevación de la ataguía aguas abajo = 235,0 m.

3.3 Análisis de alternativas

Existen elementos que intervienen para poder seleccionar el tipo de la obra de desvío. Los parámetros que tienen mayor influencia son: Hidrológicos, Topográficos, Geológicos y de Planeación.

Hidrología

El conocimiento de los escurrimientos por el sitio de la presa permite definir su régimen, lo que implica poder obtener los parámetros fundamentales que se manejan para definir la obra de desvío, estos son: los períodos de estiaje y de crecientes, el gasto mínimo instantáneo, el gasto máximo instantáneo, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo para un período de retorno.

Este último para diseñar la capacidad de la obra, y para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo.

Los resultados de mayor interés para el proyecto de la obra de desvío son: La elevación máxima del agua y el gasto máximo de salida por la estructura de desvío; con ellos se verá la forma de proyectar todas y cada una de las partes que forman la obra de desvío.

Topografía

Un elemento fundamental para la selección del tipo de desvío es la topografía del sitio en general puede decirse que boquillas abiertas son adecuadas para el empleo de desvío con tajo (o canal) mientras que las cerradas propician u obligan el empleo de desvío con túneles.

Geología

También tiene gran importancia el hecho de considerar la geología del sitio para seleccionar el tipo de obra y para el acondicionamiento de la misma en el trabajo del desvío.

La estructura debe ser segura y permanecer por lo menos durante su vida útil, factores como el evitar la erosión, la estabilidad por sí misma y su relativa impermeabilidad deben cuidarse para lograr el fin buscado y son dependientes de las características geológicas.

Tanto para desvíos con tajo como con túnel que son los tipos principales, el efecto erosivo del agua sobre el área de contacto debe controlarse a valores aceptables, si no evitarse. Después del análisis geológico, cabe la posibilidad de dar algún tipo de tratamiento al desvío para asegurar su funcionamiento.

Planeación

La planeación integral de la obra en donde se incluyen tiempos, costos, fechas de calendario, etc, permite también seleccionar el tipo de obra desvío. Si una presa debe terminarse en poco tiempo y coincide la ejecución de las obras con la época de avenidas, puede decirse que el desvío resultará mas grande. En todos los casos el análisis de costos deberá realizarse y este puede inclinar la decisión a un tipo u otro de desvío. Queda incluido en todos los elementos de selección mencionados, el efecto que tienen las demás estructuras de la presa, ya que efectivamente, el que una cortina sea de materiales graduados o de concreto puede ser determinante para seleccionar las características del desvío, pero a la vez el tipo de cortina se seleccionará con base en la topografía, geología, hidrología y planeación de la presa.

Selección de las características de los túneles

Para la localización más conveniente de los túneles de desvío se aplican las consideraciones hechas, teniendo en mente siempre que su longitud sea lo mas corta posible. Los portales de entrada y salida deben localizarse por lo general en donde el túnel tiene un techo mínimo de 1,5 a 2 veces su diámetro.

Ahora bien, debe revisarse primero la posibilidad de que sea un solo túnel, a sabiendas de que su definición es dependiente de los aspectos antes mencionados pero además tomando en cuenta los problemas constructivos y de costo.

Las características de los túneles son su longitud, forma y tamaño de la sección, y rugosidad del conducto.

La longitud que debe ser mínima, es función del ancho de la cortina en su base y de si las ataguías extremas formarán parte de la cortina o no.

Como en el caso del proyecto del “Cajón no formarán parte de la cortina, la entrada y salida de los túneles se localizan antes y después de las trazas de las ataguías, recordando que éstas deberán colocarse de forma que quede un espacio suficiente entre cortina y ataguías para el tránsito de vehículos.

La forma de la sección puede ser cualquiera, pero las mas comunes son circular, herradura o medio punto (portal) como es el caso del proyecto.

El tamaño de la sección se escoge dando como límite máximo el correspondiente al equipo de construcción y también a las características de las rocas.

Definidas las características de los túneles se procede al cálculo de la elevación del agua. Se definen varias alternativas de desvío que se analizan hidráulicamente y se comparan económicamente tomando en cuenta ataguías y túneles en caso de que aquellas sean estructuras provisional.

Selección de alternativas:

Tomando en cuenta los resultados de la evaluación económica y aspectos técnicos como la altura de ataguías y por tanto de volúmenes, tiempo de construcción y acomodo físico de las mismas, por las condiciones topográficas e incluso seguridad y estabilidad de los túneles dentro de los límites razonables, se eligió finalmente la alternativa de 2 túneles de 14 x 14 m.

La elección de esta alternativa, a pesar de no ser la más económica, permite un ahorro de aproximadamente 180 millones de pesos.

3.4 Obtención del diámetro óptimo

Para la obtención del diámetro óptimo, el factor fundamental que define la opción mas conveniente, es el económico, ya que implica el costo, la relación diámetro de túnel – altura de ataguía, porque a que a menor diámetro, mayor altura de ataguía y viceversa, además de considerar el tiempo de construcción é incluso el acomodo físico, las curvas elevaciones – gastos de descarga, y finalmente, se tomó en cuenta para este análisis de optimización los siguientes parámetros:

- Magnitud de las avenidas esperadas asociadas a un periodo de retorno, considerando los riesgos que se presentarían en caso de falla.
- Programa de construcción.
- Costos de las estructuras involucradas (túneles, ataguías, estructuras para los cierres temporales y definitivos del desvío).
- Costo por daño esperado en caso de falla en cortina y ataguías, así como por retraso de obra.

3.5 Programa de construcción

La principal condicionante para el tiempo de construcción de la obra de desvío es el tamaño de la ataguía, por lo que en la tabla 3.6 se indica para varias alturas de la misma, el tiempo necesario para construirlas, suponiendo que se colocan 130 680 m³/mes.

Altura de ataguía (m)	Volumen (millones de m ³)	Tiempo de construcción (meses)	Fecha de terminación *
45,5	0,58	4,4	19 de marzo
48,5	0,66	5,1	10 de abril
57,0	0,83	6,4	19 de mayo
63,0	1,00	7,7	28 de junio

*Se considera que la construcción de la ataguía se inicia el 7 de noviembre

Tabla 3.6 Alturas de ataguía vs. tiempo de construcción

3.6 Costos

Los conceptos principales que definen el costo de la obra de desvío son las dimensiones del túnel y la altura de ataguía; los costos en millones de pesos fueron estimados en cada caso, y se presentan a continuación:

a) Para los túneles, de acuerdo con las secciones tipo portal siguientes:

Sección Portal (mxm)	Costo (millones de pesos)
12,5x12,5	*146,8
13,0x13,0	159,5
13,5x13,5	*172,3
14,0x14,0	184,9
14,5x14,5	*197,5
15,0x15,0	*210,4

* Se estimaron con base en los datos obtenidos para 13x13 y 14x14 m.

Tabla 3.7 Sección portal vs. costo

b) Para la ataguía:

En este caso no se considera el costo de los materiales ya que son el producto de las excavaciones de los túneles del desvío, por lo tanto solo se tomaron en cuenta los costos de colocación.

Altura de ataguía (m)	Costo (millones de pesos)
45,5	24,3
48,5	26,9
57,0	*36,4
63,0	*42,8

* Se consideró el incremento de costo de lumbreras

Tabla 3.8 Alturas de ataguía vs. costo

Se observa que los costos de construcción de la ataguía son relativamente bajos y poco sensibles a la altura de la misma, lo que conduce a pensar en la conveniencia de una ataguía alta.

CAPITULO 4, ANÁLISIS DE RIESGO

4.1 Daños potenciales

La selección del tamaño más conveniente de la obra de desvío también es función de la magnitud de los daños que podrían producirse en el caso de una eventual falla por desbordamiento. Para tratar de visualizar esta situación, recordemos que en los primeros años noventa, se presentó un fenómeno de este tipo durante la construcción de la Central de Aguamilpa, cuando llegó una avenida muy grande que rebasó con mucho, la avenida máxima esperada. Esta avenida, pasó por el canal fusible en la corona de la ataguía (aguas arriba) y llegó hasta la cortina, a donde afortunadamente no causó daños por la altura que ya tenía construida la misma. En los túneles de desvío, el agua ocasionó que se cayera material en el portal de salida de uno de los túneles bloqueando la salida de la misma, originando el fenómeno del golpe de ariete. Este fenómeno transitorio provocó que el agua saliera con mucha presión por la rendija de los obturadores. Este acontecimiento nos permite ver la importancia de estas obras, ya que gracias a ellas, se pudo evitar daños considerables y pérdidas de vidas. Dichos daños se producirían tanto en la ataguía, como en la cortina (de acuerdo con el avance en su construcción), provocándose con esto un retraso en el inicio de operación de la planta y costos adicionales por la suspensión de la obra. Los valores estimados por cada uno de estos conceptos son:

- a) Por un año de retraso en la entrada en operación de la planta se estima un costo de \$1 100 millones, así como daños diversos estimados en \$ 435,5 millones.
- b) Ataguía. Con la relación entre la altura de ataguía y su volumen, y considerando un costo de \$137,08/m³ se construyó la tabla 4.1 (en este caso se considera el costo de los materiales que serán utilizados en la reconstrucción de las ataguías).

Altura de ataguía (m)	Volumen (millones de m ³)	Costo (millones de pesos)
45,5	0,58	79,5
48,5	0,66	90,5
57,0	0,83	113,8
63,0	1,00	137,1

Tabla 4.1 Alturas de ataguía vs. costo

- c) Cortina. Para los volúmenes y alturas correspondientes a las distintas etapas de construcción de la cortina, como se señala en la tabla 4.2.

Temporada de avenidas de:	Volumen (millones de m ³)	Elevación de Cortina (m)	Costo* (millones de pesos)
2004	1,51	261	207
2005	7,20	302	987
2006	10,8	376	1 480

* Considerando un costo de construcción de \$137,08/m.³

Tabla 4.2 Volúmenes y alturas de cortina vs. costo

4.2 Análisis de riesgo en túneles para cada período de retorno

Se analizará para cada periodo de retorno la mejor combinación de diámetro de túnel con la altura de ataguía correspondiente, así como sus costos asociados.

- a) Para un gasto de diseño de 4 958 m³/s (Tr=20 años), y realizando los tránsitos de la avenida correspondiente se obtuvo la tabla 4.3

Sección Portal (mxm)	Altura (m)	Costo túneles (millones de pesos)	Costo ataguía (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
12,5x12,5	47,5	146,8	26,0	172,8
13,0x13,0	44	159,5	23,0	182,5

Tabla 4.3 Secciones portal vs. costo, Tr=20 años

Para un periodo de retorno de 20 años, la combinación más barata sería un túnel de sección portal de 12,5 m x 12,5 m y una ataguía de 47,5 m de altura, con un costo de \$172,8 millones.

- b) Para un gasto de diseño de 6 481 m³/s (Tr=50 años), y realizando los tránsitos de la avenida correspondiente se obtuvo la tabla 4.4, ver figuras 4.1 y 4.2, en donde se muestran gráficamente los hidrogramas de entrada y salida, así como las elevaciones en el vaso vinculadas al gasto de salida del desvío.

Sección Portal (mxm)	Altura (m)	Costo túneles (millones de pesos)	Costo ataguía (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
12,5x12,5	59	146,8	38,5	185,3
13,0x13,0	55	159,5	34,2	193,7
13,5x13,5	51,5	172,3	30,3	202,6
14,0x14,0	48,5	184,9	26,9	211,8

Tabla 4.4 Secciones portal vs. costo, Tr=50 años

Las opciones de menor costo consideran alturas de ataguía mayores que la recomendada, que es de 48,5 m, se propone para ello eliminar las dos primeras opciones y dejar para el análisis la tercera opción (sección de 13,5 x 13,5 m y altura de 51,50 m), dado que el incremento en altura no es tan grande (3 m) y con el objeto de considerar en el análisis de daños esperados, una mayor gama de opciones.

- c) Para un gasto de diseño de 7 578 m³/s (Tr=100 años) y realizando los tránsitos correspondientes de la avenida se obtuvo la tabla 4.5 ver figuras 4.3 y 4.4, así como las figuras 4.1 y 4.2 que se encuentran relacionadas.

Sección Portal (mxm)	Altura (m)	Costo túnel (millones de pesos)	Costo ataguía (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
13,5x13,5	60	172,3	39,6	211,9
14,0x14,0	56	184,9	35,3	220,2
14,5x14,5	51,5	197,5	30,3	227,8

Tabla 4.5 Secciones portal vs. costo, Tr=100 años

En este caso todas las opciones rebasan los límites recomendados. Sin embargo, con objeto de contrastar estos inconvenientes con el análisis de daños potenciales, se propone tomar como representativa para el manejo de la avenida de 100 años a la segunda opción, ya que representa la alternativa intermedia en altura de ataguía, tamaño de la sección y costo, de las tres presentadas; es decir, una sección de 14 x 14 m con una altura de ataguía de 56 m y un costo de 220,2 millones de pesos.

A continuación se muestran las gráficas de los tránsitos de avenidas efectuados:

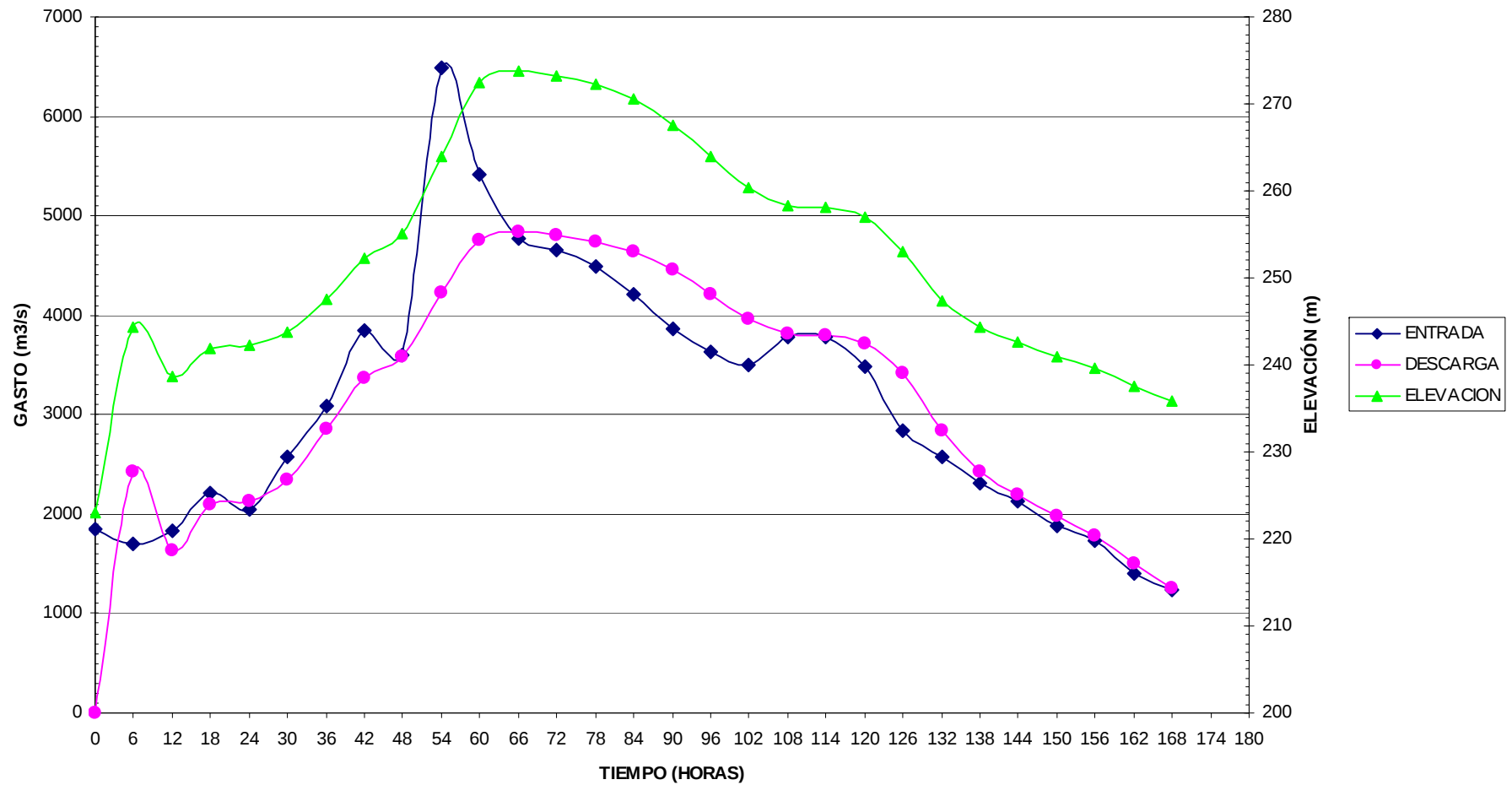


Figura 4.1 TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. CAJON NAY; DESVIO
 $Q = 6\,481\text{ m}^3/\text{s}$ $Tr = 50\text{ AÑOS}$ $D = 13\text{ m}$

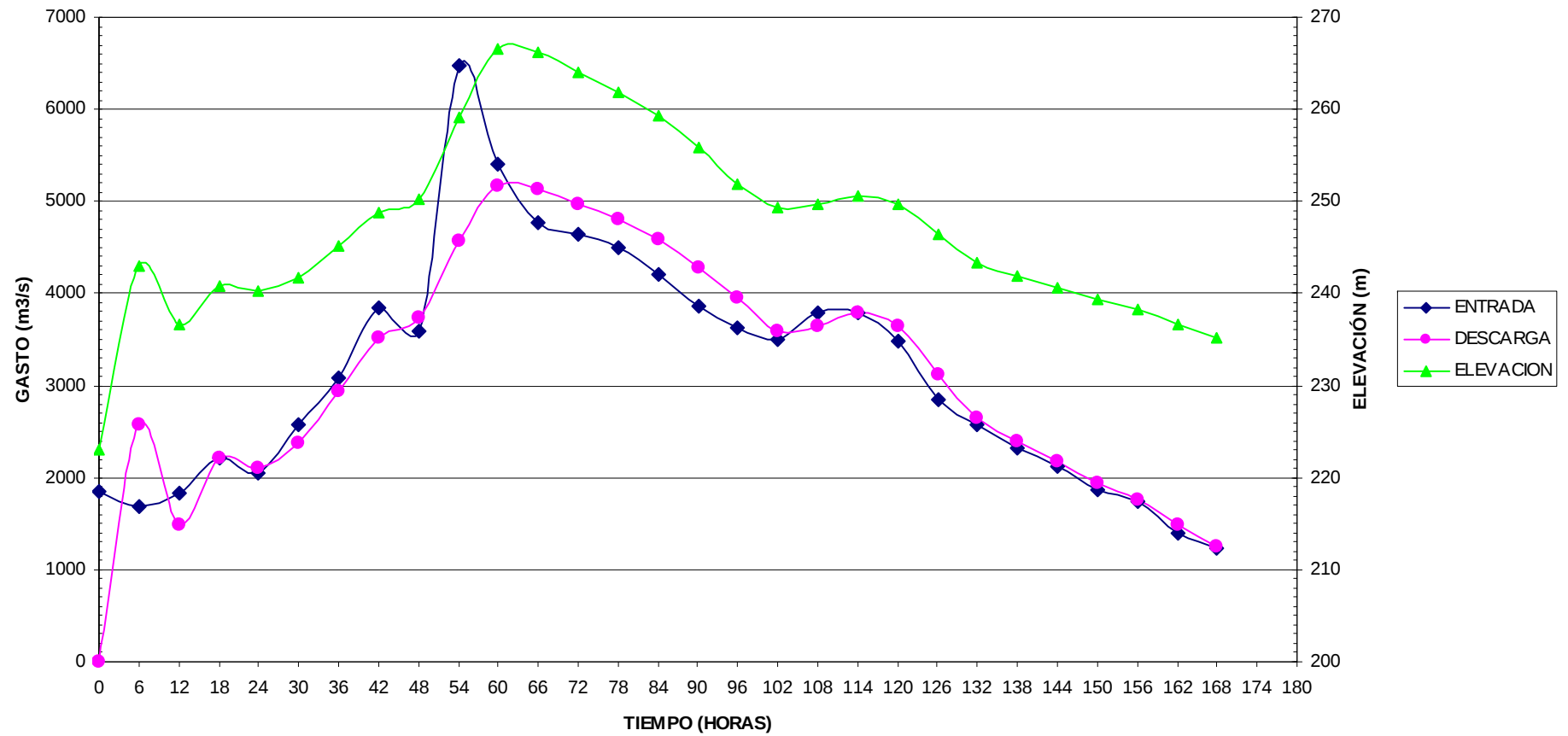


Figura 4.2 TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. CAJON NAY; DESVIO
 $Q = 6\,481\text{ m}^3/\text{s}$ $Tr = 50\text{ AÑOS}$ $D = 14\text{ m}$

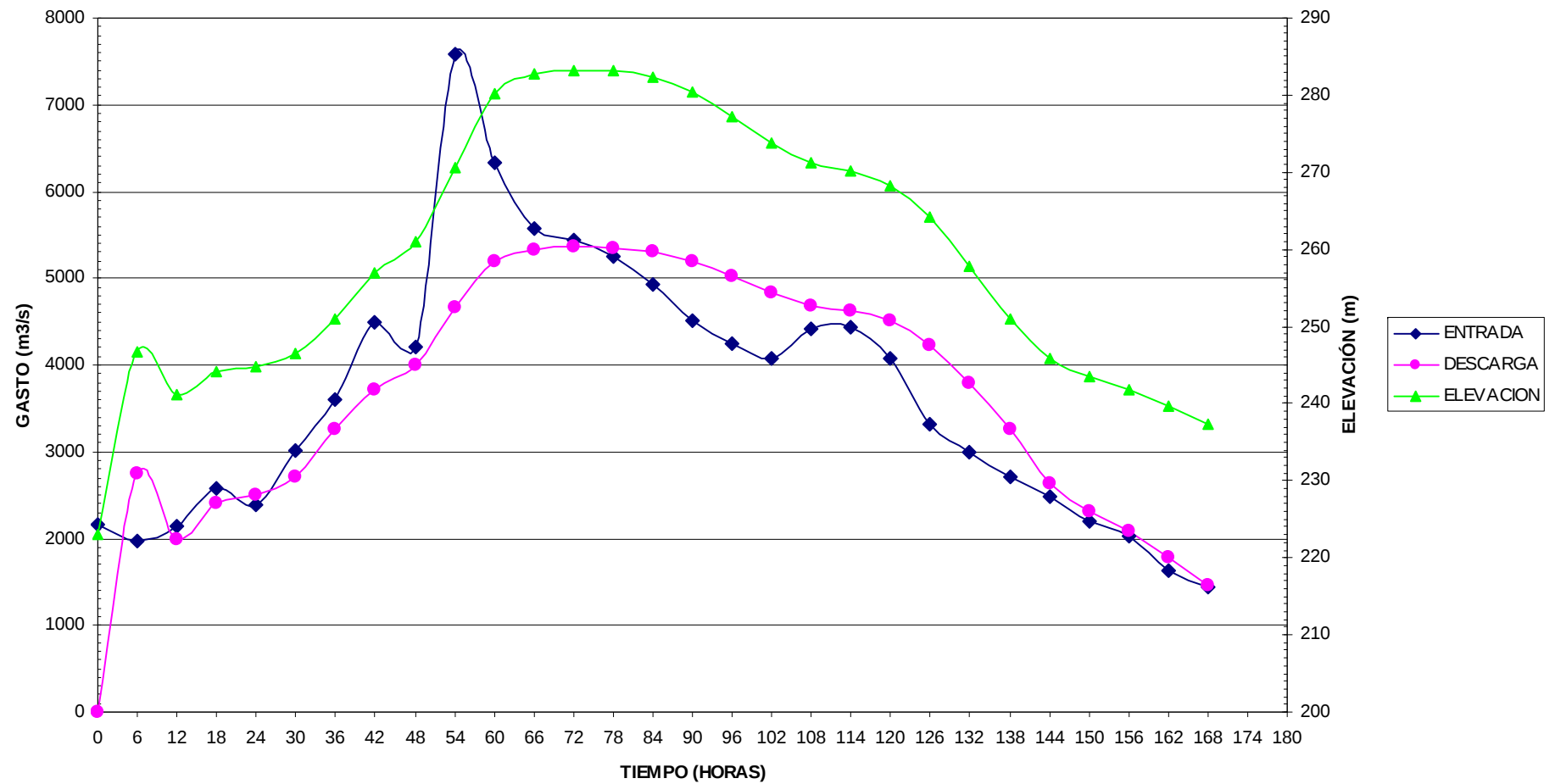


Figura 4.3 TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. CAJON NAY; DESVIO
 $Q = 7\,578\text{ m}^3/\text{s}$ $Tr = 100\text{ AÑOS}$ $D = 13\text{ m}$

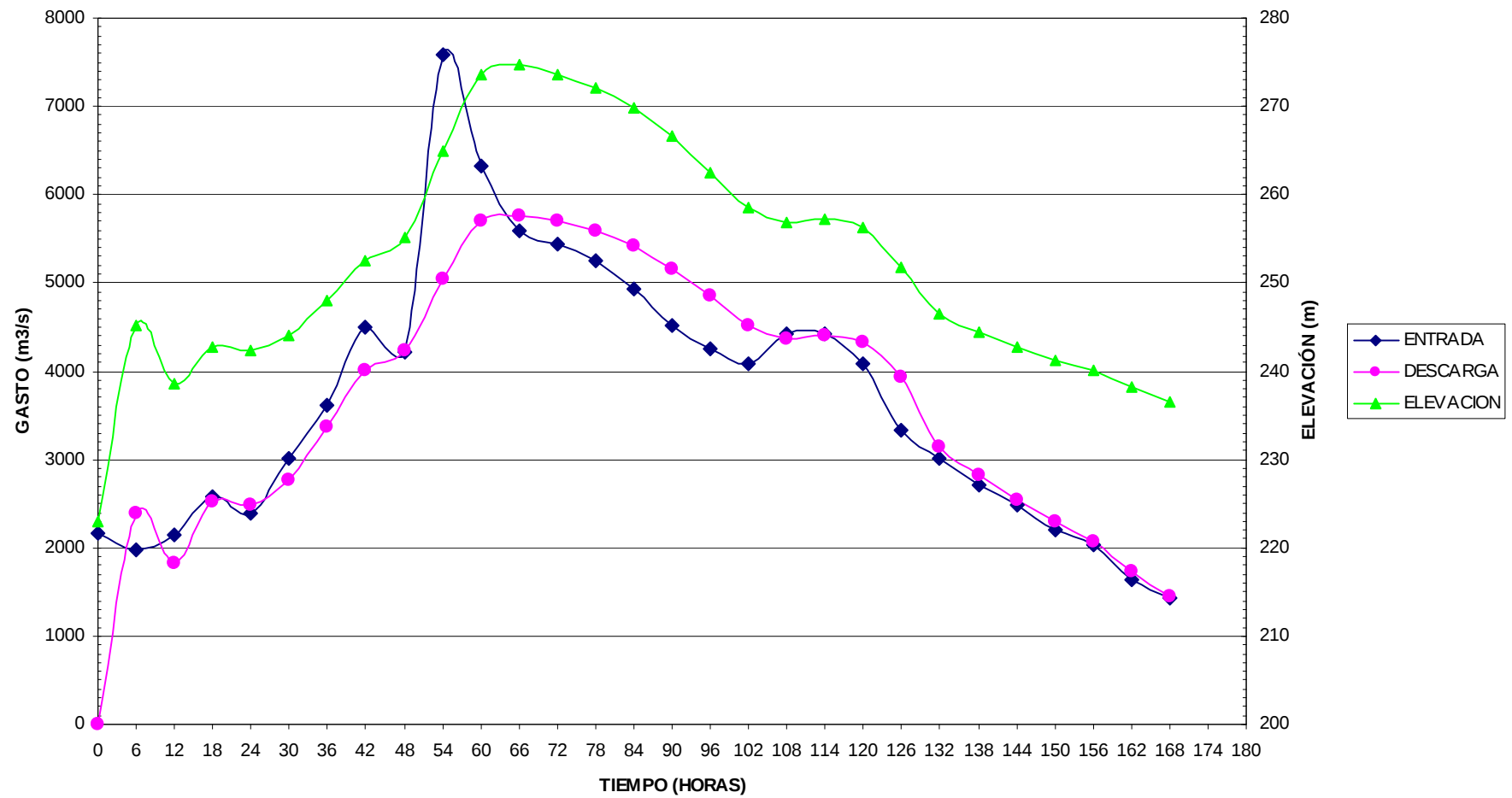


Figura 4.4 TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. CAJON NAY; DESVIO
 $Q = 7\,578\text{ m}^3/\text{s}$ $Tr = 100$ AÑOS $D = 14\text{ m}$

4.3 Cálculo del daño esperado

Para determinar el daño esperado se multiplica el costo del daño por la probabilidad de falla, en donde:

$$P_{falla} = (1/Tr)$$

y por lo tanto:

$$\bar{D} = P_{falla} \times \text{COSTO DEL DAÑO}$$

a) Por retraso en la obra

El daño esperado por retraso en la obra se obtuvo multiplicando, para cada año calendario, la probabilidad de falla por el costo de retraso; de tal forma que, para cada gasto considerado para el diseño de la obra de desvío, se considera un costo potencial de \$1 535,5 millones, que es la suma de \$1 100 y \$435,5 .

En todos los casos se consideró que a partir del segundo año la cortina alcanzará la cota 302 m y por ese motivo el gasto que puede desviarse se incrementa, de acuerdo con la sección considerada.

En las siguientes tablas el daño esperado $\bar{D}$ está expresado en millones de pesos.

Q_{dis} (m ³ /s)	Tr (años)	Primer año		Tr (años)	Segundo año		Total $\bar{D}$
		P _{falla}	$\bar{D}$		P _{falla}	$\bar{D}$	
4 958	20	0,05	76,8	70	0,014	21,5	98,3
6 481	50	0,02	30,7	170	0,006	9,2	39,9
7 578	100	0,01	15,4	200	0,005	7,7	23,1

Tabla 4.6 Período de retorno vs. costo daño esperado por retraso en la obra

b) Por destrucción de la ataguía (sólo en el primer año)

Q_{dis} (m ³ /s)	Tr (años)	P _{falla}	Altura (m)	Costo	$\bar{D}$
4 958	20	0,05	47,5	87,1	4,4
6 481	50	0,02	48,5	90,5	1,8
7 578	100	0,01	56,0	110,8	1,1

Tabla 4.7 Período de retorno vs. costo daño esperado por destrucción de la ataguía

- c) Por destrucción de la cortina; costo primer año ($h=261$ m, $V=1,51$ millones de m^3 , costo=207 millones); 2° año ($h=302$ m, $V= 7,251$ millones de m^3 , costo=987 millones), de acuerdo al programa de construcción

Q_{dis} (m^3/s)	Tr (años)	Primer año		Tr (años)	Segundo año		Total $\bar{D}$
		Pfalla	$\bar{D}$		Pfalla	$\bar{D}$	
4 958	20	0,05	10,3	70	0,014	13,8	24,1
6 481	50	0,02	4,1	170	0,006	5,9	10,0
7 578	100	0,01	2,1	200	0,005	4,9	7,0

Tabla 4.8 Período de retorno vs. costo daño esperado por destrucción de la cortina

En resumen, el costo del daño esperado total será la suma de todos los conceptos considerados:

Q (m^3/s)	Tr (años)	$\bar{D}$
4 958	20	126,8
6 481	50	51,7
7 578	100	31,2

Tabla 4.9 Resumen período de retorno vs. costo daño esperado

4.4 Determinación del período de diseño óptimo

El período de retorno de diseño óptimo se determina con base en la naturaleza probabilística de los eventos hidrológicos y al daño que resultaría si se presenta una falla. A medida que el período de retorno de diseño se incrementa, los costos de las estructuras aumentan, pero los daños esperados disminuyen debido a que se proporciona una mejor protección a la obra. Sumando los costos de las estructuras y los costos de los daños esperados, se determina el período de retorno de diseño que tenga los menores costos totales, tal como se muestra en la tabla 4.13.

Q_{dis} (m^3/s)	Tr (años)	Costo daño esperado (mill. de pesos)	Costo de las Estructuras (mill. de pesos)	Costo total (mill. de pesos)
4 958	20	126,8	172,8	299,6
6 481	50	51,7	202,6	254,3
7 578	100	31,2	220,2	251,4

Tabla 4.10 Período de retorno vs. costo total

CAPITULO 5, CONCLUSIONES

La cuenca del río Santiago, por el número y ubicación de las estaciones hidrométricas, por los períodos de registros considerados y por la homogeneidad de la información, cuenta con la información suficiente para garantizar que tanto la evaluación de los escurrimientos como la de su régimen hidráulico correspondiente, son ampliamente confiables.

- 1.- Para determinar las avenidas de diseño de la obra de desvío y de excedencias, se contó con los registros de 47 años de gastos máximos anuales de las estaciones hidrométricas la Yesca, sobre el río Santiago y el Caimán sobre el río Bolaños.
- 2.- El régimen del río Santiago en la zona del proyecto según los escurrimientos medios considerados, está constituido de la siguiente forma; Se tienen 11 años “secos”, 29 años “medios”, 11 años “húmedos”, con un porcentaje de ocurrencia del registro total analizado de 57,23 y 20.
- 3.- Estableciendo que el 70% de las descargas de la zona metropolitana de Guadalajara retornan al río Santiago, con una tasa de crecimiento en la población del 1% anual, el escurrimiento medio en dicho río se estimó en 3326,35 millones de metros cúbicos, para un período de registros históricos de 51 años, comprendido entre los años 1949 y 1999.
- 4.- Con dicha información, y empleando los diferentes métodos probabilísticos (Gumbel, Normal, Log-Normal, Exponencial, Gamma, y Gumbel 2p) se obtuvo que el mejor ajuste correspondía a la función de distribución de probabilidades de Gumbel para dos poblaciones, función que se aceptó para definir los gastos máximos probables para diferentes periodos de retorno, por lo que dichos valores se adoptaron para el diseño de la obra de desvío.
- 5.- De acuerdo con el análisis previo, la combinación de menor costo total corresponde a un periodo de retorno de 100 años con una obra que considera una ataguía de 56 m de altura y unos túneles de sección portal de 14 x 14 m.
- 6.- No obstante, es conveniente tomar en cuenta otros aspectos que tienen relevancia en la toma de la decisión, con respecto a la altura de la ataguía y al tamaño de los túneles de desvío:
 - a) Aspectos geológicos.- Con la información geológica obtenida, se constata que el límite del macizo rocoso más sano se localiza por debajo de la cota 269, zona en la cual se ubicó la plataforma de obturadores de ambos túneles (elevación 268,50 m). Esta plataforma conviene localizarla en roca competente porque en ella se cimentarán los malacates para el izaje de los obturadores, y se realizarán constantemente maniobras importantes durante los años que

funcione la obra de desvío, y además las lumbreras de los obturadores tendrán mejores condiciones geotécnicas.

Por lo anterior, conviene mantener la altura de la ataguía en 48,5 m, y considerando que el diámetro de los túneles seleccionado es de 14 x 14 m, el periodo de retorno resulta ser de 50 años.

- b) Ventaja de operación como desvío.- A partir del segundo año la altura de la ataguía deja de ser importante para la capacidad de los desvíos. En efecto, a partir del segundo año la altura de la cortina rebasará la altura de la ataguía y la capacidad del desvío estará en función del tamaño de los túneles
- c) Ventaja de operación como desagüe.- Se contempla construir un desagüe de fondo para garantizar la vida útil de la presa y extraer, con cierta periodicidad, importantes volúmenes de azolve.

Ante esta necesidad se está valorando la conveniencia de usar uno de los túneles de desvío como desagüe de fondo, aprovechando la inversión hecha en una obra provisional y transformarla en obra definitiva.

No obstante, bajo la concepción de obra definitiva, destinada a extraer volúmenes de azolve, presenta una gran ventaja el contar con el dispositivo de mayor tamaño.

- d) Considerando que se cuenta con los equipos adecuados, se ha logrado importantes economías en sus obras hidroeléctricas, reusando los obturadores y compuertas de cierre en diferentes proyectos, evitando con ello la necesidad de la fabricación de nuevos equipos para estos fines.

Los equipos existentes están diseñados para cubrir vanos de 14 x 14 m y si bien es cierto que también se pueden usar en un vano menor, se estaría perdiendo una ventaja importante al contar con los equipos suficientes en muy buenas condiciones para cerrar los túneles de mayor dimensión.

Por todas las razones anteriores y considerando que los aspectos de seguridad en este tipo de proyectos tienen una importancia capital, el diseño de los túneles de desvío se llevó a cabo para una dimensión de 14 x 14 m, permitiendo de esta manera ubicar la elevación de la parte superior de las lumbreras a la elevación 268,50m, que como ya se ha establecido anteriormente corresponde al macizo rocoso de mejor calidad. Así mismo la ataguía tendrá una altura de 48,50 m (corona a la elevación 268,50 m) altura que corresponde a un período de retorno de 50 años y no a la de 100 años que es de menor costo, de acuerdo a la combinación de conceptos considerados para la elección del diseño óptimo.

REFERENCIAS

1. Ven Te Chow; Open – Channel Hydraulics; International Student Edition; Mc Graw-Hill-kogakusha, Tokio 1959.
2. G. Sotelo A.; Hidráulica General; Limusa 1974.
3. GEIC; Informe de los trabajos de exploración geológica para las obras de desvío; Superintendencia de estudios pacifico norte; 2002
4. CFE; Manual de Diseño de Obras Civiles; Sección Hidrotécnica A.2.10. Obras de Excedencia; 1981
- 5.- Programa Ax.exe (Propiedad de C.F.E.) para análisis de funciones de probabilidad.

