

Informe de Apoyo-E
Encuesta de la Utilización del Agua

INFORME DE APOYO-E ENCUESTA PARA LA UTILIZACION DEL AGUA

1. DISEÑO DE LA ENCUESTA

1.1 OBJETIVOS

La encuesta para la utilización del agua tiene dos (2) objetivos: uno es entender la utilización actual del agua, y el otro es estimar la disposición a pagar (DAP). Asimismo, la estimación de la disposición a pagar está diseñada para analizar tanto el nivel adecuado del arancel para el servicio del abastecimiento del agua, así como los beneficios económicos del plan maestro propuesto.

En este estudio, la totalidad de los usuarios de agua se han clasificado de la siguiente manera:

- Usuarios domésticos de SANAA
- Usuarios no-domésticos de SANAA
- No-usuarios de SANAA

Los usuarios no-domésticos incluyen los usuarios comerciales, industriales, públicos, y agrícolas.

Entre los no-usuarios de SANAA se incluyen a las personas que no tienen abastecimiento del servicio de agua por tubería. Deberá notarse que los no-usuarios de SANAA incluyen a las personas que hacen uso del camión cisterna de SANAA.

1.2 MÉTODO DE LA ENCUESTA

Se prepararon los cuestionarios y se aplicó el método de encuesta para cada una de las categorías.

1.3 DISEÑO DEL MUESTREO

1.3.1 USUARIOS DOMÉSTICOS DE SANAA

Se ha mencionado que la utilización del agua varía enormemente de acuerdo a la clase socioeconómica de los usuarios. De acuerdo a SANAA, es común clasificar a los vecindarios en las siguientes clases socioeconómicas.

- S: Superior
- A: Alta
- M: Media
- B: Baja
- C: Central (Centro)
- P: Programada (Desarrollos de viviendas a gran escala)
- T: Comunidades en desarrollo

Basándose en la estimación de la población existente para el estudio actual, la proporción de las diferentes clases de población entre los usuarios de SANAA es la siguiente:

Clase S:	1,6 %
Clase A:	3,3 %
Clase M:	9,3 %
Clase C:	2,3 %
Clase B:	8,2 %
Clase P:	23,3 %
Clase T:	52,3 %

Adoptando la misma idea, hemos aplicado un muestreo estratificado al azar, por vecindario. Los 17 vecindarios que se muestran en la *Tabla E.1.1* fueron seleccionados considerando las clases socioeconómicas mencionadas y la disponibilidad de un mapa detallado, los 40 hogares fueron entrevistados al azar en cada uno de los vecindarios seleccionados. En total, el muestreo se llevó a cabo en 680 hogares.

Tabla E.1.1 Vecindarios Seleccionados para el Muestreo de Usuarios Domésticos

Vecindario	Población Existente*	Clase Socioeconómica
Col. Florencia Norte	1.089	S
Col. 15 de Septiembre	1.945	A
Col. Altos de Miramontes	1.643	A
Col. Bella Oriente	2.049	M
Col. El Hogar	2.178	M
Col. Satélite	2.633	M
Bo. Perpetuo Socorro	4.341	B
Bo. La Concordia	317	C
Bo. Punta Caliente	733	P
Col. San Angel	4.247	P
Col. Víctor F. Ardon	1.653	P
Col. Res. Guaymuras	1.272	P
Col. Res. Los Girasoles	1.634	P
Col. Estados Unidos	2.218	T
Col. La Pradera	4.203	T
Col. La Rosa	2.257	T
Col. El Japón	1.332	T

*) Estimación del estudio actual

1.3.2 USUARIOS NO-DOMÉSTICOS DE SANAA

El muestreo al azar se llevó a cabo con 90 usuarios no-domésticos.

1.3.3 NO-USUARIOS DE SANAA

Dentro de los vecindarios que no tienen abastecimiento de agua por tubería, los tres (3) vecindarios seleccionados se muestran en la *Tabla E.1.2*, 40 hogares se entrevistaron al azar en cada vecindario seleccionado. En total, el muestreo se llevó a cabo en 120 hogares

Tabla E.1.2 Vecindarios Seleccionados para el Muestreo de No-usuarios

Vecindarios	Población Existente*	Clase Socioeconómica
Col. Nueva Danli	2.985	T
Barrio Brisas del Norte	1.906	T
Col. Brisas del Suyapa	1.213	T

*) Estimación del estudio actual

1.4 DISEÑO DE LOS CUESTIONARIOS

Tres (3) tipos de cuestionarios se prepararon de acuerdo a las tres categorías del muestreo. El marco general del cuestionario es el mismo en los tres. Las preguntas son referentes a las características de las personas encuestadas, condiciones actuales de la utilización del agua y a la disposición a pagar por el servicio (DAP).

1.4.1 ENCUESTAS PARA LOS USUARIOS DOMÉSTICOS

Los cuestionarios para los usuarios domésticos se muestran en el Apéndice 1.

(1) Características

Se preguntaron características personales del encuestado tales como edad, ocupación, sexo, así como características del hogar del encuestado, tales como el tamaño de la familia, gasto eléctrico, ingreso familiar.

(2) Condiciones Actuales en la Utilización de Agua

Las condiciones actuales en la utilización del agua se estudiaron en los siguientes puntos.

Fuente del agua para cocinar y beber

Gasto para agua embotellada

Duración del servicio de agua

Posesión y capacidad del tanque para el almacenamiento del agua

Satisfacción con referencia a la presión, color y sabor del agua

Consumo de agua

Cargo del agua

Para poder estudiar el consumo de agua actual y el cargo de agua, los encuestadores fueron instruidos en pedir a los encuestados, los recibos de SANAA de los últimos tres (3) meses y revisar si las facturas estaban basadas en alguna tasa de medición o no.

(3) Disposición a Pagar (DAP)

Para preguntar el DAP, esta encuesta aplicó el método de selección de dicotomía sencilla, en la cual se pedía a los encuestados votar 'sí' o 'no' para pagar cierto monto por el mejoramiento del suministro de agua. Se ha dicho que este método puede minimizar varias influencias en relación con el proceso de elicitación.

Para mejorar la exactitud de estimación, las muestras se dividieron en tres (3) grupos y se preguntaron diferentes cantidades a pagar, es decir 30, 45, y 60 Lempiras. Estas tres (3) cantidades se determinaron basándose en el resultado de una prueba previa.

La estimación de DAP tiene dos (2) objetivos, uno es determinar el nivel del arancel apropiado, y el otro es evaluar los beneficios económicos del plan maestro propuesto. Para este último, la situación después del mejoramiento en el suministro de agua debe describirse con precisión para que los encuestados entiendan fácilmente lo que comprende el beneficio del mejoramiento. En el Estudio, el beneficio anticipado del plan maestro está comprendido en que las personas pueden disfrutar de un servicio de suministro de agua continuo las 24 horas, con presión y calidad adecuada. De esta manera, se preguntó el DAP para un servicio de suministro de agua continuo las 24 horas, con presión y calidad adecuada.

En el Estudio, un análisis económico deberá realizarse con un costo económico adicional y los beneficios económicos adicionales producidos por el plan maestro propuesto. El DAP representa todos beneficios económicos que consisten en las ventajas en el servicio existente y en el mejoramiento del servicio adicional. Por consiguiente, el DAP para mantener el servicio de suministro de agua al nivel actual también se preguntó en las encuestas para poder estimar el beneficio del servicio existente.

1.4.2 ENCUESTAS PARA LOS USUARIOS NO-DOMÉSTICOS

Los cuestionarios para los usuarios no-domésticos se muestran en el Apéndice 2.

(1) Características

Se preguntó el tipo de industria, el número de empleados, el gasto de electricidad, y las ventas anuales.

(2) Condiciones Actuales en la Utilización del Agua

Se inspeccionaron las condiciones actuales en el uso del agua en los siguientes puntos:

Fuente de agua

Duración del servicio de agua

Posesión y capacidad del tanque para el almacenamiento del agua

Satisfacción en la presión, color, y sabor del agua

Efecto de la escasez del agua en las ventas

Consumo de agua

Cargo del agua

A los encuestadores se les dieron las mismas instrucciones que a los encuestadores de los usuarios domésticos.

(3) Disposición a Pagar (DAP)

Al igual que en la encuesta del usuario doméstico, se aplicó el método de selección dicótoma sencilla. Aquí, el DAP se expresa como cuántas veces más del arancel existente se desea pagar, considerando que el rango del cargo de agua es muy amplio en el caso del usuario no-doméstico. En este estudio del usuario no-doméstico, se les preguntó si se aumenta el arancel del servicio de agua al doble, triple y cinco (5) veces más que el arancel existente.

Al igual que en la encuesta del usuario doméstico, se preguntó si el DAP para llevar a cabo el servicio de suministro de agua continuo las 24 horas con presión y calidad adecuada, así como si existe el DAP para el servicio existente.

1.4.3 ENCUESTAS PARA NO-USUARIOS

Los cuestionarios para los no-usuarios se muestran en el Apéndice 3.

(1) Características

Se preguntaron las características del entrevistado tales como edad, ocupación, sexo y como características del hogar se preguntaron el tamaño de la familia, gasto de electricidad e ingreso familiar.

(2) Condiciones en la Utilización Actual del Agua

Se inspeccionaron las condiciones actuales en la utilización del agua en los siguientes puntos:

Fuente de agua

Consumo y gasto de agua

Gasto de agua embotellada

Satisfacción en la cantidad, color y sabor del agua

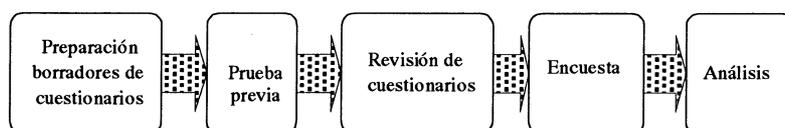
(3) Disposición a Pagar (DAP)

Al igual que en la encuesta del usuario doméstico, se aplicó el método de selección dicótoma sencilla.

1.5 PROCEDIMIENTO DE LA ENCUESTA

Antes de un estudio completo, se llevó a cabo una prueba previa y la revisión de cuestionarios basándose en el resultado de la prueba previa. Como prueba previa, dos (2) reconocimientos de campo pilotos se efectuaron con 10 pruebas cada uno. Basándose en el resultado de la prueba previa, las cantidades presentadas para el DAP fueron determinadas y el diseño de los cuestionarios fue verificado.

El esquema siguiente muestra el procedimiento de la encuesta aplicado en el Estudio.



2. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

El reconocimiento de campo se llevó a cabo desde Mayo 27 hasta Junio 10, 2000. Las muestras recolectadas se inspeccionaron cuidadosamente y las muestras inapropiadas fueron rechazadas. Como resultado, el número de las muestras disponibles se muestra en la *Tabla E.2.1*.

Tabla E.2.1 Disponibilidad de Muestras Recolectadas

Categoría del Usuario	Clase	Número de Muestras Recolectadas	Número de Muestras Disponibles	Disponibilidad
Usuarios Domésticos	Clase S	40	36	90,0 %
	Clase A	80	62	77,5 %
	Clase M	120	111	92,5 %
	Clase B	40	37	92,5 %
	Clase C	40	39	97,5 %
	Clase P	200	184	92,0 %
	Clase T	160	147	91,9 %
Usuarios No-domésticos		90	82	91,1 %
No-usuarios		120	118	98,3 %

3. ANÁLISIS DE LOS USUARIOS DOMÉSTICOS DE SANAA

3.1 ATRIBUTOS PRINCIPALES DE CADA CLASE

La *Tabla E.3.1* muestra el resumen de los atributos principales de cada clase.

Tabla E.3.1 Atributos Principales

Clase	Tamaño (Personas/hogar)	Ingreso (Lps/mes)	Gasto Eléctrico (Lps/mes)
S	5,11	23.250	947
A	4,61	13.818	491
M	4,66	10.033	455
B	5,03	4.690	227
C	5,13	7.578	287
P	4,76	5.962	205
T	5,85	2.618	186
Promedio*	5,36	5.224	246

*) El promedio de los datos de clase se mide en proporción a la población en cada clase

Basándose en el resultado, el tamaño promedio de la familia en toda la ciudad se estima en 5,36 personas/hogar el cual es 8% más que en la proyección de población utilizada en el Estudio, 4,95 personas/hogar.

El ingreso mensual y el gasto en electricidad están íntimamente relacionados, como se anticipaba. Asimismo, la cantidad de estos dos (2) ítems también es como se esperaba, de acuerdo a las características de cada clase. El resultado del ingreso promedio familiar y el gasto en electricidad apoya la idea de clasificar los vecindarios por clase social. El ingreso promedio familiar se estima en 5.224 Lps por mes.

3.2 UTILIZACIÓN DEL AGUA

3.2.1 DURACIÓN DEL SERVICIO DE SUMINISTRO DE AGUA Y POSESIÓN DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO

La *Tabla E.3.2* muestra la duración del servicio de abastecimiento de agua y la posesión de un tanque de almacenamiento.

Tabla E.3.2 Duración del Servicio de Suministro de Agua y Posesión de Tanque de Almacenamiento

Clase	Duración del Suministro Promedio por Día (horas)		Suministro Promedio Días por Semana (días)		Posesión de Tanque de Almacenamiento	Capacidad del Tanque de Almacenamiento*
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa		
S	7,3	8,8	6,6	6,7	86 %	8,5 días
A	11,2	11,7	6,6	6,8	65 %	4,7 días
M	11,7	12,4	6,8	6,9	32 %	8,3 días
B	9,8	9,9	6,7	6,7	14 %	2,8 días
C	16,5	16,9	6,8	6,8	13 %	4,2 días
P	7,7	9,9	6,5	6,8	20 %	6,5 días
T	7,1	7,4	4,5	4,6	6 %	4,0 días

*) Promedio de muestras en posesión de tanque de almacenamiento,

La tasa de posesión de un tanque de almacenamiento de agua es más bajo que lo anticipado. Con excepción de las clases S y A, la mayoría de los habitantes no posee un tanque para el almacenamiento del agua. El promedio de la capacidad del tanque varía por clase.

El resultado de la duración del suministro muestra que las personas casi diariamente pueden recibir servicio de suministro de agua, sin embargo el racionamiento diario es significativo, puesto

que normalmente las personas pueden recibir agua únicamente de 7 a 12 horas. Considerado que la mayoría de las personas no posee un tanque para almacenar el agua, este racionamiento puede tener efectos negativos significantes en la vida cotidiana de las personas.

3.2.2 FUENTE DE AGUA POTABLE Y GASTO EN AGUA EMBOTELLADA

La *Tabla E.3.3* muestra la fuente del agua potable y el gasto mensual para agua embotellada.

Con excepción de las clases C y T, el agua embotellada es la principal fuente de agua potable. Sin embargo, la ciudad en conjunto usa el agua del grifo como la principal fuente de agua potable, el agua del grifo hervida es la segunda fuente. La filtración del agua del grifo se aplica únicamente a las clases S, A y M.

El rango del gasto promedio en agua embotellada, por clase, es mucho menor que el ingreso familiar. En el caso de la clase T, el gasto promedio para agua embotellada es de 130.8 Lempiras/hogar/mes, siendo el 5% del promedio del ingreso familiar. Las cifras muestran que el costo para el agua embotellada para la clase T es una carga increíblemente pesada para el gasto familiar.

Tabla E.3.3 Fuente de Agua Potable y Gasto en Agua Embotellada

Clase	Agua de Grifo	Agua del Grifo Hervida	Agua Embotellada	Agua del Grifo Filtrada	Proporción de Respuesta al Gasto en Agua Embotellada	Gasto Promedio para Agua Embotellada* (Lps/mes)
S	5,6 %	19,4 %	41,7 %	33,3 %	38,9 %	204,6
A	0,0 %	25,8 %	58,1 %	16,1 %	58,1 %	189,0
M	5,5 %	31,2 %	54,1 %	9,2 %	53,2 %	148,8
B	24,3 %	29,7 %	45,9 %	0,0 %	43,2 %	112,0
C	5,1 %	61,5 %	33,3 %	0,0 %	25,6 %	186,2
P	12,1 %	34,6 %	53,3 %	0,0 %	49,5 %	136,9
T	64,5 %	26,2 %	9,2 %	0,0 %	10,2 %	130,8
Promedio	38,1 %	31,5 %	28,5 %	1,9 %	27,3 %	-

*) Promedio de las muestras que respondieron al gasto del agua embotellada.

3.2.3 PRESIÓN Y CALIDAD DEL AGUA

De la *Tabla E.3.4* hasta la *Tabla E.3.6* se muestra la manera en que la gente evalúa el servicio de suministro de agua por SANAA.

Tabla E.3.4 Presión del Agua

Clase	Satisfactorio		Aceptable		No Aceptable	
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa
S	27,8%	69,4%	52,8%	19,4%	19,4%	11,1%
A	16,1%	29,0%	66,1%	61,3%	17,7%	9,7%
M	22,5%	48,6%	70,3%	50,5%	7,2%	0,9%
B	18,9%	21,6%	62,2%	64,9%	18,9%	13,5%
C	15,4%	23,1%	71,8%	74,4%	12,8%	2,6%
P	14,7%	69,0%	56,5%	28,8%	28,8%	2,2%
T	27,2%	55,8%	44,9%	40,1%	27,9%	4,1%
Promedio	22,4%	54,1%	53,3%	42,2%	24,3%	3,8%

Tabla E.3.5 Color del Agua

Clase	Satisfactorio		Aceptable		No Aceptable	
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa
S	25,0%	13,9%	52,8%	47,2%	22,2%	38,9%
A	1,6%	0,0%	87,1%	62,9%	11,3%	37,1%
M	15,3%	5,4%	75,7%	56,8%	9,0%	37,8%
B	0,0%	0,0%	97,3%	64,9%	2,7%	35,1%
C	0,0%	0,0%	100 %	74,4%	0,0%	25,6%
P	37,5%	7,1%	48,9%	53,3%	13,6%	39,7%
T	25,9%	7,5%	63,9%	55,8%	10,2%	36,7%
Promedio	24,1%	6,3%	65,8%	57,1%	10,1%	36,6%

Tabla E.3.6 Sabor del Agua

Clase	Satisfactorio		Aceptable		No Aceptable	
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa
S	22,2%	11,1%	44,4%	38,9%	33,3%	50,0%
A	4,8%	1,6%	83,9%	66,1%	11,3%	32,3%
M	8,1%	5,4%	82,0%	52,3%	9,9%	42,3%
B	0,0%	0,0%	97,3%	70,3%	2,7%	29,7%
C	0,0%	0,0%	100 %	79,5%	0,0%	20,5%
P	26,1%	6,5%	57,1%	42,4%	16,8%	51,1%
T	22,4%	6,1%	68,7%	54,4%	8,8%	39,5%
Promedio	19,0%	5,4%	70,5%	54,0%	10,4%	40,6%

La *Tabla E.3.4* muestra que durante la estación lluviosa el 54,1% encuentra satisfactoria la presión de agua y sólo 3,8% respondió “no aceptable”. Sin embargo, durante la estación seca sólo 22,4% encuentra satisfactoria la presión y 24,3% la siente “no aceptable”. Esto significa que la escasez de agua durante la estación seca es muy severa.

Por otro lado, las *Tablas E.3.5* y *E.3.6* muestran que la calidad de agua empeora durante la estación lluviosa. Es notable que durante la estación lluviosa casi 40% siente que el color y el sabor del agua no son aceptables. Durante la estación seca la situación podría ser mucho mejor. Durante la estación seca casi 20% contestó “satisfactorio” y sólo 10% contestó “no aceptable”.

3.2.4 CONSUMO DE AGUA

La estimación del consumo de agua requiere facturas basadas en mediciones de micrómetro. La *Tabla E.3.7* muestra la cobertura micrométrica.

Tabla E.3.7 Cobertura Micrométrica

Clase	Total de Muestras	Número de Muestras Medidas	Cobertura Micrométrica
S	36	4	11,1 %
A	62	26	41,9 %
M	111	60	54,1 %
B	37	12	32,4 %
C	39	14	35,9 %
P	184	37	20,1 %
T	147	56	38,1 %
Promedio	-	-	34,7 %

La cobertura promedio para la ciudad entera se estima en 34,7%. Esta cifra corresponde con la estimación de SANAA de 30 a 40%.

Debido a que el número de muestras con facturas medidas es muy pequeño, el consumo de agua se analizó combinando las clases S y A en un solo grupo y las clases M, B, y C en otro grupo. El resultado de la estimación del consumo de agua se muestra en la *Tabla E.3.8*.

Tabla E.3.8 Consumo de Agua

Clase	Consumo de Agua (lcd)	Gasto de Agua (Lps/mes)	Número de Muestras
S y A	262,8	89,5	30
M, B y C	200,5	51,5	86
P	176,1	36,4	37
T	130,2	29,7	56
Promedio	161,1	38,4	-

3.3 DISPOSICIÓN A PAGAR

3.3.1 MÉTODO DE ESTIMACIÓN

Como se mencionó anteriormente, las muestras se dividieron en tres (3) sub-grupos. Como resultado de la división de las muestras, se redujo el tamaño de las muestras de un grupo en cada clase. De esta manera, tal como se aplicó en la sección anterior al análisis del consumo de agua mencionado, la disposición a pagar (DAP) se analizó combinando las clases S y A en un grupo y las clases M, B y C en otro grupo.

Basándose en la aceptación para pagar 30, 45 y 60 Lempiras, la relación entre la cantidad actual (X_i) y la aceptación para pagar (P_i) se estimó con un modelo logit, calculando la media de DAP. El Modelo Logit utiliza la siguiente transformación logit.

$$\text{Logit } P_i = \ln \left(\frac{P_i}{1 - P_i} \right)$$

La relación entre la cantidad actual (X_i) y la aceptación de pagar (P_i) puede describirse de la siguiente manera:

$$\text{Logit } P_i = a \log_{10}(X_i) + b$$

En donde a , b son coeficientes de regresión.

Una vez obtenidos los coeficientes de regresión a y b , la media de DAP se calcula con la siguiente ecuación.

$$\text{Media} = 10^{(\ln 1 - b)/a}$$

3.3.2 DAP PARA UN MEJOR SERVICIO

La *Tabla E.3.9* muestra el resultado de la aceptación de pagar por un servicio continuo las 24 horas con una presión y calidad adecuada.

Tabla E.3.9 Aceptación de Pagar por un Mejor Servicio

Clase	Lps 30	Lps 45	Lps 60
S y A	86,7%	77,8%	78,1%
M, B y C	84,7%	70,0%	69,1%
P	86,7%	71,2%	67,7%
T	83,0%	72,9%	69,2%

La *Tabla E.3.10* muestra la estimación del resultado en la disposición a pagar.

Tabla E.3.10 Estimación de la Disposición a Pagar por un Mejor Servicio

Clase	a	b	R ²	Media (Lps/mes/Hogar)
S y A	-2,0895	4,8845	0,8072	217,6
M, B y C	-3,1453	6,2688	0,8588	98,4
P	-3,8746	7,5114	0,9179	86,8
T	-2,6212	5,4172	0,9597	116,6

La *Tabla E.3.11* muestra la comparación del gasto actual de agua estimado y el DAP estimado.

Tabla E.3.11 Comparación del Gasto Actual de Agua y DAP

Clase	Gasto de Agua Actual* (A) (Lps/mes/hogar)	DAP (B) (Lps/mes/hogar)	B/A
S y A	89,5	217,6	2,4
M, B y C	51,5	98,4	1,9
P	36,4	86,8	2,4
T	29,7	116,6	3,9

*: Valor estimado en esta encuesta

Las *Tablas E.3.11* nos muestran que el DAP de cualquiera de las clases es mayor que el gasto actual de agua. Especialmente el DAP de la clase T, puesto que es cuatro (4) veces mayor que el gasto actual de agua. También deberá notarse que el DAP en la Clase T es más alta que en las clases M, B, C y P.

3.3.3 DAP PARA EL SERVICIO ACTUAL

La *Tabla E.3.12* muestra el resultado de la aceptación de pagar para mantener el nivel actual del servicio de suministro de agua.

Tabla E.3.12 Aceptación para Pagar el Servicio Existente

Clase	Lps 30	Lps 45	Lps 60
S y A	23,3%	13,9%	6,3%
M, B y C	11,9%	6,7%	5,9%
P	5,0%	1,7%	1,5%
T	4,3%	2,1%	1,9%

La *Tabla E.3.13* muestra el resultado estimado de la disposición a pagar.

Tabla E.3.13 Estimación de la Disposición a Pagar por el Servicio Existente

Clase	a	b	R ²	Media (Lps/mes/hogar)
S y A	-4,9498	6,1913	0,9636	17,3
M, B y C	-2,6177	1,8106	0,9328	4,9
P	-4,1855	3,1269	0,8806	5,6
T	-2,8145	0,9732	0,8919	2,2

Por lo que el DAP adicional acumulado por el plan maestro propuesto puede calcularse de la siguiente manera:

$$DAP \text{ Adicional} = [DAP \text{ para un mejor servicio}] - [DAP \text{ para un mejor servicio}]$$

La Tabla E.3.14 resume el resultado de la estimación de DAP.

Tabla E.3.14 Resultado de la Estimación de DAP

Clase	DAP para un Mejor Servicio (Lps/mes/hogar)	DAP para el Servicio Existente (Lps/mes/hogar)	DAP Adicional (Lps/mes/hogar)
S y A	217,6	17,3	200,3
M, B y C	98,4	4,9	93,5
P	86,8	5,6	81,2
T	116,6	2,2	114,4

4. ANÁLISIS DE LOS USUARIOS NO-DOMÉSTICOS DE SANAA

4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

La Tabla E.4.1 muestra las categorías industriales de las muestras.

Tabla E.4.1 Categoría Industrial de las Muestras

Tipo de Industria	Número de Muestras
Ganadería	1
Agricultura, otras	1
Industria	19
Supermercados	7
Restaurantes	10
Hoteles	3
Otros	41
Total	82

Las ventas mensuales promedio son de 945.000 Lempiras, y el promedio del número de empleados es 30, El gasto mensual promedio es 7.049 Lempiras.

4.2 UTILIZACIÓN DEL AGUA

4.2.1 FUENTE DEL AGUA

Más del 95 % respondió que la principal fuente de agua provenía del sistema de suministro de agua por tubería de SANAA.

4.2.2 DURACIÓN DEL SERVICIO DE SUMINISTRO DE AGUA Y POSESIÓN DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO

La *Tabla E.4.2* muestra la duración del servicio de suministro de agua y posesión de tanque de almacenamiento. La duración del servicio es de 13.0 horas durante la estación seca y 15.4 horas durante la estación lluviosa. La proporción de la gente que posee un tanque para el almacenamiento de agua es 73.2%. La capacidad promedio del tanque de agua es para 7.2 días.

Tabla E.4.2 Duración del Servicio de Agua y Posesión de un Tanque de Almacenamiento

Duración Promedio del Suministro por Día (horas)		Suministro Promedio Días en la Semana (días)		Posesión de Tanque de Almacenamiento
Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	
13,0	15,4	6,2	6,7	73,2 %

4.2.3 PRESIÓN Y CALIDAD DEL AGUA

La *Tabla E.4.3* muestra la manera como la gente evalúa el servicio de abastecimiento de agua de SANAA.

Tabla E.4.3 Presión y Calidad del Agua

	Satisfactorio		Aceptable		No aceptable	
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa
Presión del Agua	40,2%	65,9%	39,0%	22,0%	20,7%	12,2%
Color	40,2%	11,0%	47,6%	31,7%	12,2%	57,3%
Sabor	26,8%	7,3%	42,7%	34,1%	30,5%	58,5%

Al igual que en la encuesta de usuarios domésticos, los usuarios no-domésticos sienten que durante la estación de lluvias la presión de agua es más alta, pero la calidad de agua es peor.

4.2.4 CONSUMO DE AGUA

La estimación del consumo de agua requiere recibos basados en mediciones micrométricas. La cobertura micrométrica se estima en 70.7 %. El promedio del consumo de agua de los usuarios no-domésticos se estima en 216.2 m³/mes y el costo promedio del agua es de 1,060 Lps/mes.

4.2.5 EFECTO EN LAS VENTAS POR LA FALTA DE AGUA

45,1% y 35,4% han contestado que existe un efecto negativo en las ventas debido a la escasez de agua durante la estación seca y la estación lluviosa, respectivamente. En lo que se refiere al tipo de industria, los agricultores, hoteles y otros se ven severamente afectados por esto, mientras que el fabricante, los supermercados y restaurantes no son tan afectados.

La magnitud promedio del efecto es 53,2% durante la estación seca y 47,7% durante la estación lluviosa.

4.3 DISPOSICIÓN A PAGAR

4.3.1 MÉTODO DE ESTIMACIÓN

La disposición a pagar fue estimada utilizando el mismo método que en la encuesta para el usuario doméstico. Sin embargo, debido a que el rango del gasto de agua es tan amplio en los usuarios no-domésticos, el incremento del arancel para el servicio de agua se expresó como cuántas veces más que el arancel existente, en lugar de expresarlo como una cantidad fija usada en la encuesta del usuario doméstico.

4.3.2 DISPOSICIÓN A PAGAR PARA UN MEJOR SERVICIO

La *Tabla E.4.4* muestra el resultado de la aceptación de pagar por un mejor servicio.

Tabla E.4.4 Aceptación de Pagar por un Mejor Servicio

Doble	Triple	5 Veces Más
63,6%	60,0%	42,1%

La *Tabla E.4.5* muestra la estimación del resultado de la disposición a pagar.

Tabla E.4.5 Estimación del Disposición a Pagar

a	b	R ²	Media (veces)
-2,2515	1,3241	0,9170	3,87

4.3.3 DISPOSICIÓN A PAGAR POR EL SERVICIO EXISTENTE

La *Tabla E.4.4* muestra el resultado de la aceptación de pagar por el servicio existente.

Tabla E.4.6 Aceptación de Pagar por el Servicio Existente

Doble	Triple	5 Veces Más
18,2 %	16,7 %	10,5 %

La *Tabla E.4.5* muestra la estimación del resultado de la disposición a pagar.

Tabla E.4.7 Disposición a Pagar por el Servicio Existente

a	b	R ²	Media (veces)
-1,632	-0,9477	0,9115	0,26

5. ANÁLISIS DE LOS NO-USUARIOS DE SANAA

5.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

La *Tabla E.5.1* resume las características principales. El promedio del tamaño y del ingreso familiar corresponden a los de la clase T de la encuesta realizada en los usuarios domésticos, pero el gasto eléctrico es 40 % menor que los de la clase T.

Tabla E.5.1 Características Principales

Tamaño Hogar (Personas/hogar)	Ingreso Familiar (Lps/mes)	Gasto Eléctrico (Lps/mes)
5,82	2.415	109

5.2 UTILIZACIÓN DEL AGUA

5.2.1 FUENTE DEL AGUA

Las fuentes de agua para los no-usuarios de SANAA son las siguientes:

Camión Cisterna	5,1 %
Vendedor de agua privado	28,0 %
Sistema comunitario	66,1 %
Otros	0,8 %

El sistema comunitario para el suministro de agua es en pequeña escala y es operado por el patronato. SANAA frecuentemente proporciona asistencia técnica a estos sistemas comunitarios y en algunos casos SANAA les vende agua.

Las fuentes de agua potable son las siguientes:

Agua de pozo, hervida	11,0 %
Agua de pozo, sin hervir	13,6 %
Agua del camión cisterna, hervida	41,5 %
Agua del camión cisterna, sin hervir	28,8 %
Agua embotellada	5,1 %

5.2.2 CONSUMO Y COSTO DE AGUA

Es difícil estimar de manera cuantitativa el consumo de agua en los sistemas comunitarios, debido a que estos sistemas utilizan un cargo fijo de agua. Por consiguiente en la encuesta, al usuario en el sistema comunitario se le preguntó únicamente el cargo mensual de agua y según el resultado de la encuesta es 35 a 40 Lempiras.

En las encuestas se les preguntó el consumo de agua a los vendedores privados de agua y a los camiones cisterna de SANAA, preguntando cuántos galones de agua compran cada vez y la frecuencia. El resultado se resume en la *Tabla E.5.2*.

Tabla E.5.2 Consumo de Agua de Vendedores Privados y Camiones Cisterna de SANAA

Grupo de Usuarios	Cantidad Adquirida (galones/vez)	Frecuencia (veces/semana)	Consumo de Agua (lcd)	Costo de Agua (Lps/mes)
Con Sistema Comunitario	184,0	2,0	26,7	261,4
Sin Sistema Comunitario	201,4	2,0	41,1	377,6
Promedio	190,1	2,0	31,6	300,8

La gente sin sistema comunitario gastó 378 Lempiras/mes, o sea 16 % del ingreso familiar estimado.

5.2.3 CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA

La *Tabla E.5.3* muestra la manera en que la gente evalúa la cantidad y calidad de agua disponible.

Tabla E.5.3 Cantidad y Calidad de Agua

	Satisfactorio		Aceptable		No aceptable	
	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa	Epoca Seca	Epoca Lluviosa
Cantidad	38,1%	46,6%	47,5%	48,3%	14,4%	5,1%
Color	15,3%	5,1%	79,7%	83,1%	5,1%	11,9%
Sabor	13,6%	5,1%	53,4%	55,9%	33,1%	39,0%

Durante la estación de lluvias, una mayor cantidad de agua está disponible pero la calidad de agua es peor.

5.3 DISPOSICIÓN A PAGAR

El análisis de la disposición a pagar utiliza el mismo método que la encuesta de usuarios domésticos.

La *Tabla E.5.4* muestra el resultado de la aceptación a pagar por un mejor servicio.

Tabla E.5.4 Aceptación a Pagar

Lps 30	Lps 45	Lps 60
97,4 %	92,3 %	92,9 %

La *Tabla E.5.5* muestra el resultado estimado de la disposición a pagar.

Tabla E.5.5 Estimación de la Disposición a Pagar

a	b	R ²	Media (Lps/mes/hogar)
-3,759	9,0461	0,7801	255,0

APÉNDICE 1 CUESTIONARIO PARA USUARIOS DOMESTICOS

Introducción

Este cuestionario tiene por objeto entender la situación actual sobre el uso del agua doméstica y estimar los beneficios de un proyecto para mejorar el servicio de abastecimiento de agua en Tegucigalpa.

Está garantizado que su información personal no será nunca revelada.

Sección I Información General

P1: ¿Cuántos años tiene usted?

1	15 – 19 años
2	20 – 29 años
3	30 – 44 años
4	45 – 59 años
5	Más de 60 años

P2: ¿Cuál es su ocupación?

1	Profesionistas, técnicos y personas en ocupaciones afines
2	Directores, gerentes y administradores generales
3	Empleados de oficinas del Estado, organismos autónomos y empresa privada
4	Comerciantes y vendedores
5	Agricultores, ganaderos y trabajadores agropecuarios
6	Conductores de medios de transporte y personas en ocupaciones afines
7	Trabajadores en la industria textil, albañilería, mecánica, electricidad, etc.
8	Trabajadores en el área gráfica, química, alimentos y bebidas, cuero, tabaco, cerámica
9	Operador de carga, almacenaje y estibaje
10	Ocupación de los servicios

P3: Sexo

Masculino	1	Femenino	2
-----------	---	----------	---

P4: ¿Cuántos miembros de la familia viven con usted? Personas

P5: ¿Cuántos años lleva usted viviendo allí? Años

P6: ¿Cuánto pagó usted por electricidad el mes pasado?

Lempiras/mes

P7: ¿Cuánto fué su ingreso el mes pasado?

Lempiras/mes

P8: ¿Qué clase de daño le hizo a su casa el Huracán Mitch?

1	Totalmente destruida
2	Seramente dañada
3	Inundado hasta el piso de la casa
4	Inundado por debajo del nivel del piso de casa
5	Ningún daño

Sección II Situación Actual por Utilización de Agua

P9: ¿Recibe usted el servicio de agua por tubería?

Si	1
No	2

➡ Vaya a Sección II/B.

P10: ¿Cómo obtiene agua para tomar?

Agua de llave sin hervir	1
Agua de llave hervida	2
Agua embotellada	3

➡ Vaya a P12a

➡ Vaya a P12a

P11: ¿Cuánto gasta por agua embotellada al mes? | | Lempiras/mes

P12a: ¿Cuántas horas por día recibe agua en la temporada seca? | horas

P12b: ¿Cuántas horas por día recibe agua en la temporada lluviosa? | horas

P13a: ¿Cuántas días a la semana recibe agua en la temporada seca? días

P13b: ¿Cuántas días a la semana recibe agua en la temporada lluviosa? días

P14: ¿Tiene usted tanque de almacenamiento de agua?

Si	1
No	2

➡ Vaya a P16a

P15: ¿Por cuantas horas o días puede almacenar agua en cisterna?

horas o días

P16a: ¿Durante la temporada seca, está satisfecho con el servicio de agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

P16b: ¿Durante la temporada lluviosa, está satisfecho con el servicio de agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

➡ **ENCUESTADOR:** Para las preguntas (P17 a P22) pida que le muestren las facturas de pago del servicio de abastecimiento de agua de los últimos tres meses.

P17: ¿Sus facturas están basadas en la cantidad de agua medida?

Si	1
No	2

➡ Vaya a P19a

P18a: ¿Cuánta agua usó el mes pasado?

| m³/mes

P18b: En promedio ¿Cuánta agua usó en los últimos 3 meses?

□□□.□ m³/mes

P19a: ¿Cuánto pagó por agua el mes pasado?

□□□.□ Lempiras/mes

P19b: En promedio ¿Cuánto pagó por agua en los últimos 3 meses?

□□□.□ Lempiras/mes

P20: ¿Que clase de servicio sanitario usa?

1	Inodoro
2	Letrina hidráulica
3	Letrina de foso simple
4	Nada

Sección III Disposición a Pagar

Actualmente el SANAA tiene grandes dificultades económicas. La tarifa actual cubre únicamente una parte de los costos de operación (químicos, salarios para empleados, electricidad, reparaciones diarias, etc.). Debido a la ausencia de una fuente financiera, el SANAA no puede invertir en una nueva instalación indispensable para mejorar el servicio, ni mantener las facilidades existentes en buenas condiciones. Esta es una de las razones principales del racionamiento de agua y las frecuentes fallas de agua. Debido a la alta tasa de inflación en Honduras esta situación va de mal en peor. Por tanto, se vislumbran los siguientes dos posibilidades:

Posibilidad 1: El nivel de la tarifa va a aumentar para solventar el problema financiero del presente.

Posibilidad 2: El nivel de la tarifa permanecerá en su nivel actual, y el servicio de abastecimiento de agua se va a deteriorar drásticamente.

P21a: Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa del agua hasta Lps.30.0 al mes para realizar la Posibilidad 1. Si lo acepta, usted recibirá el mismo servicio de abastecimiento de agua que ha recibido hasta ahora. ¿Acepta usted?

Si	1
No	2

P21b: Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa del agua hasta Lps.30.0 al mes para realizar la Posibilidad 1. Si lo acepta, recibirá agua para beber las 24 horas y con la presión adecuada. ¿Acepta usted?

Si	1
No	2

Gracias por su empeño! Por favor lea la oración siguiente y luego firme.

Declaro que realicé esta entrevista de acuerdo a las instrucciones de encuesta puerta por puerta con respuestas de acuerdo a las instrucciones de muestra.

Firma _____ Fecha _____

Sección II/B Situación Actual por Utilización de Agua

P23: ¿Cómo obtiene agua?

Pozo propio	1	➡ Vaya a P29
Carro Cisterna del SANAA	2	
Venta privada de agua	3	
De la Comunidad	4	➡ Vaya a P28
Otros ()	5	➡ Vaya a P29

P24: ¿Qué tan a menudo compra agua? veces/semana

P25: ¿Cuántos galones de agua adquiere a la vez galones/a la vez

P26: ¿Cuánto paga por obtener agua de una sola vez? Lempiras/ a la vez

P27: ¿Cómo obtiene agua para beber y cocinar?

Agua de pozo hervida	1
Agua de pozo sin hervir	2
Agua de carro cisterna hervida	3
Agua de carro cisterna sin hervir	4
Agua embotellada	5
Otros	6

➡ Vaya a P29

P28: ¿Cuánto paga usted a la comunidad por recibir agua mensualmente? Lempiras/mes

P29: ¿Cuánto gasta por agua embotellada al mes? Lempiras/mes

P30a: ¿Durante la temporada seca, está satisfecho con el agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

P30b: ¿Durante la temporada lluviosa, está satisfecho con el agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

P31: ¿Qué clase de servicio sanitario usa?

1	Inodoro
2	Letrina hidráulica
3	Letrina de foso simple
4	Nada

Sección III/B Disposición a Pagar

P32: Actualmente el SANAA tiene grandes dificultades financieras. La tarifa actual cubre sólo una parte del costo de operaciones (químicos, salario del personal, electricidad, reparaciones diarias, etc.) Debido a la ausencia de una fuente financiera, el SANAA no puede invertir en la expansión del área de servicio.

Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa hasta Lps.30.0 cuando se conecte a la red de abastecimiento de agua. Si se conecta a la red, puede recibir agua para beber durante 24 horas, con la presión adecuada. ¿Acepta usted pagar la tarifa?

Si	1
No	2

Gracias por su empeño! Por favor lea la oración siguiente y luego firme.

Declaro que realicé esta entrevista de acuerdo a las instrucciones de encuesta puerta por puerta con respuestas de acuerdo a las instrucciones de muestra.

Firma _____ Fecha _____

APÉNDICE 2 CUESTIONARIO PARA USUARIOS NO-DOMESTICOS

Introducción

Este cuestionario tiene por objeto entender la situación actual sobre el uso de agua en el sector industrial y estimar los beneficios de un proyecto para mejorar el servicio de abastecimiento de agua en Tegucigalpa.

Está garantizado que su información no será nunca revelada.

Sección I Información General

P1: ¿Qué tipo de industria?

1	Horticultura
2	Ganadería
3	Otro tipo de agricultura
4	Industria energética
5	Manufactura
6	Supermercado
7	Restaurante
8	Hotel
9	Embotelladora
10	Otros ()

P2: En promedio ¿cuanto fué el monto de su venta los últimos tres años?

| | | . | | | | Mil Lempiras/años

P3: Número de empleados | | | . | | | | Personas

P4: ¿Cuánto pagó usted por electricidad el mes pasado?

| | | | . | | | | Lempiras/mes

P5: ¿Qué clase de daño le hizo a su casa el Huracán Mitch?

1	Totalmente destruida
2	Seramente dañada
3	Inundado hasta el piso
4	Inundado por debajo del nivel del piso
5	Ningún daño

Sección II Situación Actual de la Utilización de Agua

P6: ¿Cuál es su principal fuente de agua?

Servicio público de abastecimiento (SANAA)	1
Pozo propio	2
Agua del río	3
Otros ()	4

P7a: ¿Cuántas horas por día recibe agua en la temporada seca? | | | . | | | horas

P7b: ¿Cuántas horas por día recibe agua en **la temporada lluviosa**? horas

P8a: ¿Cuántas días a la semana recibe agua en **la temporada seca**? días

P8b: ¿Cuántas días a la semana recibe agua en **la temporada lluviosa**? días

P9: ¿Tiene usted tanque de almacenamiento de agua?

Si	1
No	2

➡ Vaya a Q11a

P10: ¿Por cuantas horas o días puede almacenar agua en cisterna?

horas o días

P11a: ¿Durante **la temporada seca**, está satisfecho con el servicio de agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

P11b: ¿Durante **la temporada lluviosa**, está satisfecho con el servicio de agua en los siguientes aspectos?

- (1) Presión

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (2) Color

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---
- (3) Sabor

Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
------------	---	-----------	---	--------------	---

P12a: ¿Cuántas veces usted estima que la falta de agua – la restricción de suministro de agua afecta su venta durante **la temporada seca**?

%

P12a: ¿Cuántas veces usted estima que la falta de agua – la restricción de suministro de agua afecta su venta durante **la temporada lluviosa**?

%

➡ **ENCUESTADOR:** Para las preguntas (P17 a P22) pida que le muestren las facturas de pago del servicio de abastecimiento de agua de los últimos tres meses.

P13: ¿Sus facturas están basadas en la cantidad de agua medida?

Si	1
No	2

P14a: ¿Cuánta agua usó **el mes pasado**?

m³/mes

P14b: **En promedio** ¿Cuánta agua usó en **los últimos 3 meses**?

m³/mes

P15a: ¿Cuánto pagó por agua el mes pasado?

Lempiras/mes

P15b: En promedio ¿Cuánto pagó por agua en los últimos 3 meses?

||. |_|_|_|_|_|_|_|_| Lempiras/mes

Sección III Disposición a Pagar

Actualmente el SANAA tiene grandes dificultades económicas. La tarifa actual cubre únicamente una parte de los costos de operación (químicos, salarios para empleados, electricidad, reparaciones diarias, etc.). Debido a la ausencia de una fuente financiera, SANAA no puede invertir en una nueva instalación indispensable para mejorar el servicio, ni mantener las facilidades existentes en buenas condiciones. Esta es una de las razones principales del racionamiento y las frecuentes fallas de agua. Debido a la alta tasa de inflación en Honduras esta situación va de mal en peor. Por tanto, se vislumbran los siguientes dos posibilidades:

Posibilidad 1: El nivel de la tarifa va a aumentar para solventar el problema financiero del presente.

Posibilidad 2: El nivel de la tarifa permanecerá en su nivel actual, y el servicio de abastecimiento de agua va a sufrir un colapso o, encuando menos, se va a deteriorar drásticamente.

P16a: Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa del agua 2 veces su valor actual para realizar la Posibilidad 1. Si lo acepta, usted recibirá el mismo servicio de abastecimiento de agua que ha recibido hasta ahora. ¿Acepta usted?

Si	1
No	2

P16b: Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa 2 veces su valor actual para realizar la Posibilidad 1. Si lo acepta, recibirá agua para beber las 24 horas y con la presión adecuada. ¿Acepta usted?

Si	1
No	2

Gracias por su empeño! Por favor lea la oración siguiente y luego firme.

Declaro que realicé esta entrevista de acuerdo a las instrucciones de encuesta puerta por puerta con respuestas de acuerdo a las instrucciones de muestra.

Firma _____ Fecha _____

APÉNDICE 3 CUESTIONARIO PARA NO-USUARIOS

Introducción

Este cuestionario tiene por objeto entender la situación actual sobre el uso del agua doméstica y estimar los beneficios de un proyecto para mejorar el servicio de abastecimiento de agua en Tegucigalpa.

Está garantizado que su información personal no será nunca revelada.

Sección I Información General

P1: ¿Cuántos años tiene usted?

1	15 – 19 años
2	20 – 29 años
3	30 – 44 años
4	45 – 59 años
5	Más de 60 años

P2: ¿Cuál es su ocupación?

1	Profesionistas, técnicos y personas en ocupaciones afines
2	Directores, gerentes y administradores generales
3	Empleados de oficinas del Estado, organismos autonomos y empresa privada
4	Comerciantes y vendedores
5	Agricultores, ganaderos y trabajadores agropecuarios
6	Conductores de medios de transporte y personas en ocupaciones afines
7	Trabajadores en la industria textil, albañilería, mecánica, electricidad, etc.
8	Trabajadores en el área gráfica, química, alimentos y bebidas, cuero, tabaco, cerámica
9	Operador de carga, almacenaje y estibaje
10	Ocupación de los servicios

P3: Sexo

Masculino	1	Femenino	2
-----------	---	----------	---

P4: ¿Cuántos miembros de la familia viven con usted? Personas

P5: ¿Cuántos años lleva usted viviendo allí? Años

P6: ¿Cuánto pagó usted por electricidad el mes pasado?

Lempiras/mes

P7: ¿Cuánto fué su ingreso el mes pasado?

Lempiras/mes

P8: ¿Qué clase de daño le hizo a su casa el Huracán Mitch?

1	Totalmente destruida
2	Seramente dañada
3	Inundado hasta el piso de la casa
4	Inundado por debajo del nivel del piso de casa
5	Ningún daño

Sección II Situación Actual por Utilización de Agua

P9: ¿Cómo obtiene agua?

Pozo propio	1	➡ Vaya a P15
Carro Cisterna del SANAA	2	
Venta privada de agua	3	
De la Comunidad	4	➡ Vaya a P14
Otros ()	5	➡ Vaya a P15

P10: ¿Qué tan a menudo compra agua? veces/semana

P11: ¿Cuántos galones de agua adquiere a la vez galones/a la vez

P12: ¿Cuánto paga por obtener agua de una sola vez? Lempiras/ a la vez

P13: ¿Cómo obtiene agua para beber y cocinar?

Agua de pozo hervida	1
Agua de pozo sin hervir	2
Agua de carro cisterna hervida	3
Agua de carro cisterna sin hervir	4
Agua embotellada	5
Otros	6

➡ Vaya a P15

P14: ¿Cuánto paga usted a la comunidad por recibir agua mensualmente? Lempiras/mes

P15: ¿Cuánto gasta por agua embotellada al mes? Lempiras/mes

P16a: ¿Durante **temporada seca**, está satisfecho con el agua en los siguientes aspectos?

(1) Presión	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
(2) Color	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
(3) Sabor	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3

P16b: ¿Durante **temporada lluviosa**, está satisfecho con el agua en los siguientes aspectos?

(1) Presión	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
(2) Color	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3
(3) Sabor	Satisfecho	1	Aceptable	2	No aceptable	3

P17: ¿Qué clase de servicio sanitario usa?

1	Inodoro
2	Letrina hidráulica
3	Letrina de foso simple
4	Nada

Sección III Disposición a Pagar

Q18: Actualmente el SANAA tiene grandes dificultades financieras. La tarifa actual cubre sólo una parte del costo de operaciones (químicos, salario del personal, electricidad, reparaciones diarias, etc.) Debido a la ausencia de una fuente financiera, el SANAA no puede invertir en la expansión del área de servicio.

Por favor imagine que es necesario aumentar la tarifa hasta Lps.30.0 cuando se conecte a la red de abastecimiento de agua. Si se conecta a la red, puede recibir agua para beber durante 24 horas, con la presión adecuada. ¿Acepta usted pagar la tarifa?

Si	1
No	2

Gracias por su empeño! Por favor lea la oración siguiente y luego firme.

Declaro que realicé esta entrevista de acuerdo a las instrucciones de encuesta puerta por puerta con respuestas de acuerdo a las instrucciones de muestra.

Firma _____

Fecha _____

Informe de Apoyo-F Análisis Hidrológico

INFORME DE APOYO-F ANÁLISIS HIDROLÓGICO

1. GENERAL

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente informe de apoyo constituye una parte del informe para el proyecto denominado "Estudio del Sistema de Abastecimiento de Agua para el Area Urbana de Tegucigalpa en la República de Honduras".

Desde el punto de vista del desarrollo de los recursos hídricos, fueron seleccionadas las siguientes cuencas de drenaje:

- Cuenca del Río Guacerique,
- Cuenca del Río Sabacuante y
- Cuenca del Río Tatumbla.

Estas cuencas se ilustran en la *Figura F.1.1*.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El presente informe de apoyo consiste de dos partes: Estudio del Plan Maestro y Estudio de Factibilidad.

1.2.1 ESTUDIO DEL PLAN MAESTRO

Los objetivos del análisis hidrológico en el Plan Maestro son aclarar la relación entre la precipitación y su periodo de retorno, el escurrimiento ocasionado por lluvia en cada cuenca, y la potencialidad de los recursos hídricos en esa cuenca.

El alcance de trabajo comprende los análisis hidrológicos necesarios para el Estudio del Plan Maestro como sigue:

- Análisis de frecuencia
- Análisis precipitación - escurrimiento
- Análisis de balance hídrico

El análisis de frecuencia se llevó a cabo con la finalidad de aclarar la relación entre la precipitación y su periodo de retorno y la relación entre el flujo durante el verano y su periodo de retorno a través del método estándar Gumbel.

Entonces fue realizado el análisis de precipitación - escurrimiento con miras a revelar el escurrimiento durante el periodo de inundación ocasionada por la precipitación máxima o de diseño. En este análisis se empleó el método de la Función de Almacenamiento (Storage Function) con la interpolación de Newton - Ralpson.

En base de estos resultados, se llevó a cabo el análisis del balance hídrico en la cuenca con la presa propuesta en vista de obtener el rendimiento máximo disponible para el abastecimiento de agua en la cuenca en cuestión.

El contenido del Estudio del Plan Maestro se resume en los capítulos 2,3 y 4.

1.2.2 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

Los objetivos del Estudio de Factibilidad son aclarar el impacto de la nueva presa Los Laureles II sobre el río después de haberse terminados los trabajos de la presa, y proponer la operación de la compuerta y el pronóstico de inundaciones.

El alcance de trabajo comprende el modelado del río, la simulación hidráulica del proyecto seleccionado en el Estudio del Plan Maestro, la propuesta para la operación de la compuerta y el pronóstico de inundaciones. El modelo del río se formuló en base de los datos de la investigación del río. La simulación hidráulica fue hecha a fin de verificar el impacto de la presa nueva sobre el río. De los resultados de la simulación hidráulica, se propusieron la operación de la compuerta y el pronóstico de inundaciones con miras a la realización del uso óptimo del volumen almacenado.

El contenido del Estudio de Factibilidad se resume en el Capítulo 5.

1.3 CONDICIÓN GENERAL HIDROLÓGICA

El Area del Estudio cubre 3 cuencas de drenaje (Guacerique, Sabacuante y Tatumbla) en la parte sur de Tegucigalpa. El perfil meteorológico del Area del Estudio es como se presenta a continuación:

- Temperatura media máxima : 29 °C
- Temperatura media mínima : 17 °C
- Temperatura media : 23 °C
- Evaporación : 670 mm/año

La precipitación se diferencia ligeramente en cada cuenca como se indica en el Tabla siguiente:

Tabla F.1.1 Precipitación en el Area del Estudio

Descripción	Unidad	Cuenca del Río Guacerique En Guacerique II	Cuenca del Río Guacerique en Quebra Montes	Cuenca del Río Sabacuante	Cuenca del Río Tatumbla
Precipitación Anual	mm/año	945	1,064	841	783
Precipitación Media de mayo a octubre	mm/6 meses	842	957	704	655
Precipitación Media de noviembre a abril	mm/6 meses	103	107	137	128

Fuente : SANAA

1.4 REVISIÓN DE LITERATURA

Se han concluido algunos estudios en el Area del Estudio. Los estudios relevantes se describen de manera resumida en el siguiente texto.

In 1989, SANAA llevó a cabo un estudio denominado “Actualización del Plan Maestro de Abastecimiento de Agua Potable de Tegucigalpa”. En el estudio se estimaron los rendimientos máximos de las cuencas de alta potencialidad de la manera siguiente:

Tabla F.1.2 Resumen de las Presas Propuestas por SANAA en 1989

Descripción	Unidad	Presas Propuestas		
		Presa Quiebra Montes	Presa Sabacuante	Presa Tatumbra
Volumen Total de Almacenamiento	m ³	50,000,000	24,300,000	15,700,000
Nivel Normal de Agua	m	1,147	1,122	1,165
Nivel Mínimo de Agua	m	1,112	1,084	1,133
Rendimiento Máximo en el rango confiable 99%	l/seg.	1,110	320	250

Fuente : SANAA

SANAA también realizó un estudio denominado “Diagnóstico de las Obras de Captación del Sistema de Abastecimiento Hídrico de Tegucigalpa” con un préstamo del Banco Interamericano de Desarrollo. Una vez examinado el estudio anterior, el estudio hizo proyección del potencial de los recursos hídricos en las cuencas del Río Guacerique y el Río Sabacuante.

El rendimiento máximo de la presa actual Los Laureles fue como sigue:

Tabla F.1.3 Rendimiento Máximo de la Presa existente Los Laureles

Descripción	Unidad	Presa Los Laureles
Volumen de almacenamiento total	m ³	12,000,000
Nivel normal del agua	m	1,033
Rendimientos máximos para suministro de agua	l/seg.	660
Tasa de flujo a 1,000 años	m ³ /seg.	920

Fuente : SANAA

En este estudio se recomendó el mejoramiento de la operación de la compuerta de goma instalada en la presa Los Laureles en los periodos de invierno y verano, etc.

2.1 CONDICIÓN FLUVIAL

El Río Guacerique proviene de las montañas Rincón Dólares, pero con diferente nombre, y se bifurca en muchas afluentes en la cuenca superior. El río toma su nombre después de la confluencia de las afluentes: Quebradra Quiscamnote y Quebrada Ocote Vuelto en la cuenca media, y se une a sus afluentes principales, Quebra Montes y Río Mateo en Mateo. El río fluye al este en su cuenca final dentro del Area del Estudio en la presa Los Laureles en Los Laureles.

La cuenca global de drenaje ocupa el área en la parte sudoccidental de Tegucigalpa, en la cuenca del Río Choluteca, con una superficie total de drenaje de 194 km² en la presa Los Laureles como se ilustra en la *Figura F.1.1*. La cuenca principal de sub-drenaje en la estación Guacerique II y la estación Quebra Montes cubre una superficie aproximada de 174 y 125 km² respectivamente. Las cuencas de sub-drenaje son las siguientes:

Tabla F.2.1 Cuencas de Drenaje del Río Guacerique

Río/Ubicación	Superficie de la Cuenca (km ²)	
	Sub Cuenca	Total
Guacerique (Aguas arriba)	102	102
Quebra Montes	23	125
Estación de Guacerique II	-	148
Puente Mateo	-	174
Los Laureles II *	-	190
Presa Los Laureles	-	194

Fuente : SANAA

*Los Laureles II es la ubicación propuesta para la presa nueva como se explica posteriormente.

La presa Los Laureles se construyó con la finalidad principal de suministrar recursos de agua al sistema de abastecimiento de agua en Tegucigalpa durante 1974 - 1976. La presa se ubica a 1,037 m.s.n.m., con la altitud aproximada de 55m, la capacidad de almacenamiento de alrededor de 12 millones de m³, y el rendimiento máximo de 660 l/seg.

2.2 DATOS DISPONIBLES

2.2.1 PRECIPITACIÓN

Los datos de precipitación están disponibles en las estaciones meteorológicas de SANAA y son según sigue:

Tabla F.2.2 Estaciones Pluviométricas en la Cuenca del Río Guacerique

Estaciones	Datos Disponibles	
	años	Periodo
Batallón	38	1963 - A la fecha
Quebra Montes	9	1992 - A la fecha
Toncontin (Tegucigalpa)*	50	1951 - A la fecha

Fuente : SANAA

*Vale la pena indicar que la estación de Toncontin no está dentro de la cuenca del Río Guacerique.

Los datos pluviométricos se registran regularmente cuatro veces al día: 6:00, 12:00, 18:00 y 24:00 horas, y la precipitación diaria se obtiene procesando estos datos.

La precipitación anual en las estaciones Batallón y Quebra Montes es de 945 mm y 1,064 mm respectivamente. La precipitación anual en la cuenca se resume en el *Apéndice F, el Tabla AF.2.1*.

2.2.2 NIVEL DE AGUA Y CAUDAL

Los datos sobre el nivel de agua y el caudal están disponibles en las estaciones hidrométricas de SANAA en la cuenca como se indica a continuación:

Tabla F.2.3 Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Guacerique

Estación	Datos Registrados	
	Años	Periodo
Datos Diarios		
Batallón*	10	1964 - 1973
Guacerique II	15	1982 - 1996
Queibra Montes	7	1991 - 1997
Los Laureles	2	1999 - A la fecha
Datos no Diarios		
Guacerique II	11	1990 - A la fecha
Queibra Montes	11	1990 - A la fecha

Fuente : SANAA

* Los datos en Batallón no están completos ni están en formato digital.

Un resumen de las estaciones pluviométricas y hidrométricas se presenta en la *Tabla F.2.4*.

En términos generales, los datos sobre caudales se registran regularmente dos veces al día, por la mañana y por la tarde. El registro en la estación Batallón se detuvo durante la construcción de la presa Los Laureles en 1974, y desde entonces una nueva estación Guacerique II fue instalada en 1982, unos años después de la terminación de la presa. La otra estación, la estación Queibra Montes también fue instalada en 1991. Pese a que la presente estación se denominó como Queibra Montes, se ubica en realidad en la cercanía de la confluencia de los ríos Guacerique y Queibra Montes.

Sin embargo, las estaciones Guacerique II y Queibra Montes fueron severamente dañadas por el Huracán Mitch en 1998 y, se detuvo el registro de los datos desde entonces. En 1999, una nueva estación, la estación Los Laureles fue instalada en el puente Mateo, la cual es la única estación que cuenta desde entonces con los datos de caudales en la cuenca.

Hay también disponibles datos no diarios en las estaciones Guacerique II y Queibra Montes después del ataque del Huracán Mitch. Dichos datos son usados como referencia en este estudio, pero no para el análisis.

Los caudales máximo, medio y mínimo anuales registrados en las estaciones principales se indican en el *Apéndice F, Tabla AF.2.2* y un resumen de los mismos se presenta a continuación:

Tabla F.2.5 Caudal Medio en la Cuenca del Río Guacerique

Estación	Caudales (m ³ /seg.)		
	Máximo	Mínimo	Medio
Guacerique II	217.0	0.011	1.393
Queibra Montes	10.9	0.040	0.566

Fuente : SANAA

Merece mencionar que el caudal máximo presentado arriba corresponde al caudal pico medio mensual en las estaciones Guacerique II y Queibra Montes y el caudal pico en estas dos estaciones no coinciden en el tiempo.

2.3 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Se llevó a cabo el análisis de frecuencia de los datos registrados con la finalidad de aclarar su periodo de retorno por aplicación del método estándar Gumbel. Los antecedentes teóricos de este

método se muestran en el *Apéndice AF.1*. El análisis se divide en dos partes, a saber:

- Análisis de frecuencia de la precipitación
- Análisis de frecuencia del caudal en el verano

2.3.1 ANALISIS DE FRECUENCIA DE LA PRECIPITACIÓN

Pese a que los datos de precipitación en la estación de Batallón están registrados durante un periodo suficientemente largo, no se cuenta con los datos de las tormentas durante el Huracán Mitch. Por otra parte, los datos de precipitación en la estación de Quebra Montes no se han registrado por un periodo suficientemente largo y por ende se utilizaron los datos de la estación de Toncontin en Tegucigalpa para compensarlos.

La precipitación media en cada estación se resume a continuación:

Tabla F.2.6 Precipitación Media Anual en las Estaciones de Batallón, Quebra Montes y Toncontín

Estación	Precipitación Media (mm)
Batallón	945
Quebra Montes	1,064
Toncontin	866

Fuente : SANAA

Se observa una pequeña diferencia entre las precipitaciones medias de las tres estaciones, pero el comportamiento de la precipitación durante el Huracán Mitch fue aparentemente uniforme en la región total. Por lo tanto el patrón de lluvias en el análisis fue considerado similar, pero diferente en magnitud para el Area del Estudio en total.

Ante todo, el análisis de frecuencia se llevó a cabo con respecto a los datos de precipitación diaria en la estación de Toncontín del 1951 al 1999. La precipitación máxima diaria en la estación de Tocontín se presenta en el *Apéndice F, Tabla AF.2.3*. La relación entre la precipitación máxima y el periodo de retorno en la estación de Tocontín se analizó como se indica en la *Figura F.2.1*.

La precipitación diaria en la estación de Tocontín durante el Huracán Mitch registró su nivel pico en 120 mm, y la precipitación total en 72 horas fue de 256 mm. El patrón de lluvia es como se ilustra en la figura siguiente.

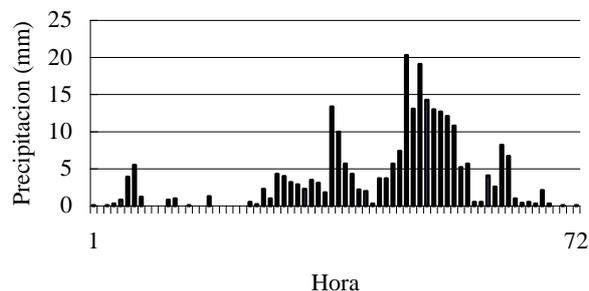


Figura F.2.2 Precipitación Registrada en Tocontín durante el Huracán Mitch

El patrón de precipitación de diseño en cada periodo de retorno en la estación de Tocontín se formuló haciendo referencia el patrón de precipitación horaria durante el Huracán Mitch.

El patrón de precipitación de diseño en la cuenca del Río Guacerique se preparó entonces a base del patrón mencionado arriba y con el uso de la tasa de precipitación pico durante el Huracán Mitch en estas dos estaciones de la manera siguiente:

Tabla F.2.7 Precipitación Máxima durante el Huracán Mitch en 1998

Estación	Precipitación (mm)	Tasa
Quiebra Montes	215	1.80
Toncontin	120	

En base a esta tasa, se construyó el patrón de precipitación de diseño en la cuenca del Río Guacerique para cada periodo de retorno. Las precipitaciones máximas de diseño en la estación de Toncontín (estimado de acuerdo con el análisis de frecuencia) y en la estación de Guacerique (estimado de acuerdo con la tasa de precipitación máxima durante el Huracán Mitch) se obtienen como sigue:

Tabla F.2.8 Precipitación Máxima Diaria de Diseño en la Cuenca del Río Guacerique

Periodo de retorno (Años)	Precipitación Máxima Diaria de Diseño (mm)	
	Toncontín	Cuenca del Río Guacerique
10	92	165
20	104	186
Durante Mitch (Aprox. 50 – 60 años)	120	215*
200	142	254

Observación : * Corresponde a los datos medidos durante el Huracán Mitch, y no al valor calculado

Estas precipitaciones de diseño, conjuntamente con el patrón de precipitación simulado, se usaron para el propósito del análisis precipitación - escurrimiento en la cuenca del Río Guacerique de la sección posterior.

2.3.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DEL CAUDAL EN EL VERANO

El análisis de frecuencia se llevó a cabo al mismo tiempo con respecto al caudal mínimo en vista de aclarar el potencial de los recursos hídricos en el verano. Los caudales mínimos durante 1982 - 1996 en la estación de Guacerique fueron usados para este análisis. Los caudales mínimos se presentan en el *Apéndice F, Tabla AF.2.4*. Este resultado también se ilustra en la *Figura F.2.3* y se resume en el siguiente Tabla.

Tabla F.2.9 Caudal Mínimo en la Estación de Guacerique II

Probabilidad de No-superación, F(x)	Caudal (m ³ /seg.)
0.99	0.0144
0.95	0.0157
0.90	0.0174
0.85	0.0192
0.80	0.0211
0.70	0.0253

2.4 ANÁLISIS PRECIPITACION - ESCURRIMIENTO

El análisis precipitación - escurrimiento se realizó con el método estándar de la Función de Almacenamiento. El enfoque teórico del análisis se explica en el *Apéndice AF.1*.

Como se expuso en la sección anterior, los datos de la precipitación horaria en la estación de Toncontín durante el Huracán Mitch se usaron para formular el patrón de la precipitación de diseño de la cuenca del Río Guacerique, en vez de usar los datos medidos provenientes de las

estaciones de Batallón y Quebra Montes que cuenta con datos incompletos. Se aplican las precipitaciones simuladas en el modelo de precipitación -escurrimiento para calcular el escurrimiento.

Los parámetros necesarios en el modelo de la Función de Almacenamiento presentados en la siguiente tabla se establecieron y calibraron de acuerdo con la condición actual de campo.

La calibración con el empleo de la descarga en la presa existente Los Laureles como referencia para comparación. Los parámetros en el modelo se ajustaron para que el flujo simulado derivado del modelo tuviera poca discrepancia en comparación con los caudales en la presa existente.

Tabla F.2.10 Parámetros en el Análisis Precipitación - Escurrimiento

Parámetros	Valor
K	0.25
P	0.5
Area	190 km ²

Observación : Todos los parámetros se refieren al *Apéndice AF.1*

La relación entre la precipitación y la hidrografía simulada derivada del modelo de la Función de Almacenamiento se presenta en el *Apéndice F, Figura AF.2.1*. La hidrografía simulada durante el Huracán Mitch se ilustra en la siguiente figura. La relación entre el escurrimiento (el pico de la hidrografía simulada) y su periodo de retorno es ilustrada en la *Figura F.2.4* y el sumario de la misma se indica en el siguiente Tabla.

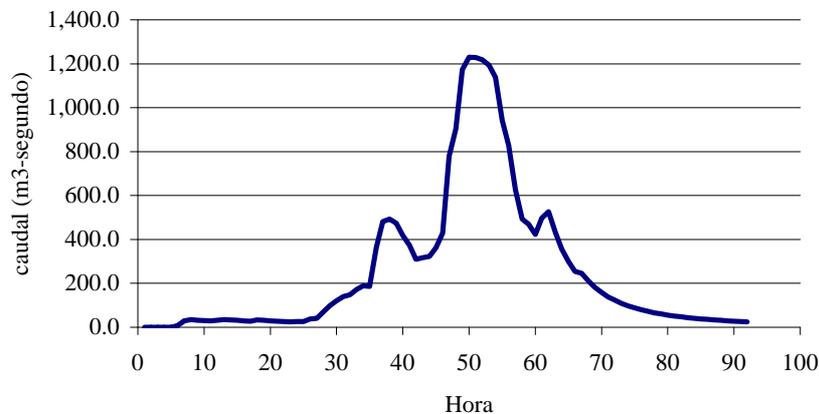


Figura F.2.5 Hidrografía Simulada durante el Huracán Mitch en el Río Guacerique

Tabla F.2.11 Escurrimiento en la Cuenca del Río Guacerique

Periodo de retorno (Años)	Escurrimiento (m ³ /seg.)
2	558
5	762
10	900
20	1,034
Durante Mitch (Aprox. 50 – 60 años)	1,250
200	1,497

Se utilizaron estos resultados para establecer la dimensión y el nivel normal de agua de la presa propuesta.

2.5 ANALISIS DEL BALANCE HÍDRICO

El análisis del balance hídrico se llevó a cabo con miras a aclarar el rendimiento máximo de la presa. Este rendimiento máximo corresponde a la cantidad máxima de agua disponible para el abastecimiento de agua, la cual no provocaría el secado del embalse. El concepto del balance hídrico es como se indica a continuación:

$$\text{Afluencia} - \text{Flujo} - \text{Evaporación} = \text{Cambio en el Volumen de Abastecimiento}$$

La afluencia en la cuenca del Río Guacerique coincide con el caudal mensual en el río registrado en la estación de Guacerique II en el periodo 1982 - 1996. El flujo, mientras tanto, corresponde a la combinación del flujo en exceso sobre la presa y el rendimiento máximo disponible.

Con la finalidad de calcular el volumen de almacenamiento, es indispensable la relación entre el nivel de agua y el volumen de almacenamiento (la curva A-V). Esta curva fue preparada usando el nivel de agua medido y el volumen de almacenamiento como datos básicos, luego fue calculada la curva más adecuada para estos datos con un coeficiente de correlación de por lo menos 95%. La ecuación de esta curva se presenta en el *Apéndice F, Tabla AF.2.5*.

2.5.1 PRESA EXISTENTE LOS LAURELES

El balance hídrico se calculó para aclarar el rendimiento máximo disponible de la presa existente Los Laureles.

El presente cálculo se divide en dos casos como se indica a continuación:

- Caso EL-I : Sin sedimentación ni captación de agua en la cuenca superior
 - (Condición en el Plan Maestro para la presa)
- Caso EL-II : Con sedimentación y captación de agua en la cuenca superior
 - (Condición actual de la presa)

En el caso EL-I, fue empleada la curva nivel de agua - volumen de almacenamiento (curva A-V) en el Plan Maestro original para la presa. Esta curva se elaboró sin tener en cuenta el sedimento ni la captación de agua en la cuenca superior. El nivel normal de agua se estableció en 1,033 m sujeto a la instalación de compuerta de goma. Se informa que la compuerta de goma tiene la capacidad de elevar el nivel de agua en alrededor de 3 metros.

Mientras tanto, en el caso EL-II, se usó la curva actualizada nivel de agua - volumen de almacenamiento (curva A-V). Esta curva actualizada se elaboró considerando que el volumen actual de almacenamiento es menos que el volumen original de almacenamiento, como consecuencia de la sedimentación y la captación de agua en la cuenca superior. Pese a que la cantidad total de captación de agua no se sabe, se la estimó a través de la encuesta realizada a los usuarios. El nivel normal del agua de la presa fue de 1,003 m sujeto a la instalación de la compuerta de goma.

En concordancia con lo expuesto arriba, el rendimiento máximo de la presa existente Los Laureles se obtuvo para los dos casos según sigue:

Tabla F.2.12 Cálculo del Balance Hidrográfico para la Presa Existente Los Laureles

Caso	Sedimentación y Captación de Agua en la Cuenca Superior	Compuerta de goma	Nivel Normal de Agua (m)
EL-I	No	Sí	1,033.0
EL-II	Sí	Sí	1,033.0

Observación: "EL" quiere decir la presa existente Los Laureles

Los rendimientos máximos de la presa existente Los Laureles son el siguiente:

Tabla F.2.13 Rendimiento Máximo de la Presa Existente Los Laureles

Caso	Estructura	Nivel Normal de Agua (m)	Volumen Total de Almacenamiento (m ³)	Rendimiento Máximo (l/seg.)
EL-I	Hormigón	1,033.0	11,927,494 (12,000,000)	725
EL-II	Hormigón	1,033.0	9,171,216 (9,000,000)	540

Observación: "EL" quiere decir la presa existente Los Laureles

Los valores entre paréntesis son los valores redondeados.

2.5.2 PRESA PROPUESTA LOS LAURELES II

El balance hídrico también se calculó a fin de obtener el rendimiento máximo disponible de la presa propuesta Los Laureles II con la aplicación de la misma metodología citada arriba. .

Se tomó en cuenta la sedimentación suponiendo el volumen de sedimentos con sedimentación parcial durante 50 años con alguno dragado como sigue: El sedimento esperado fue de alrededor de 2,000,000 m³.

La fluctuación del almacenamiento provocada por la captación para el abastecimiento de agua en el rendimiento máximo se indica en el *Apéndice F, Figura AF.2.2.* y se resume como sigue.

Tabla F.2.14 Rendimiento Máximo de la Presa Propuesta Los Laureles II

Presa Propuesta Los Laureles II	Descripción	Unidad
Estructura	Hormigón	-
Nivel Normal de Agua	1,053.0	m
Volumen de Almacenamiento Disponible (Redondeado)	4,089,518 (4,000,000)	m ³
Sedimentación (Redondeado)	2,094,798 (2,000,000)	m ³
Rendimiento Máximo	176	l/s

2.5.3 PRESA PROPUESTA QUIEBRA MONTES

El balance hídrico se calculó también con miras a obtener el rendimiento máximo disponible de la presa Quebra Montes con el empleo de la misma metodología mencionada arriba.

Los datos de caudales en la estación de Quebra Montes están disponibles exclusivamente para el periodo 1992-1997 sin contar con el registro del año más seco, 1988. Por tanto, para comparar, los datos en el periodo 1982 - 1992 fueron simulados de la estación de Guacerique II con la aplicación de la descarga específica medida en la cuenca.

El rendimiento máximo se obtiene como sigue:

Tabla F.2.15 Rendimiento Máximo de la Presa Propuesta Quebra Montes

Presa Propuesta Quebra Montes	Descripción	Unidad
Estructura	Hormigón	-
Nivel Normal del Agua	1,147.0	m
Volumen de Almacenamiento Disponible	49,000,000	m ³
Sedimentación	-	m ³
Rendimiento Máximo	1,134	l/s

Observación : Datos registrados durante 1992 – 1997, y datos simulados durante 1982 – 1992

El rendimiento máximo se obtuvo por la combinación de los datos registrados y los simulados. Por lo tanto, el cálculo cubre el periodo 1982 - 1997.

2.5.4 COMBINACIÓN DE DOS PRESAS

(1) Combinación de la presa Los Laureles y la presa Los Laureles II

El balance hídrico fue calculado para aclarar los rendimientos máximos en caso de la combinación de la presa existente Los Laureles y la presa propuesta Los Laureles II. La regulación de operación de ambas presas para el propósito del cálculo se estableció en base de las siguientes suposiciones.

- - Se dio prioridad a la presa existente.
- - En la temporada de inundaciones, se capta el agua de ambas presas. El agua en exceso en la presa propuesta se desvió a la presa existente en la cuenca inferior. En caso de que la presa existente se sature del agua almacenada, el agua en exceso se desvió a la cuenca inferior de igual manera.
- - En el verano, cuando ambas presas no estén en su capacidad máxima de almacenamiento, la captación de agua en la presa existente se mantendría consistentemente en el rendimiento máximo, mientras tanto la captación de agua en la presa propuesta se disminuiría en vista de evitar el secamiento de ambas presas.

El nivel normal de agua de la presa existente Los Laureles y de la presa propuesta Los Laureles II se estableció en 1,033.0 m y 1,053.0, respectivamente.

Se espera que la sedimentación puede constituir el factor principal para reducir el volumen de almacenamiento y el rendimiento máximo. Por lo tanto, el cálculo se hizo suponiendo que el volumen de sedimento sea de 2,000,000 m³ aproximadamente.

En concordancia con esta regulación de operación, los rendimientos máximos de ambas presas se calcularon como se presenta en la siguiente Tabla.

Tabla F.2.16 Rendimientos Máximos de las dos Presas (Los Laureles y Los Laureles II)

Represas	Nivel Normal de Agua (m)	Volumen de Almacenamiento Disponible (m ³)	Sedimentación (m ³)	Rendimiento Máximo (l/s)	Rendimiento Total (l/seg.)
Los Laureles (Existente)	1,033.0	9,171,216 (9,000,000)	-	540	670
Los Laureles II (Propuesta)	1,053.0	4,089,518 (4,000,000)	2,094,798 (2,000,000)	130	

Observación: Los valores entre paréntesis corresponden a los redondeados.

(2) Combinación de la presa Los Laureles y la presa Quebra Montes

El balance hídrico fue calculado para aclarar los rendimientos máximos en caso de la combinación de la presa existente Los Laureles y la presa propuesta Quebra Montes. La regulación de operación de ambas presas fue similar a aquella realizada para la presa existente Los Laureles y la presa propuesta Los Laureles II.

El rendimiento de la presa existente Los Laureles se mantuvo constante. La presa propuesta Quebra Montes abastecerá el agua a la presa existente Los Laureles para alcanzar el rendimiento máximo como prioridad principal durante el verano, posteriormente la presa propuesta Quebra Montes tomaría el agua remanente como su rendimiento máximo.

El nivel normal de agua en la presa existente Los Laureles y en la presa propuesta Quebra Montes se fijó en 1,033.0 m y 1,147.0 m, respectivamente.

Basándose en esta regulación de operación, los rendimientos máximos de ambas presas se calcularon como se muestra a continuación.

Tabla F.2.17 Rendimientos Máximos de las dos presas (Los Laureles y Quebra Montes)

Represas	Nivel Normal de Agua (m)	Volumen de Almacenamiento Disponible (m ³)	Sedimentación (m ³)	Rendimiento Máximo (l/seg.)	Rendimiento Total (l/seg.)
Los Laureles (Existente)	1,033.0	9,171,216 (9,000,000)	-	544	1,654
Quebra Montes (Propuesta)	1,147.0	49,000,000 (4,000,000)	-	1,110	

Observación: Los valores en paréntesis corresponden a los redondeados.

2.5.5 COMBINACIÓN DE TRES PRESAS

El balance hídrico también se calculó con la finalidad de aclarar los rendimientos máximos con respecto a la combinación de la presa existente Los Laureles, la presa propuesta Los Laureles II y la presa Quebra Montes. La regla de operación relevante a todas las presas en el cálculo es como sigue:

- Se dio prioridad a la presa existente Los Laureles y a la presa propuesta Los Laureles II.
- En la temporada de inundaciones, se capta el agua de todas las presas. El agua en exceso en la presa Quebra Montes se desvió a la presa propuesta Los Laureles II y luego a la presa existente Los Laureles en la cuenca inferior. En caso de que la presa existente Los Laureles se sature de agua almacenada, el agua en exceso se desvió a la cuenca inferior de igual manera.
- En el verano, cuando todas las presas no estén en su capacidad máxima de almacenamiento, la captación de agua en la presa existente Los Laureles y en la presa propuesta Los Laureles II se mantendría consistentemente en el rendimiento máximo, mientras tanto la captación de agua en la presa propuesta Quebra Montes se disminuiría en vista de evitar el secamiento de ambas presas.

El cálculo se hizo suponiendo que el volumen de sedimento sea de 2,000,000 m³ aproximadamente en la presa propuesta Los Laureles II. Los rendimientos máximos de esta combinación se calcularon como se presentan en la siguiente tabla.

Tabla F.2.18 Rendimientos Máximos de Tres Presas

Represas	Nivel Normal de Agua (m)	Volumen de Almacenamiento Disponible (m ³)	Sedimentación (m ³)	Rendimiento Máximo (l/seg.)	Rendimiento Total (l/seg.)
Los Laureles (Existente)	1,033.0	9,171,216 (9,000,000)	-	511	1,695
Los Laureles II (Propuesta)	1,053.0	4,089,518 (4,000,000)	2,094,798 (2,000,000)	132	
Quebra Montes (Propuesta)	1,147	49,000,000	-	1,052	

Observación: Los valores entre paréntesis corresponden a los redondeados.

La fluctuación del volumen almacenado por la captación para el abastecimiento de agua en el rendimiento máximo con respecto a cada caso se indica en el *Apéndice F, Figura AF.2.2*.

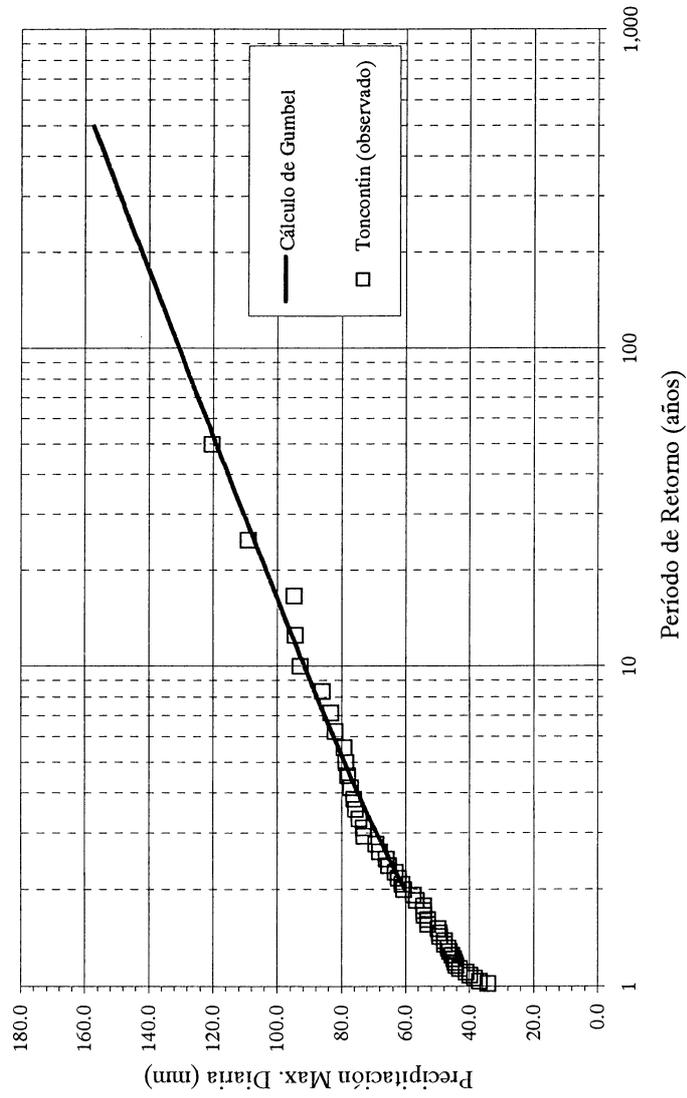
Tabla F.2.4 Estaciones Pluviométricas y Medición de Descarga en el Area de Estudio

Precipitación	Estación Pluviométrica	Registro (Años)	51 -																																		
			63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97
Cuenca	Batallón	38	[Hatched Pattern]																																		
Guacerique	Quiebra Montes	9	[Hatched Pattern]																																		
Saba cuante	Villa Real	10	[Hatched Pattern]																																		
	El Aguacate	18	[Hatched Pattern]																																		
Tatumbla	El Incienso	21	[Hatched Pattern]																																		
	Concepción	27	[Hatched Pattern]																																		
Grande	La Brea	15	[Hatched Pattern]																																		
	Lapaterique	30	[Hatched Pattern]																																		
Choluteca	Toncontin	50	[Hatched Pattern]																																		

Caudal	Estación de Aforo	Recorded (Years)	51 -																																		
			63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97
Cuenca	Batallón	10	[Dotted Pattern]																																		
	Guacerique II	15	[Dotted Pattern]																																		
Guacerique	Quiebra Montes	7	[Dotted Pattern]																																		
	Los Laureles	11	[Dotted Pattern]																																		
Saba cuante	El Aguacate	21	[Dotted Pattern]																																		
	El Incienso	8	[Dotted Pattern]																																		
Tatumbla	El Incienso	16	[Dotted Pattern]																																		
	El Incienso	8	[Dotted Pattern]																																		

Comentarios: La fuente de datos es SANAA y SERNA
 [Hatched Pattern] = datos precipitación diaria
 [Dotted Pattern] = datos de caudal diario
 [Solid Black] = datos de caudal no-diario

Estación Toncontín
(Datos de 1951 a 1999)



Período de Retorno (año)	Precipitación diaria
500	157.5
400	153.7
300	149.0
250	145.9
200	142.2
150	137.4
100	130.6
80	126.9
60	122.1
50	119.0
40	115.2
30	110.4
25	107.3
20	103.5
15	98.6
10	91.5
9	89.7
8	87.6
7	85.2
6	82.4
5	79.0
4	74.8
3	69.1
2	60.2

Figura F.2.1

Relación entre la Precipitación Máxima Diaria y el Período de Retorno en la Estación Toncontín

Cuenca del Río Guacerique (Datos de 1982 a 1997)

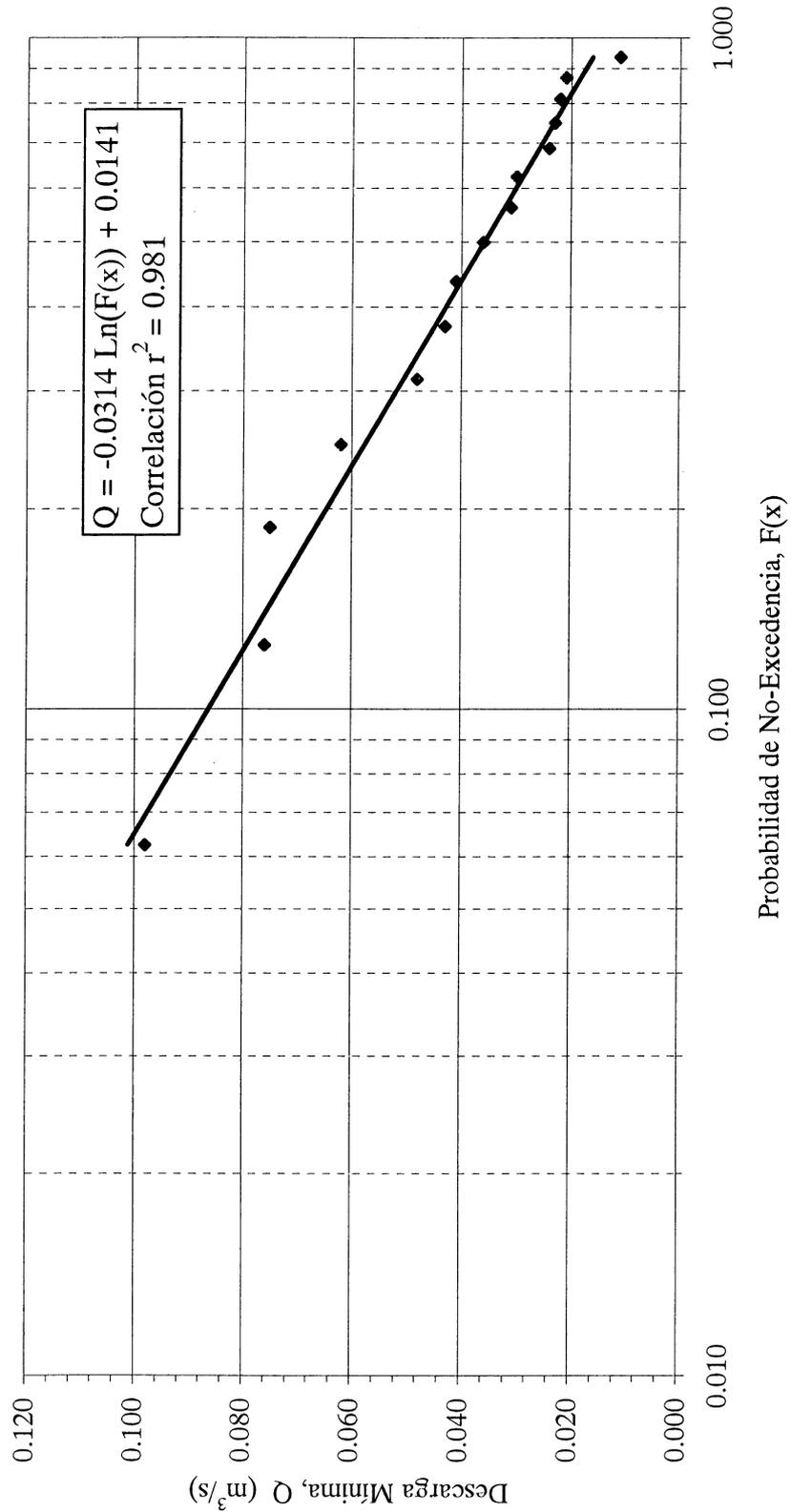


Figura F.2.3

Relación entre Descarga Mínima y Probabilidad de Non-excedencia en la Cuenca del Río Guacerique

Período de Retorno (años)	Descarga (m ³ /s)
500	1,686.2
400	1,639.1
300	1,580.9
250	1,542.5
200	1,496.8
150	1,437.7
100	1,354.2
80	1,308.8
60	1,250.2
50	1,212.5
40	1,168.2
30	1,112.9
25	1,077.2
20	1,033.5
15	978.1
10	899.8
9	879.9
8	856.7
7	830.2
6	799.3
5	761.7
4	715.3
3	653.0
2	558.1

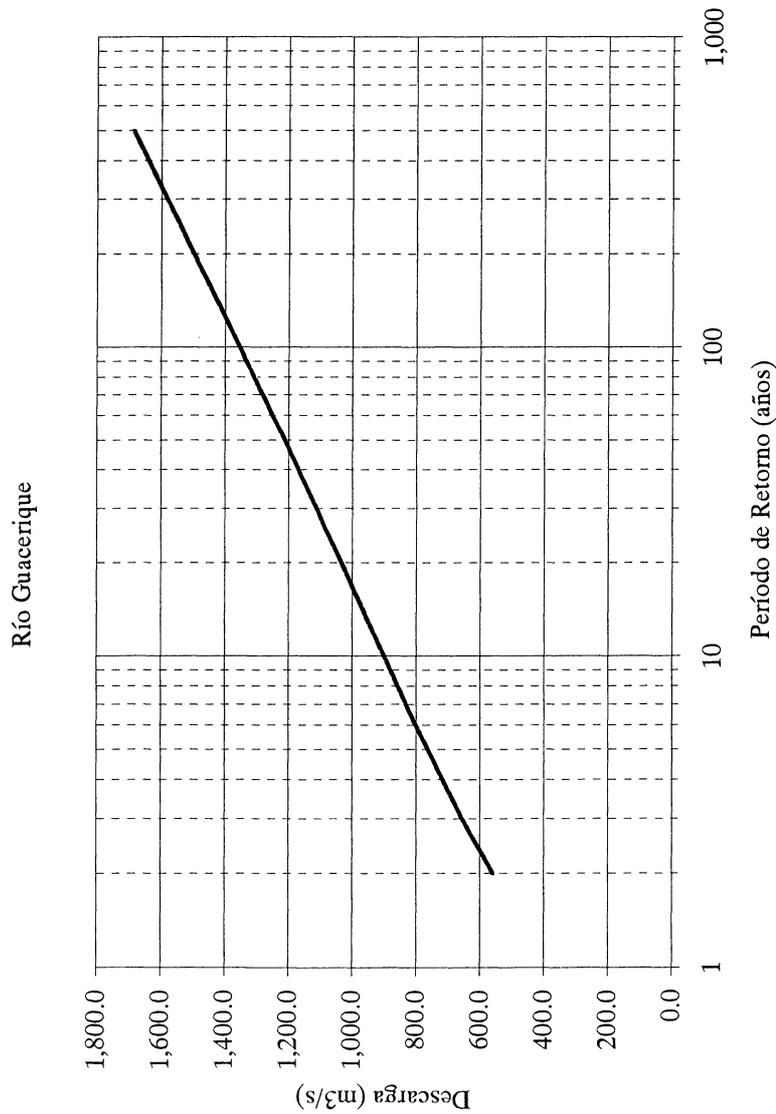


Figura F.2.4

Relación entre la Descarga Máxima y el Período de Retorno En la Cuenca Guacerique

3. CUENCA DEL RÍO SABACUANTE

3.1 CONDICIÓN FLUVIAL

El Río Sabacuante tiene su origen en las montañas de Azagualpa, pero con diferente nombre, y se bifurca en muchas tributarias en la cuenca superior. El río, el cual toma su nombre después de la confluencia de las afluentes: Quebrada Potrerillos y Quebrada El Lechero en la cuenca media, fluye al norte confluyendo con algunas afluentes tales como: Quebrada Los Robles, Quebrada Guijamanil, Quebrada Santa Elena, Quebrada El Terrero, etc. En la cuenca más baja, el río se encuentra con la afluente principal: la Quebrada El Aguila (a veces llamada Quebrada Grande) y fluye en su extremo en el Area del Estudio en El Aguacate.

La cuenca global de drenaje se muestra en el capítulo 1, *Figura F.1.1* y se resume en la siguiente Tabla.

Tabla F.3.1 Cuenca de Drenaje del Río Sabacuante

Río/Ubicación	Superficie de la Cuenca (km ²)	
	Sub-cuenca	Total
Sabacuante (Aguas arriba)	-	47
Quebrada El Aguila	33	80
Total		80

Fuente : SANAA

3.2 DATOS DISPONIBLES

3.2.1 PRECIPITACIÓN

Los datos de precipitación están disponibles en las estaciones meteorológicas de SANAA dentro de la cuenca como se muestra en el siguiente Tabla.

Tabla F.3.2 Estaciones Pluviométricas en la Cuenca del Río Sabacuante

Estaciones	Datos Disponibles	
	Años	Periodo
Villa Real	10	1991 - A la fecha
El Aguacate	18	1973 - 1990

Fuente : SANAA

La precipitación media anual en las estaciones de Villa Real y El Aguacate es de 841 mm y 857 mm, respectivamente.

3.2.2 NIVEL DE AGUA Y CAUDAL

Los datos sobre el nivel de agua y caudales están disponibles en las estaciones hidrométricas de SANAA dentro de la cuenca según sigue:

Tabla F.3.3 Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Sabacuante

Estaciones	Datos Disponibles	
	Años	Periodo
Datos Diarios		
El Aguacate	21	1970 - 1990
Datos no Diarios		
El Aguacate	8	1993 -a la fecha

Fuente : SANAA

Un resumen de las estaciones pluviométricas e hidrométricas se presenta en el Capítulo 2, *Tabla F.2.4*.

La observación se llevó a cabo en la estación de El Aguacate sin interrupción desde 1973 a 1990, pero se detuvo en 1990. Del 1993 al presente, se lleva a cabo el registro de datos no diarios.

Los caudales máximo, medio y mínimo se muestran en el *Apéndice F, Tabla AF.3.1*. El promedio de estos datos es según sigue:

Tabla F.3.4 Caudales Promedios en la Cuenca del Río Sabacuante

Estación	Caudal (m ³ /seg.)		
	Máximo	Mínimo	Medio
El Aguacate	88.8	0.001	0.427

Fuente : SANAA

3.3 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Se llevó a cabo el análisis de frecuencia para la precipitación en la cuenca, pero no para el caudal mínimo por falta de datos relevantes.

El análisis se realizó en lo que concierne a las precipitaciones máximas en las estaciones de Villa Real y El Aguacate por la aplicación del método estándar Gumbel. El presente análisis es diferente del mismo en la cuenca del Río Guacerique debido a que en esta cuenca estuvieron disponibles los datos de precipitación durante el Huracán Mitch. El enfoque teórico de este método se explica en el *Apéndice AF.1*.

Las precipitaciones máximas de diseño obtenidas de este análisis se muestran en la *Figura F.3.1* y se resumen como sigue.

Tabla F.3.5 Precipitación Máxima de Diseño en la Cuenca del Río Sabacuante

Periodo de Retorno (Año)	Precipitación Máxima de Diseño (mm)
10	161
20	193
Durante Mitch (Aprox.50 – 60 años)	236
200	295

El patrón de la precipitación diaria se estableció usando el patrón en la estación de Toncontin de la misma manera que en la cuenca del Río Guacerique. Estas precipitaciones de diseño, conjuntamente con el patrón simulado de precipitaciones, se usaron en el análisis precipitación - escurrimiento que se presenta más abajo.

3.4 ANÁLISIS PRECIPITACIÓN - ESCURRIMIENTO

El análisis precipitación - escurrimiento se hizo por medio del método estándar de la Función de Almacenamiento. El enfoque teórico del análisis se explica en el *Apéndice AF.1*.

El patrón de precipitación horaria en la estación de Toncontin durante el Huracán Mitch también se empleó para establecer la precipitación de diseño en la cuenca del Río Sabacuante. Luego, las precipitaciones simuladas se aplicaron en el modelo precipitación - escurrimiento.

Los parámetros necesarios en el análisis son como se muestra a continuación.

Tabla F.3.6 Parámetros en el Análisis Precipitación - Esgurrimiento

Parámetros	Valor
K	0.25
P	0.5
Area	80 km ²

Observación : Todos los parámetros se explican en el *Apéndice AF.1*

Por falta de los datos relevantes, los parámetros usados en la cuenca del Río Guacerique se aplicaron a esta cuenca sujeto a la suposición de que el comportamiento hidrológico e hidráulico sea homogéneo en estas dos cuencas.

Se hizo el cálculo para periodos de retorno diferentes. La relación entre la precipitación e hidrografía simulada en el método de Función de Almacenamiento se reveló similar a la de la cuenca del Río Guacerique, pese a que es diferente en magnitud. La relación del esgurrimento (pico de la hidrografía simulada) y su periodo de retorno se muestra en la *Figura 3.2*.

Tabla F.3.7 Esgurrimiento en la Cuenca del Río Sabacuante

Periodo de Retorno (Año)	Esgurrimiento (m ³ /seg.)
2	161
5	286
10	373
20	457
Durante Mitch (Aprox. 50 – 60 años)	579
200	752

Estos resultados se usaron para determinar la dimensión y el nivel normal de agua de la presa propuesta.

3.5 ANÁLISIS DE BALANCE HÍDRICO

El balance hídrico se calculó con la finalidad de obtener el rendimiento máximo disponible de la presa propuesta Sabacuante usando el mismo concepto que para la cuenca del Río Guacerique.

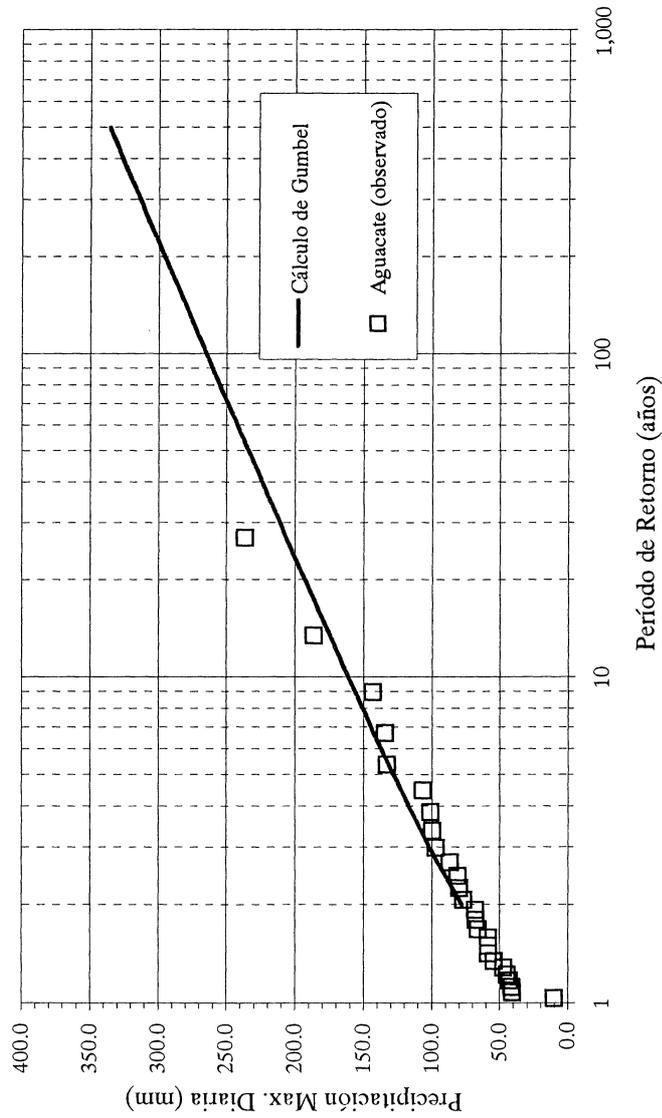
La entrada corresponde al caudal mensual registrado en la estación de El Aguacate en el periodo 1970 – 1990, mientras tanto el flujo consiste en la combinación del caudal en exceso sobre la presa y el rendimiento máximo disponible o la cantidad máxima disponible para el abastecimiento de agua que no induce al secamiento del embalse.

Se hizo el cálculo en concordancia con la misma metodología empleada para la cuenca del Río Guacerique, pero con el nivel normal de agua en 1,122.0 m. La curva A-V se presenta en el *Apéndice F, Tabla AF.2.5* y el resultado del cálculo se resume en el siguiente Tabla (Ver el *Apéndice F, Figura AF.3.1*)

Tabla F.3.8 Rendimiento Máximo de la Presa Propuesta Sabacuante

Presa Propuesta Sabacuante	Descripción	Unidad
Estructura	Hormigón	-
Nivel Normal de Agua	1,122	m
Volumen de Almacenamiento Disponible (Redondeado)	24,447,519 (25,000,000)	m ³
Sedimentación	-	m ³
Rendimiento Máximo	276	l/seg.

Cuenca del Río Sabacuante
(Datos de 1973 a 1998)



Período de Retorno (años)	Precipitación Diaria (mm)
500	335.8
400	326.0
300	313.3
250	305.2
200	295.4
150	282.6
100	264.7
80	254.8
60	242.0
50	233.9
40	223.9
30	211.0
25	202.8
20	192.7
15	179.7
10	161.0
9	156.1
8	150.5
7	144.2
6	136.8
5	127.9
4	116.7
3	101.5
2	77.9

Figura F.3.1

Relación entre la Precipitación Máxima Diaria y el Período de Retorno en la Cuenca del Río Sabacuante

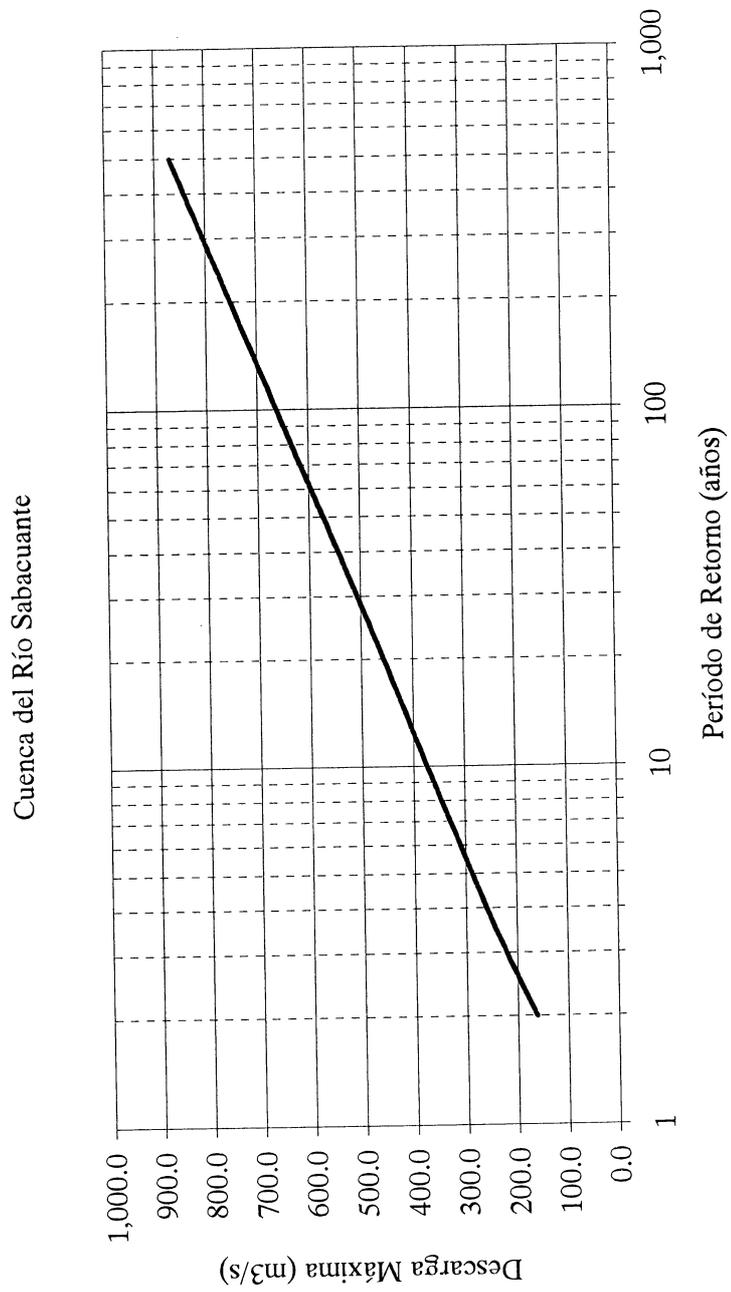


Figura F.3.2

Relación entre la Descarga Máxima y el Período de Retorno en la Cuenca del Río Sabacuante

4. CUENCA DEL RÍO TATUMBLA

4.1 CONDICIÓN FLUVIAL

El Río Tatumbla se origina de varias afluentes en la Cordillera La Loma en el sudeste y en la Cordillera El Jicarito en el sudoeste. El río, que toma su nombre después de la confluencia de la Quebrada El Chile y el Río Chiquito, fluye al norte hasta confluir con las afluencias de la Quebrada Carrancres, la Quebrada de Munuare y la Quebrada La Calero. Este río se llama a veces el Río Las Canoas en la cuenca inferior. El río fluye hasta su punto en la confluencia con el Río Sabacuante aguas abajo.

El área total de la cuenca de drenaje se indica en el Capítulo 1, *Figura F.1.1*, y se resume a continuación.

Tabla F.4.1 Cuenca de Drenaje del Río Tatumbla

Río	Superficie de la Cuenca (km ²)	
	Sub-cuenca	Total
Tatumbla	64	64

Fuente : SANAA

4.2 DATOS DISPONIBLES

4.2.1 PRECIPITACIÓN

Los datos de precipitación están disponibles en la siguiente estación meteorológica de SANAA.

Tabla F.4.2 Estación Pluviométrica en la Cuenca del Río Tatumbla

Estación	Datos Registrados	
	Años	Periodo
El Incienso	21	1970 - 1990

Fuente : SANAA

La precipitación media anual en la estación de El Incienso es de 783 mm.

4.2.2 NIVEL DE AGUA Y CAUDAL

Los datos sobre el nivel de agua y caudal están disponibles en la siguiente estación hidrométrica de SANAA.

Tabla F.4.3 Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Tatumbla

Estación	Datos Registrados	
	Años	Periodo
Datos Diarios		
El Incienso	16	1971 - 1986
Datos no Diarios		
El Incienso	8	1993 - a la fecha

Fuente : SANAA

En el Capítulo 2, *Tabla F.2.4*, se presenta un resumen de la estación pluviométrica e hidrométrica. Los caudales máximo, medio y mínimo son mostrados en el *Apéndice F, Tabla AF.4.1* y el promedio de los mismos se indica a continuación:

Tabla F.4.4 Promedio de Caudales en la Cuenca del Río Tatumbla

Estación	Caudal (m ³ /seg.)		
	Máximo	Mínimo	Medio
El Incienso	36.7	0.005	0.359

Fuente : SANAA

4.3 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El análisis de frecuencia se realizó para la precipitación en la cuenca, a excepción del caudal mínimo por falta de datos.

Pese a que están disponibles los datos de precipitación en la estación de El Incienso, faltan los relacionados con el Huracán Mitch. Para compensarlo, se usaron los datos de las estaciones de El Aguacate y Villa Real en la cuenca del Río Sabacuante en la suposición de que ambas cuencas en cuestión son similares en precipitación. Esta suposición fue verificada por los datos de precipitaciones excluidos los faltantes e incompletos según sigue.

Tabla F.4.5 Precipitación Media Anual en las Estaciones de El Incienso y El Aguacate

Año	Precipitación en El Incienso (mm)	Precipitación en El Aguacate (mm)	Correlación (R ²)
1974	889.5	924.6	0.926
1975	1,033.1	1,062.9	
1976	707.1	836	
1977	812	882.1	
1980	1,273.2	1,353.1	
1981	982.9	1,010.8	
1982	764.4	643.1	
1985	571.5	485.7	
1986	729.8	667.7	
1987	792.3	786.4	
1988	1,178.6	1,187.1	
1989	873.3	858	

La correlación entre estas dos estaciones se ve aparentemente alta. Por lo tanto, se juzga que el comportamiento de las precipitación de estas dos estaciones es homogéneo.

Las precipitaciones máximas de diseño en las estaciones de El Aguacate y Villa Real en la cuenca del Río Sabacuante se aplicaron a la cuenca del Río Tatumbla como se presenta a continuación:

Tabla F.4.6 Precipitación Máxima Diaria de Diseño en la Cuenca del Río Tatumbla

Periodo de Retorno (Año)	Precipitación Máxima de Diseño (mm)
10	161
20	193
Durante Mitch (Aprox. 50 – 60 años)	236
200	295

El patrón de la precipitación horaria se estableció con el empleo del patrón en la estación de Toncontín de la misma manera que para las cuencas del Río Guacerique y el Río Sabacuante. Estas precipitaciones de diseño, conjuntamente con el patrón de la precipitación simulada, se usaron en el análisis precipitación - escurrimiento que se presenta a continuación.

4.4 ANÁLISIS PRECIPITACIÓN - ESCURRIMIENTO

El análisis precipitación - escurrimiento se hizo con la aplicación del método estándar de la Función de Almacenamiento. El enfoque teórico de este análisis se explica en el *Apéndice AF.1*.

El patrón de la precipitación horaria en la estación de Toncontín durante el Huracán Mitch también se empleó para establecer la precipitación de diseño en la cuenca del Río Tatumbla. Las precipitaciones simuladas así se entraron en el modelo precipitación - escurrimiento.

Los parámetros necesarios para el modelo se determinaron como sigue:

Tabla F.4.7 Parámetros en el Análisis Precipitación - Escurrimiento

Parámetro	Valor
k	0.25
p	0.5
Area	64 km ²

Observación : Todos los parámetros se explican en el *Apéndice AF.1*

Los parámetros empleados en esta cuenca fueron iguales a los que emplearon en la cuenca del Río Sabacuante, sujeto a la suposición de que los comportamientos hidrológico e hidráulico sean homogéneos en estas cuencas.

El cálculo de escurrimiento se hizo con respecto a los diferentes periodos de retorno como se muestra más abajo.

Tabla F.4.8 Escurrimiento en la Cuenca del Río Tatumbla

Periodo de Retorno (Años)	Escurrimiento (m ³ /seg.)
2	129
5	229
10	298
20	365
Durante Mitch (Aprox. 50 – 60 años)	463
200	601

Dichos valores se usaron para establecer la dimensión y el nivel normal de agua de la presa propuesta.

4.5 ANALISIS DE BALANCE HÍDRICO

El balance hídrico se calculó con la finalidad de obtener el rendimiento máximo disponible de la presa propuesta Tatumbla con el mismo concepto que para las cuencas del Río Guacerique y del Río Sabacuante.

La entrada de agua corresponde al caudal mensual registrado en la estación de El Incienso en el periodo 1971 – 1986. El flujo de agua, mientras tanto, consiste en la combinación del caudal en exceso sobre la presa y el rendimiento máximo disponible o la cantidad máxima disponible para el abastecimiento de agua que no induciría al secamiento del embalse.

Sin embargo, los datos del caudal en la estación de El Incienso fueron simulados hasta 1988 debido a que es evidente que el año más seco dentro del Area del Estudio fue 1988. Los datos simulados fueron calculados en base de la proporción del área de drenaje de la cuenca del Río

Sabacuante y del Río Tatumbra, sujeto a la suposición de que el comportamiento de la lluvia en estas dos cuencas sea homogéneo.

Se hizo el cálculo en conformidad con la misma metodología que se empleó en la cuenca del Río Guacerique, pero solo un caso, con el nivel normal de agua de 1,164.5 m. La curva A-V se muestra en el *Apéndice F, Tabla AF.2.5*. El resultado del cálculo se resume en la siguiente Tabla (Ver el *Apéndice F, Figura AF.4.1*).

Tabla F.4.9 Rendimiento Máximo de la Presa Propuesta Tatumbra

Presa Propuesta	Descripción	Unidad
Estructura	Concreto	-
Nivel Normal de Agua	1,164.5	m
Volumen de Almacenamiento Disponible (Redondeado)	17,051,886 (17,000,000)	m ³
Sedimentación	-	m ³
Rendimiento Máximo	229	l/seg.

5. PRESA PROPUESTA LOS LAURELES II

La cuenca del Río Guacerique se considera como la cuenca que cuenta con el más alto potencial dentro del Area del Estudio. A la presa propuesta Los Laureles II se le dio prioridad en el ámbito del desarrollo de recursos hídricos.

En el presente capítulo, se verificó el impacto hídrico de la presa propuesta sobre la cuenca superior en términos del cambio del nivel de agua y áreas inundadas.

Se averiguó al mismo tiempo la operación de la presa durante el verano y el invierno en vista de la utilización óptima del agua almacenada en la presa.

Se llevó a cabo la simulación hídrica con el uso del software denominado "MIKE11", un programa del flujo inestable unidimensional, desarrollado por el Instituto Hidráulico Danés.

El modelo fluvial para la cuenca del Río Guacerique se preparó en base al resultado de la investigación sobre el río llevada a cabo en mayo, 2000.

Los caudales durante el Huracán Mitch en 1998 obtenidos como consecuencia del análisis precipitación - escurrimiento fueron usados como los datos de entrada para la simulación que se hizo para verificar la variación del nivel del agua y de áreas inundadas provocada por la construcción de la presa propuesta. Una información más detallada relevante a esta simulación se explica a continuación.

5.1 SIMULACIÓN HIDRÁULICA

5.1.1 RED DEL SISTEMA FLUVIAL

El modelo de la red fluvial se elaboró conforme a las coordenadas del río y las secciones transversales a lo largo del río, los cuales se obtuvieron en la investigación sobre el río en cuestión como se muestra en el *Apéndice B*. Los datos de la sección transversal digitalizados recoleccionados en la investigación sobre el río se entraron en el programa.

En la investigación sobre el río, las secciones controladas se establecieron según los siguientes criterios.

- ◆ El intervalo de distancia a lo largo del río entre cada sección es de menos de 500m
- ◆ El ancho medido del río es por lo menos de 200m desde el centro de la sección transversal sobre la margen izquierda y la derecha.
- ◆ La cuenca más arriba y la más abajo se ubica en la estación antigua de Batallón y el puente Mateo, respectivamente.
- ◆ Las secciones controladas se muestran en el *Tabla F.5.1* y en la siguiente Tabla.

Tabla F.5.2 Coordenadas de las Secciones Transversales en el Modelo del Río

Sección Investigada	Cadenada en el Modelo Fluvial (m)	Ancho del Río (m)	Coordenada Central en UTM	
			X	y
0	3,783	65	472,173	1,555,073
2	3,436	219	471,827	1,555,077
3	3,345	369	471,737	1,555,056
4	3,160	444	471,638	1,555,081
5	3,119	890	471,616	1,554,865
6	2,982	489	471,481	1,554,846
7	2,620	357	471,136	1,554,737
8	2,433	615	470,956	1,554,788
9	2,179	643	470,718	1,554,699
10	1,918	321	470,457	1,554,704
11	1,681	209	470,238	1,554,793
13	1,534	319	470,091	1,554,780
14	1,429	321	470,023	1,554,861
15	1,220	484	469,939	1,555,051
16	986	667	469,730	1,555,158
17	703	350	469,963	1,555,317
18	493	150	469,759	1,555,264
19	276	272	469,630	1,555,439
19A	146	531	469,594	1,555,314
20	0	241	469,472	1,555,395

Observación: La sección 19 corresponde a la sección del puente, no a la sección del río.
El ancho del río se estimó desde el punto inicial y final de la investigación del río.

5.1.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

(1) Procedimiento

El procedimiento para el cálculo es como se explica a continuación:

- ◆ Establecer el modelo pluvial con el uso de las secciones transversales obtenidas de la investigación, la dirección de flujo, nodos y ramales.
- ◆ Preparar la condición límite en la cuenca superior con la aplicación de la hidrografía durante el Huracán Mitch, y en la cuenca inferior con la aplicación del nivel del agua durante el Huracán Mitch.
- ◆ Determinar los parámetros hidrodinámicos.
- ◆ Calcular el nivel de agua y el caudal en cada sección a lo largo del río
- ◆ Ajustar los parámetros en el modelo con la finalidad de corregir los errores pequeños entre el nivel de agua simulado y el nivel de agua medido en algunas secciones durante el Huracán Mitch.
- ◆ Ubicar la presa al fin de la cuenca inferior del río
- ◆ Establecer la condición de flujo en la presa
- ◆ Calcular el nivel de agua y el caudal en cada sección a lo largo del río.
- ◆ Comparar los resultados entre los casos con y sin la presa.
- ◆ Resumir el impacto de la presa sobre el río.

La consideración teórica del modelo se presenta en el *Apéndice AF.1*.

(2) Cálculo de los Casos

El cálculo se hizo para 6 diferentes casos de la siguiente manera:

Tabla F.5.3 Cálculo de Casos en la Simulación Hidráulica

Caso	Presa Propuesta Los Laureles II			Estructura para Control de Sedimento	
	Presa	Sedimento	Elevación del Cauce de Río (m)	Estructura	Elevación de la cresta (m)
I	No	No	Original	No	-
II	Sí	No	1,044.5 (Solamente en el sitio de la presa)	No	-
III	Sí	Sí	1,048.0 (Del sitio de la presa a la cuenca superior)	No	-
IV-1	Sí	No	1,044.5 (Solamente en el sitio de la presa)	Sí	1,048.0
IV-2	Sí	No	1,044.5 (Solamente en el sitio de la presa)	Sí	1,049.0
IV-3	Sí	No	1,044.5 (Solamente en el sitio de la presa)	Sí	1,050.0

Observación: La elevación 1,044.5 m corresponde al nivel de la cresta del vertedor cuando las compuertas están completamente abiertas.

La elevación 1,048.0 m corresponde al nivel de sedimento de diseño.

En el Caso I, fue empleada la condición actual del río sin la presa propuesta. Se hizo la simulación usando la hidrografía durante el Huracán Mitch como datos de entrada para aclarar el nivel de agua de cada sección a lo largo del río.

En el Caso II, la presa propuesta se fijó en el extremo de la cuenca inferior. Se hizo también la simulación usando la hidrografía durante el Huracán Mitch como datos de entrada, pero el flujo en el extremo de la cuenca inferior se modificó a un flujo libre sobre una compuerta rectangular. Esta era la condición de flujo cuando se abrieron completamente las compuertas de la presa propuesta durante las inundaciones y el nivel de la cresta del vertedor era de 1,044.5m.

En el Caso III, las condiciones son básicamente iguales al Caso II, pero se tomó en cuenta el sedimento. Se supone que este sedimento sea depositado sobre el cauce total de río a la elevación de 1,048.0 m. Se considera que este nivel como el nivel de sedimento de diseño.

En el Caso IV, se propuso una estructura para el control de sedimentos en la sección No. 15 (o a una distancia de 2.84 km aproximadamente desde el extremo de la cuenca inferior de la investigación en la sección No. 0) , para proteger de la deposición de sedimentación en la cuenca inferior o en el embalse de la presa. Se propone una estructura sencilla con una elevación constante sobre la sección transversal. La verificación del impacto de esta estructura se hizo para tres casos de altura diferente, de 1,048.0 m, 1,049.0 m y 1,050.0 m.

5.1.3 PARÁMETROS Y CONDICIÓN LÍMITE

Los parámetros y la condición límite en el modelo son:

- Rugosidad de Manning, $n = 0.030$ en concordancia con la investigación sobre los materiales del cauce del río.
- En el extremo de la cuenca superior, fue usada la hidrografía durante el Huracán Mitch como la condición límite que se presenta en la siguiente gráfica.

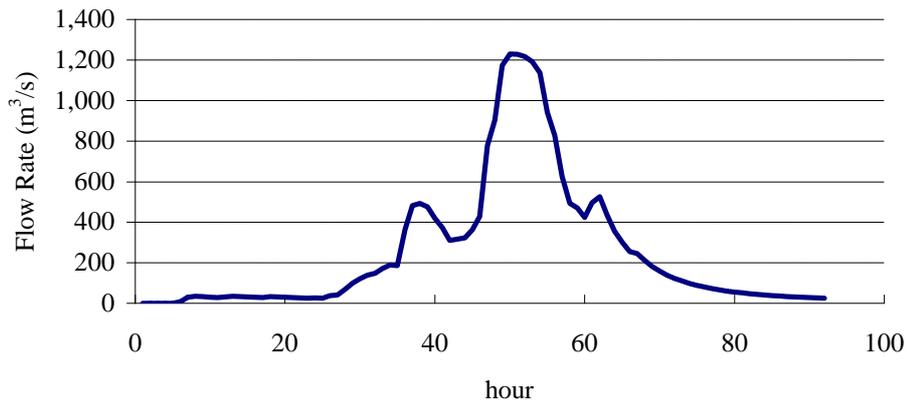


Figura F.5.1 Hidrográfia durante el Huracán Mitch

- En el extremo de la cuenca inferior, se estableció la condición límite para dos casos: con y sin la presa propuesta.
- Para el caso sin la presa, se determinó el nivel máximo de agua en 1,036.76 m (durante el Huracán Mitch)
- Para el caso con la presa propuesta, se determinó el nivel de agua usando la condición de flujo para una compuerta rectangular con las compuertas completamente abiertas. La relación entre el caudal y el nivel de agua es como se indica más abajo:

$$Q = CBH^{3/2}$$

donde, Q = caudal, m³/seg., B = ancho de la compuerta, m,
H = nivel del agua, m, C = constante

- El lapso de tiempo en el cálculo = 5 segundos

5.2 RESULTADO DE LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Se llevó a cabo la simulación hidráulica para los 6 casos como se explicó. La variación del nivel del agua se muestra en la *Figura F.5.2* y se resume como sigue:

Tabla F.5.4 Nivel de Agua según la Simulación Hidráulica

Sección Investigada	Cadenada (m)	Nivel de Agua (m)					
		Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV-1	Caso IV-2	Caso IV-3
20	0	1,056.608	1,056.653	1,056.704	1,056.657	1,056.672	1,056.715
19A	146	1,056.146	1,056.209	1,056.279	1,056.215	1,056.236	1,056.293
18	493	1,053.324	1,053.715	1,054.064	1,053.747	1,053.856	1,054.073
17	703	1,052.558	1,053.530	1,054.035	1,053.585	1,053.719	1,053.911
16	986	1,051.896	1,053.079	1,053.748	1,053.145	1,053.248	1,053.422
15	1,220	1,050.191	1,053.109	1,053.787	1,053.168	1,053.123	1,053.112
14	1,429	1,048.498	1,052.993	1,053.531	1,053.409	1,053.109	1,053.009
13	1,534	1,048.088	1,052.943	1,053.527	1,053.009	1,052.965	1,052.951
11	1,681	1,046.607	1,052.880	1,053.123	1,053.569	1,053.067	1,052.900
10	1,918	1,045.094	1,052.995	1,053.301	1,053.213	1,053.061	1,053.007
9	2,179	1,042.561	1,053.025	1,053.325	1,053.125	1,053.057	1,053.033
8	2,433	1,042.192	1,053.025	1,053.289	1,053.064	1,053.039	1,053.032
7	2,620	1,042.107	1,052.961	1,052.998	1,053.035	1,052.986	1,052.969
6	2,982	1,039.364	1,053.005	1,053.137	1,053.015	1,053.011	1,053.011
5	3,119	1,039.304	1,052.952	1,052.955	1,052.965	1,052.959	1,052.958
4	3,160	1,038.905	-	-	-	-	-
3	3,345	1,037.225	1,037.216	1,037.217	1,037.217	1,037.217	1,037.218
2	3,436	1,036.862	1,036.854	1,036.855	1,036.859	1,036.857	1,036.856
0	3,783	1,036.760	1,036.760	1,036.760	1,036.760	1,036.760	1,036.760

Note :La cadenada 146 m (sombreado) corresponde a la sección del puente Mateo
La cadenada 3,160 m corresponde a la sección de la presa propuesta Los Laureles

Los impactos de la presa propuesta se clasificaron como el impacto al puente Mateo en la cuenca superior y la subida del nivel de agua en las áreas de alrededor.

5.2.1 IMPACTO SOBRE EL PUENTE MATEO

Se llevó a cabo la simulación para el caso durante el Huracán Mitch cuando todas las compuertas estén completamente abiertas. El nivel de agua en el puente Mateo se calculó en comparación con la altura del puente Mateo. El resultado se resume así:

Tabla F.5.5 Nivel de Agua en el Puente Mateo

Caso	Descripción	Altitud (m)
I	Sin presa	1,056.146
II	Con LL II, Sin Sedimento, Sin Estructura de Trampa	1,056.209
III	Con LL II, Con Sedimento, Sin Estructura de Trampa	1,056.279
IV-1	Con LL II, Sin Sedimento, Con Estructura de Trampa en 1,048 m	1,056.215
IV-2	Con LL II, Sin Sedimento, Con Estructura de Trampa en 1,049 m	1,056.236
IV-3	Con LL II, Sin Sedimento, Con Estructura de Trampa en 1,050 m	1,056.293
Altura en el Puente Mateo		1,056.110

Observación: "LL II" se refiere a la presa propuesta Los Laureles II

Durante el Huracán Mitch, se considera que el nivel de agua en el puente Mateo obtenida del cálculo mencionado arriba es igual a la altura del puente, sujeto a una discrepancia insignificante.

Es evidente que el nivel de agua después de la construcción de la presa propuesta subiría dentro de 0.15 m en comparación con la condición sin presa.

La subida del nivel de agua provocada por la construcción de la presa se atenuaría dentro de 1,000 m en la cuenca superior desde la sección número 20 teniendo en cuenta la pendiente de la superficie del agua.

5.2.2 IMPACTO SOBRE LAS AREAS DE ALREDEDOR

Para clarificar el impacto de la construcción de una presa sobre las áreas del alrededor a lo largo del río, el nivel del agua en el río se comparó con la altura de ambas márgenes del río de la manera siguiente.

Tabla F.5.6 Cauze del Río y Altura de la Margen

Sección Investigada	Cadenada (m)	Altitud del Río (m)		
		Margen Izquierda	Cauze	Margen Derecha
20	0	1,061.54	1,051.16	1,057.00
19A	146	1,067.65	1,050.06	1,061.19
18	493	1,058.48	1,049.23	1,061.43
17	703	1,052.78	1,047.95	1,065.60
16	986	1,069.62	1,047.33	1,059.64
15	1,220	1,070.07	1,046.29	1,068.45
14	1,429	1,064.01	1,042.81	1,075.26
13	1,534	1,057.37	1,042.82	1,068.59
11	1,681	1,057.27	1,041.14	1,078.75
10	1,918	1,071.30	1,040.65	1,090.77
9	2,179	1,102.81	1,038.02	1,092.63
8	2,433	1,117.10	1,035.86	1,082.74
7	2,620	1,105.12	1,036.19	1,092.17
6	2,982	1,059.22	1,032.66	1,067.50
5	3,119	1,081.40	1,031.91	1,089.80
4	3,160	1,084.90	1,031.05	1,097.00
3	3,345	1,078.07	1,030.92	1,092.97
2	3,436	1,061.47	1,030.46	1,063.92
0	3,783	1,038.39	1,028.23	1,034.99

El nivel del agua para cada sección salvo la cedenada 703 (Sección 17) es aún más bajo que la altura de la margen derecha, o el agua permanece restringida en el curso del río.

La cadenada 703 fue verificada en la investigación haciendo referencia al mapa topográfico. Se ha revelado que existe una pequeña afluyente secada con las márgenes altas de ambos lados, y se llevó a cabo la investigación a lo largo de esta afluyente. Por lo tanto, se juzga que no ocurría inundación en esa sección.

Como resultado, se puede resumir que no habrá desborde sobre las márgenes a lo largo del río durante inundaciones después de la construcción de presa.

Las áreas inundadas durante el Huracán Mitch estimadas por la simulación después de la construcción de presa se ilustran en la *Figura F.5.3*.

5.3 OPERACIÓN DE LA PRESA PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA

Se propone aquí la operación de la presa para el abastecimiento de agua para realizar el uso óptimo del agua almacenada en el embalse.

El periodo de la operación de presa se divide en el periodo de verano y de invierno. Dependiendo de la variación de los caudales como se presentan en la siguiente figura, la temporada podrá dividirse en tres periodos; el verano (de diciembre a abril), el periodo transitorio (de mayo a noviembre) y el invierno (de junio a octubre).

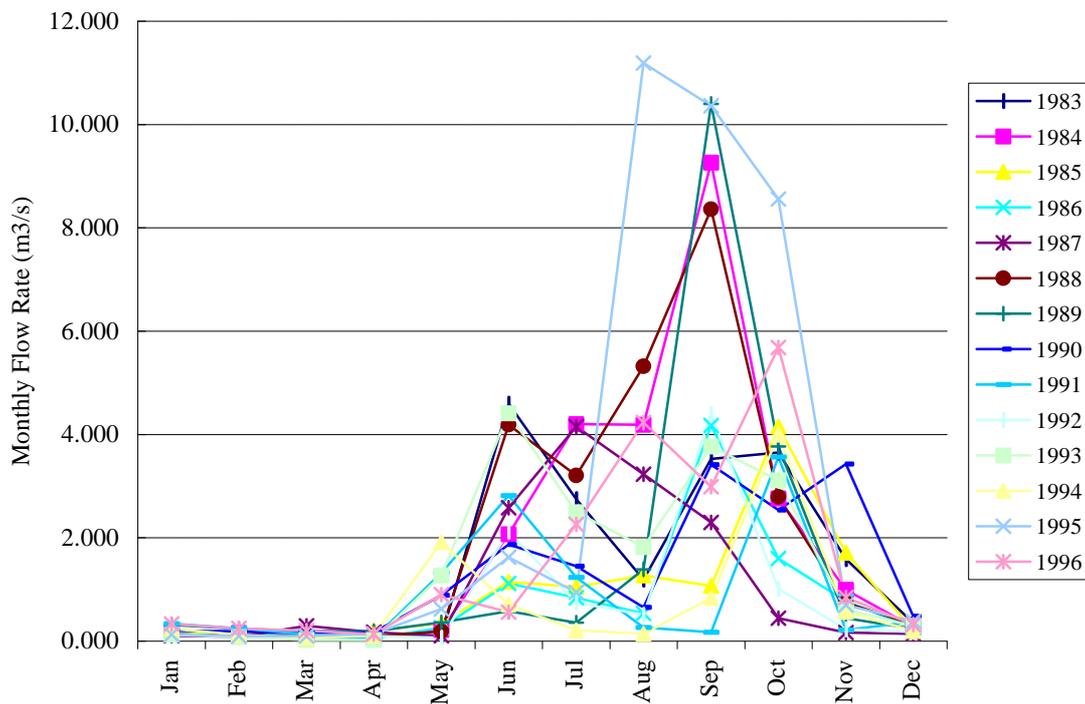


Figura F.5.4 Fluctuación Anual de Caudales en el Río Guacerique

Sin embargo, teniendo en cuenta la precipitación, mayo se incluye en el invierno, mientras noviembre en el verano. Por ende, la temporada se divide como sigue:

- Periodo de verano : Noviembre - Abril
- Periodo de invierno : Mayo - Octubre

Conforme al análisis del balance hídrico, se recomienda la operación de la presa para el abastecimiento de agua de la manera siguiente:

- (1) En el periodo de verano, la compuerta debería estar cerrada completamente para mantener el rendimiento máximo de la presa tanto existente como propuesta para el abastecimiento de agua.
- (2) En el periodo de invierno, la compuerta debería estar básicamente cerrada, el agua en exceso podrá fluirse sobre la presa existente y propuesta hacia la cuenca inferior.

Sin embargo, en caso de inundaciones severas, la compuerta deberá ser abierta antes de que llegue la inundación a la presa para permitir el flujo del agua en exceso hacia la cuenca inferior.

La fluctuación de caudales provocada por la operación de presa para mantener el rendimiento máximo de abastecimiento de agua se muestra en el *Apéndice F, Figura AF.2.2*.

5.4 OPERACIÓN DE LA PRESA PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES

Los objetivos principales de la operación de presa en caso de severas inundaciones son descargar el flujo en exceso y mantener la capacidad máxima de la presa para el verano. Por lo tanto, es indispensable obtener información sobre las inundaciones por adelantado por el sistema de pronóstico de inundaciones. Gracias a este sistema, la compuerta se operará para cumplir sus objetivos. Los temas relevantes se exponen aquí en adelante.

5.4.1 CONCEPTO DE OPERACIÓN

En base al análisis del balance hídrico, el volumen de almacenamiento de agua en la presa se mantendrá siempre en su plena capacidad durante el periodo de inundaciones. La compuerta deberá ser operada para descargar el agua en exceso y mantener la plena capacidad de almacenamiento. El presente concepto puede ser expresado de la siguiente manera:

$$\text{Entrada (Inundación)} = \text{Almacenamiento (Capacidad máxima)} + \text{Descarga (por operación de la compuerta)}$$

El almacenamiento deberá ser mantenido constante en su capacidad máxima, por lo tanto, la descarga se establecerá igual a la entrada.

La entrada proveniente de la inundación se calculará usando los datos de precipitación y el análisis precipitación - escurrimiento (análisis en tiempo real), o medido en la estación de Los Laureles.

La relación entre la altura de la compuerta y la descarga debe ser establecida para la operación.

5.4.2 PRONÓSTICO DE INUNDACIONES

El pronóstico de inundaciones se llevará a cabo usando el sistema de telemetría recientemente instalado en el puente Mateo, en la estación de Los Laureles.

En términos generales, el sistema de pronóstico de inundaciones se establece en base a tres tipos de datos, a saber:

- Datos meteorológicos
- Datos de nivel de agua
- Datos de precipitación

Los datos meteorológicos no están disponibles en la cuenca, por lo tanto, el presente pronóstico se realizará sin ellos.

El nivel de agua podrá posiblemente ser utilizado para el pronóstico de inundaciones pese a que la inundación en el puente Mateo llegaría a la presa propuesta casi inmediatamente. Se requiere un cuidadoso monitoreo de inundaciones para la operación de la compuerta.

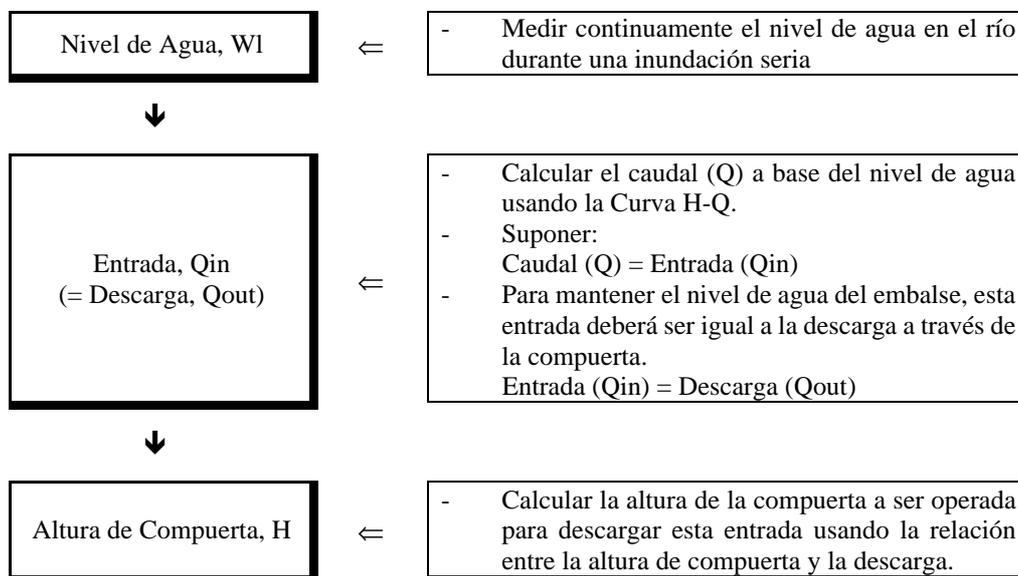
De igual manera, los datos de precipitación podrán ser útiles para el pronóstico de inundaciones, pero es indispensable el establecimiento del sistema de pronóstico de inundaciones incluyendo el análisis precipitación - escurrimiento en tiempo real.

El establecimiento del sistema de pronóstico de inundaciones usando los datos de precipitación y el nivel del agua, y sus ventajas y desventajas se explican a continuación.

(1) Pronóstico de Inundaciones y Operación de la compuerta usando los Datos del nivel del agua

1) Proceso

Se propone el proceso del pronóstico de inundaciones usando los datos de nivel de agua y la operación de la compuerta de la manera siguiente.:



El tiempo de llegada de la inundación desde el puente Mateo hasta la presa propuesta se estima en 30 minutos según la simulación hidráulica.

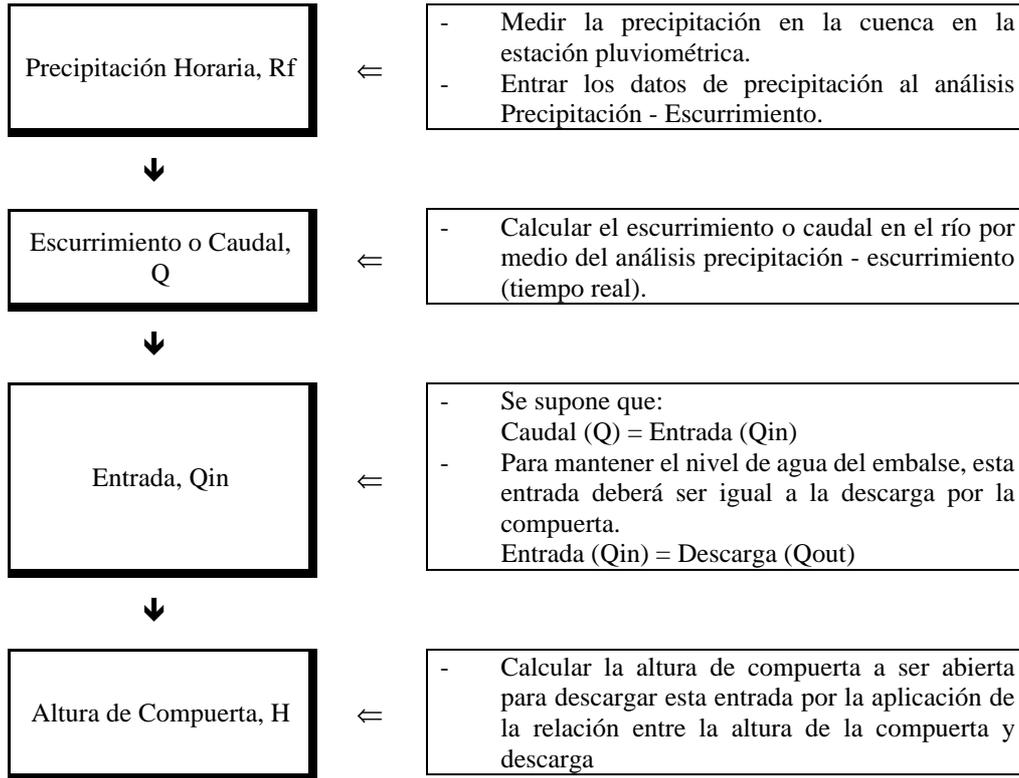
2) Tiempo de Llegada de la Inundación

Cuando la ola de la inundación llega al fin del embalse, la ola es transmitida río abajo a una velocidad equivalente a la raíz cuadrada de gh (g ; aceleración de gravedad y h ; profundidad media del agua). tomando el lado seguro, se asume que la ola de la inundación llega al sitio de la presa desde el fin del embalse en tiempo cero.

(2) Pronóstico de Inundaciones y Operación de la Compuerta usando los Datos de Precipitación

1) Proceso

Se propone el proceso del pronóstico de inundaciones usando los datos de precipitación y la operación de la compuerta como se muestra a continuación



La relación entre la precipitación y el caudal se muestra en el Capítulo 2.

2) Caudal y Precipitación Acumulada durante el Huracán Mitch

Es necesario investigar la relación entre la precipitación y el caudal para el pronóstico de inundaciones usando los datos de precipitación. La cantidad acumulada de precipitación horaria debe ser utilizada para identificar la escala de la inundación y determinar el nivel de pronóstico de inundaciones.

El caudal y la precipitación acumulada durante el Huracán Mitch se utilizan para determinar la escala de la inundación como se ilustra en la siguiente figura.

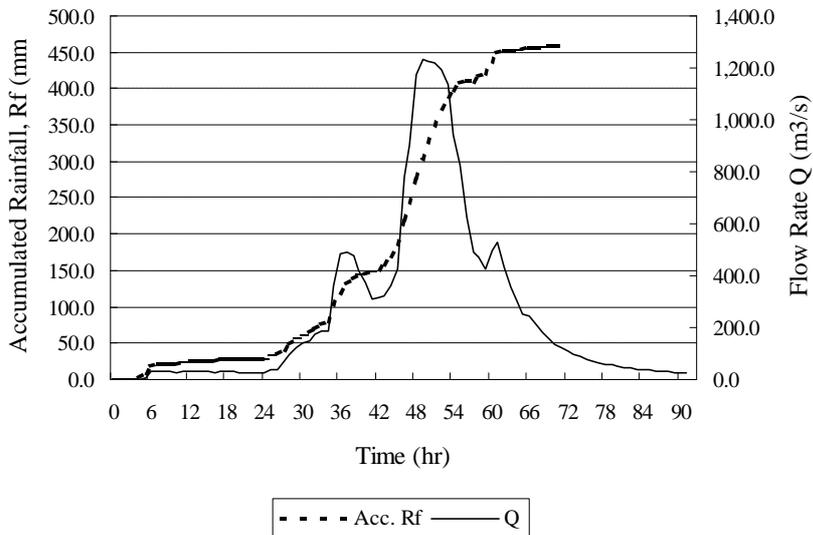


Figura F.5.5 Relación entre el Caudal y la Precipitación Acumulada

La hidrografía de arriba indica que la precipitación acumulada que fluctúa entre 50 y 100 mm puede provocar una inundación de pequeña escala, mientras que la mayor de 200 mm podrá provocar una inundación en gran escala.

Este análisis puede ser utilizado como referencia para el pronóstico de inundaciones.

3) Tiempo de concentración de la inundación

El tiempo de concentración de la inundación se define como la diferencia de tiempo entre la precipitación pico y el caudal pico en el río. Este valor puede calcularse usando algunas hipótesis. Sin embargo, debe ser determinado haciendo referencia al registro actual de datos horarios y al análisis precipitación - escurrimiento en tiempo real.

En base a la ecuación desarrollada por el Ministerio de la Construcción, Japón, la relación entre el tiempo de concentración, la longitud del río y la pendiente se expresa así:

$$t_c = 1.67 \times 10^{-3} \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.7}$$

donde t_c = tiempo de concentración, hr, L = distancia (m), S = pendiente

La distancia L , se define como la distancia más larga desde la barrera de la cuenca del río hasta el punto de control en la presa Los Laureles. Y, la pendiente S , corresponde a la pendiente del río o de la cuenca.

El tiempo de concentración se calculó como se indica en el siguiente Tabla.

Tabla F.5.7 Tiempo de Concentración en la Cuenca del Río Guacerique

Parámetros	Unidad	Valor
L	m	2,700
S	-	1/50
tc	hora	8

Merece mencionar que dicho cálculo constituye una estimación aproximada consultando un mapa topográfico a escala 1-50,000 y con las constantes tomadas de una cuenca de río similar.

(3) Comparación

1) Pronóstico de inundaciones usando los Datos del Nivel del Agua

Ventajas:

- El pronóstico es confiable por haber llegado en realidad la misma inundación y
- No es necesaria una nueva inversión si se utiliza la estación existente Los Laureles en puente Mateo.

Desventajas:

- Si se usa la estación existente Los Laureles, el tiempo para el pronóstico es muy corto.
- Se requiere mayor mano de obra, debido a que el tiempo de llegada es corto, lo cual exige una intensa atención para observar la inundación.
- En caso de que hubiera un cambio de condiciones inmediato, la operación no podrá cambiar a tiempo.

2) Pronóstico de inundaciones usando los datos de precipitación

Ventajas:

- El tiempo para el pronóstico es largo en el orden de varias horas.
- Habrá más tiempo para la preparación de contramedidas urgentes y ajuste de la compuerta.

Desventajas:

- Existe incertidumbre en el pronóstico.
- Se requiere un sistema nuevo de pronóstico con el análisis en tiempo real.
- Es costoso establecer un sistema nuevo.

De la comparación expuesta arriba, se recomienda.

- En la actualidad, la estación de Los Laureles constituye la única estación de telemetría dentro de la cuenca. Por lo tanto, esta estación debe ser utilizada para el pronóstico de inundaciones. Se requiere establecer un sistema de procesamiento y transmisión de datos para conectarla con otras estaciones y con la presa.
- Nuevas estaciones hidrométricas deberán ser instaladas en la cuenca superior del Río Guacerique, Quebra Montes y el Río Mateo. Los datos deben ser tomados en forma continua de ahora en adelante.
- Teniendo en cuenta el área de drenaje, es indispensable establecer nuevas estaciones pluviométricas en la cuenca superior. Las nuevas estaciones deben ser enlazadas con la estación existente para el procesamiento de datos dentro de la cuenca total.

5.4.3 OPERACIÓN DE LA COMPUERTA

Las compuertas deberán ser abiertas completamente y consecutivamente una por una desde las compuertas ubicadas en la parte central (compuertas No. 2 y No. 3) hacia ambas orillas (compuertas No. 1 y No.4) durante la inundación.

El caudal por la compuerta se calculó de acuerdo con la ecuación de energía según sigue:

$$Q = C_c a B \sqrt{\frac{2g(h_0 - C_c a)}{1 - (C_c a / h_0)^2}}$$

donde Q = caudal, m³/seg., B = ancho de la compuerta = 34.4 m,

h_0 = nivel del agua desde la superficie del agua al centro de la compuerta, m,

C_c = constante = 0.61 a = altura de la abertura de la compuerta, m

La relación entre la altura de la compuerta y la descarga se muestra en la siguiente figura.

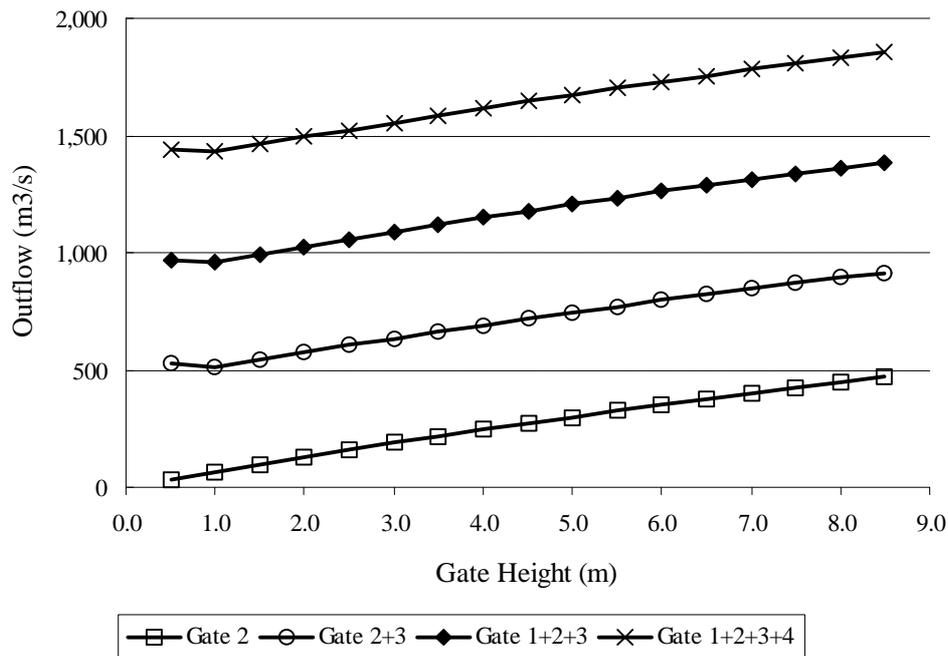


Figura F.5.6 Relación entre la Altura de la Compuerta y el Desagüe

5.4.4 IMPACTO DE LA ABERTURA DE LA COMPUERTA

(1) Impacto sobre el Nivel del Agua en la Cuenca Superior

Se averiguó el impacto sobre la cuenca superior de la abertura de la compuerta durante inundaciones severas.

Se llevó a cabo la simulación hidráulica con la aplicación del mismo modelo de simulación de la sección anterior. Con el fin de verificar el impacto cuando las compuertas estén subiendo durante la inundación, se establecieron las condiciones límites en la cuenca superior e inferior como se explica a continuación.

- La inundación durante el Huracán Mitch llegó al puente Mateo.
- Se observó la hidrografía en la estación de Los Laureles, al lado del puente.
- Todas las compuertas (4 con un ancho de 8.6 m cada una) fueron abiertas simultáneamente, y
- Las compuertas suben a una velocidad de 0.3 m/min.

Para comparación, se eligieron los casos de cálculo en la sección anterior, el Caso II y el Caso IV-3. Cada caso se realizó para dos condiciones de límites diferentes según sigue.

- Las compuertas fueron abiertas completamente (F).
- Las compuertas suben (M)

Los casos de cálculo se resumen en el siguiente tabla.

Tabla F.5.8 Casos de Cálculo para el Impacto de la Abertura de la Compuerta

Casos	Condición de la compuerta	Presa Propuesta Los Laureles II			Estructura de Trampa de Sedimento	
		Presa	Sedi--mento	Altura del Cauce del río (m)	Estructura	Altura (m)
II (F)	Completamente abierta	Sí	No	1,044.5	No	-
II (M)	Está subiendo					
IV-3 (F)	Completamente abierta	Sí	No	1,044.5	Sí	1,050.0
IV-3 (M)	Está subiendo					

Observación: Estos dos casos son básicamente los mismos que la simulación en la sección anterior, pero la condición de límite en el sitio de la presa propuesta es diferente.

El resultado de la simulación en comparación con el caso cuando todas las compuertas están completamente abiertas, se resume en el siguiente Tabla.

Tabla F.5.9 Nivel de Agua con Diferente Condición de Compuerta

Sección Investigada	Cadenada (m)	Nivel de Agua (m)			
		Compuertas completamente abiertas		Se suben las compuertas	
		II (F)	IV-3 (F)	II (M)	IV-3 (M)
20	0	1,056.653	1,056.715	1,056.653	1,056.715
19A	146	1,056.209	1,056.293	1,056.209	1,056.293
18	493	1,053.715	1,054.073	1,053.716	1,054.074
17	703	1,053.530	1,053.911	1,053.532	1,053.912
16	986	1,053.079	1,053.422	1,053.081	1,053.423
15	1,220	1,053.109	1,053.112	1,053.111	1,053.115
14	1,429	1,052.993	1,053.009	1,052.995	1,053.011
13	1,534	1,052.943	1,052.951	1,052.946	1,052.954
11	1,681	1,052.880	1,052.900	1,052.882	1,052.904
10	1,918	1,052.995	1,053.007	1,052.998	1,053.010
9	2,179	1,053.025	1,053.033	1,053.028	1,053.036
8	2,433	1,053.025	1,053.032	1,053.027	1,053.034
7	2,620	1,052.961	1,052.969	1,052.964	1,052.972
6	2,982	1,053.005	1,053.011	1,053.007	1,053.013
5	3,119	1,052.952	1,052.958	1,052.955	1,052.961
4	3,160	-	-	-	-
3	3,345	1,037.216	1,037.218	1,037.216	1,037.218
2	3,436	1,036.854	1,036.856	1,036.854	1,036.856
0	3,783	1,036.760	1,036.760	1,036.760	1,036.760

Observación: La cadenada 146 m (sombreado) corresponde a la sección en el puente Mateo
La cadenada 3,160 m corresponde a la sección en la presa propuesta Los Laureles

El resultado indica que es mínima la diferencia del nivel de agua entre el caso cuando las compuertas están completamente abiertas y el caso cuando las compuertas están subiendo.

Esto indica que cuando llega la inundación al puente Mateo, en caso de que las compuertas sean abiertas simultáneamente, no habrá un impacto significativo de agua estancada sobre la cuenca superior en comparación con el caso de que las compuertas estén abiertas antes de la llegada de la inundación.

(2) Impacto sobre el nivel del agua del embalse

La variación del nivel de agua del embalse fue investigada en el caso cuando la inundación llega y la compuerta está siendo abierta. En este caso se asumió que la ola de la inundación llega al sitio de la presa desde el fin del embalse en tiempo cero. También se asumió que el retardo de la apertura de la compuerta es 30 minutos después de recibir la información de la descarga del flujo de entrada. El tiempo necesario para la operación de la compuerta es 10 minutos.

El resultado del cálculo se muestra en la Figura F.5.7. El nivel del agua del embalse fluctúa y el nivel máximo del agua del embalse es 1053.1 m.

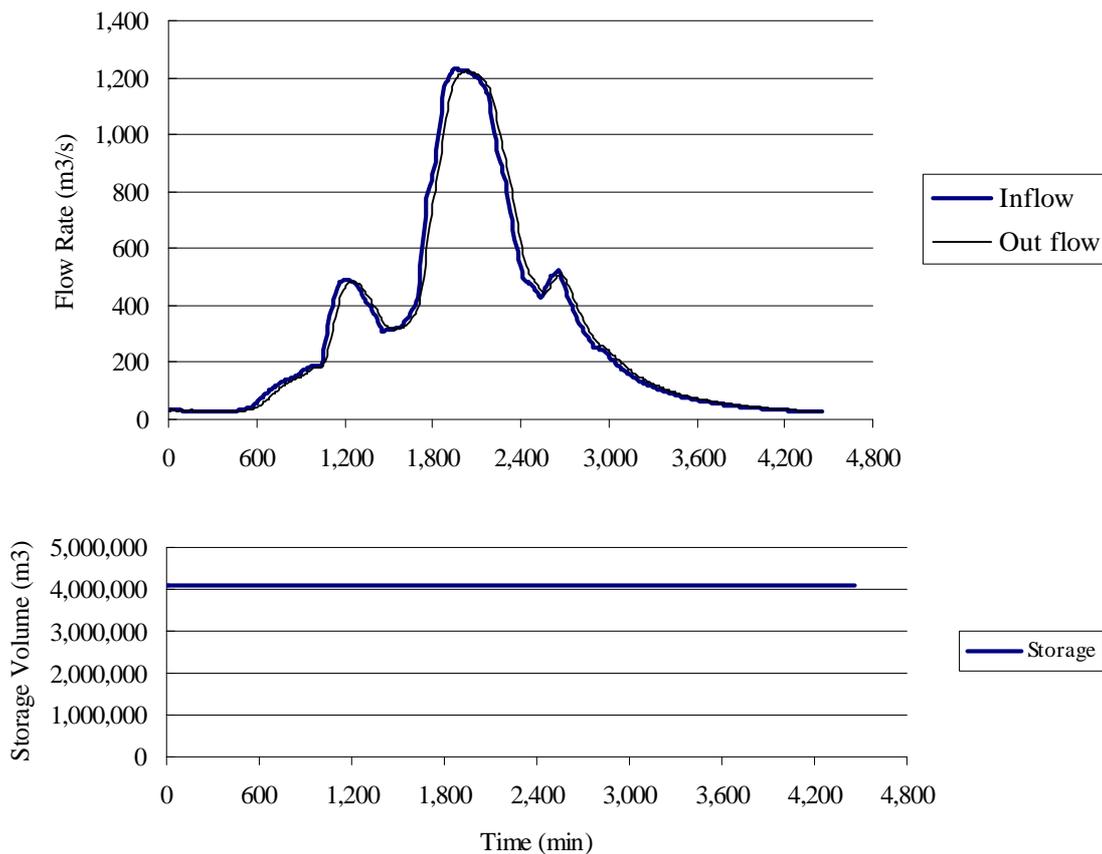


Figura F.5.7 Hidrográf a del Flujo de Entrada/Salida y del Cambio del Nivel del Agua del Embalse

Tabla F.5.1 Coordenadas de las Secciones Controladas en el Río Guacerique

Sección	Punto Inicial			Punto Final			Cadenada km
	X	Y	Z	X	Y	Z	
0	472,174	1,555,105	-	472,172	1,555,041	-	3.783
2	471,858	1,555,182	-	471,796	1,554,973	-	3.436
3	471,695	1,554,877	-	471,781	1,555,235	-	3.345
4	471,596	1,554,864	2,148.65	471,682	1,555,299	2,160.45	3.160
5	471,571	1,554,423	1,038.39	471,663	1,555,308	1,063.73	3.119
6	471,397	1,555,076	1,067.50	471,566	1,554,617	1,059.22	2.982
7	471,050	1,554,894	1,092.17	471,223	1,554,582	1,105.12	2.620
8	470,826	1,555,067	1,083.47	471,086	1,554,510	1,117.10	2.433
9	470,668	1,555,018	1,092.83	470,768	1,554,382	1,102.81	2.179
10	470,539	1,554,843	1,090.83	470,375	1,554,567	1,071.23	1.918
11	470,186	1,554,703	1,057.27	470,291	1,554,884	1,057.20	1.681
13	470,192	1,554,904	1,077.13	469,990	1,554,657	1,057.37	1.534
14	470,165	1,554,938	1,075.26	469,883	1,554,785	1,064.01	1.429
15	469,757	1,554,893	1,070.07	470,122	1,555,210	1,068.45	1.220
16	469,474	1,554,945	1,069.62	469,987	1,555,371	1,059.64	0.986
17	469,836	1,555,198	1,052.78	470,090	1,555,438	1,066.33	0.703
18	469,750	1,555,190	1,058.48	469,769	1,555,339	1,060.46	0.493
19	469,599	1,555,307	1,062.27	469,662	1,555,571	1,559.85	Puente
19A	469,532	1,555,057	1,064.58	469,657	1,555,573	1,059.85	0.146
20	469,440	1,555,280	1,057.53	469,505	1,555,511	1,057.09	0.000

Perfil Longitudinal del Nivel de Agua

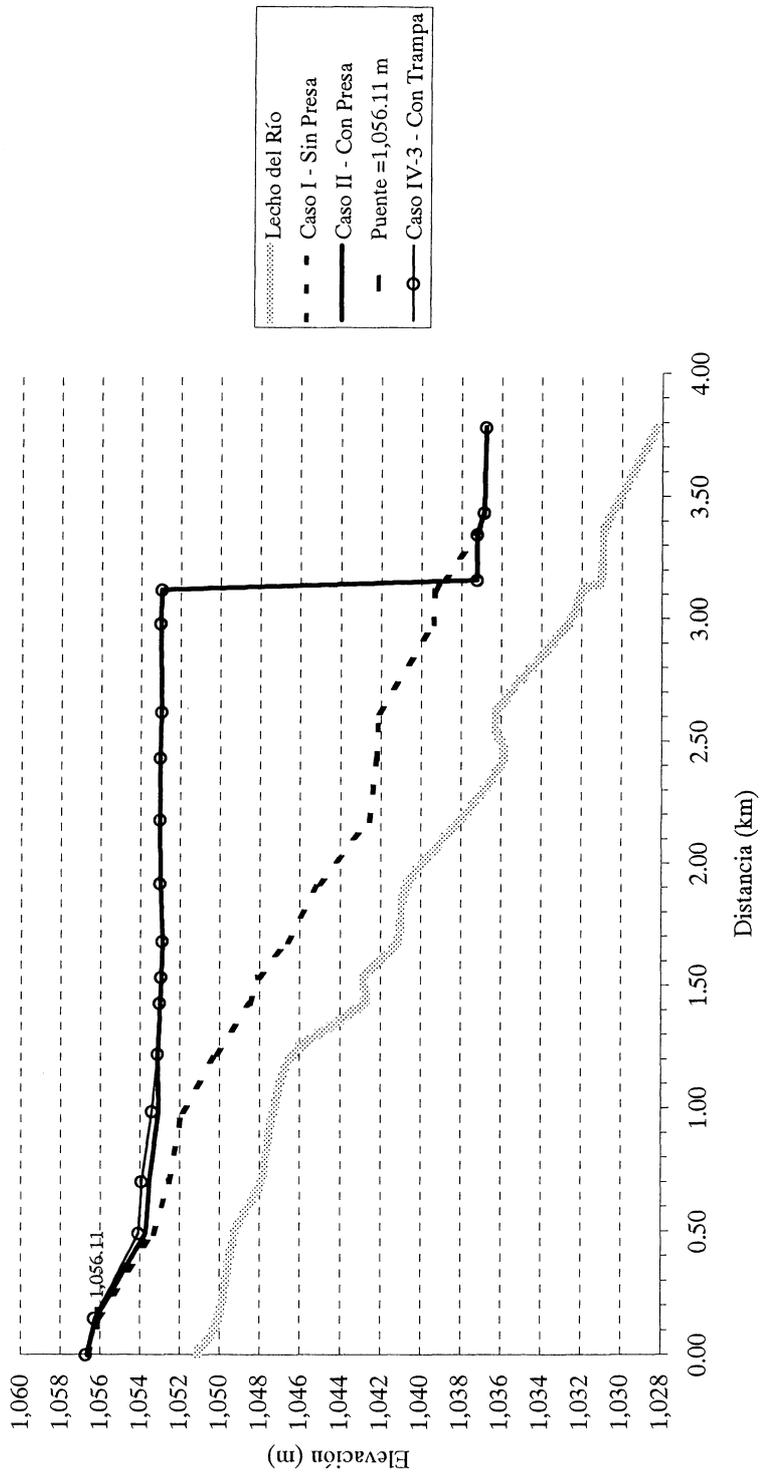


Figura F.5.2

Perfil Longitudinal de Nivel de Agua según la Simulación Hidráulica

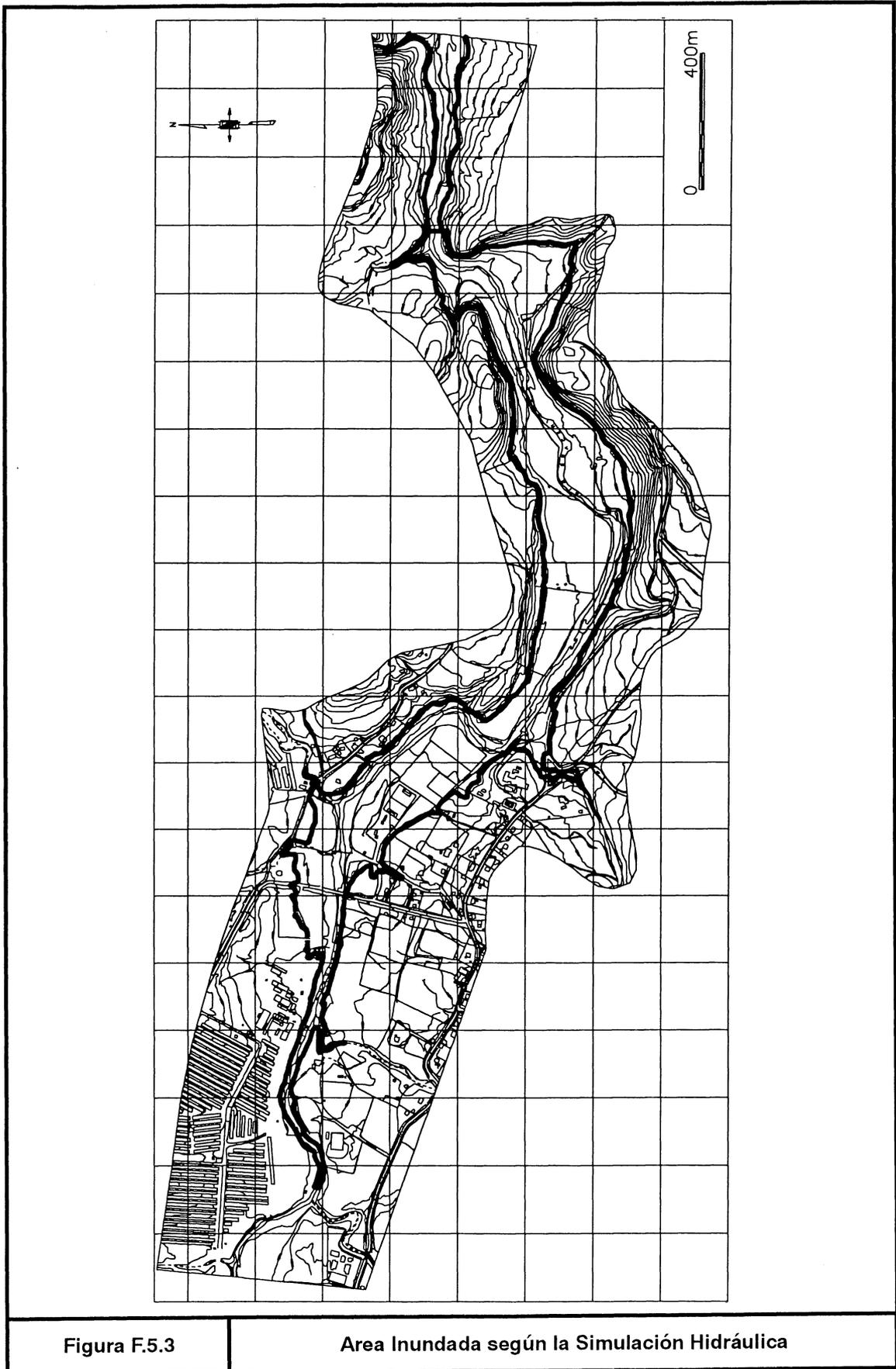


Figura F.5.3

Area Inundada según la Simulación Hidráulica

6. BIBLIOGRAFÍA

- 1). “Lote 3 : Actualización del Plan Maestro de Abastecimiento de Agua Potable de Tegucigalpa” por SANAA in 1989.
- 2). “Diagnóstico de Las Obras de Captación del Sistema de Abastecimiento Hídrico de Tegucigalpa” por SANAA in 1999.
- 3). “Registro de Precipitación y Temperatura” por Servicio Meteorológico Nacional, 1999.
- 4). “Mapas Topográficos” por Instituto Geográfico Nacional, 2000
- 5). “Manual on River Works in Japan” por Ministerio de Construcción, Japón, 1998.

INFORME DE APOYO

APÉNDICE F

APÉNDICE F.1
ENFOQUE TEÓRICO

APÉNDICE F.1 ENFOQUE TEÓRICO

AF.1.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

(1) Enfoque Teórico

Se aplica el método estándar Gumbel para analizar la relación entre la precipitación o el caudal y su periodo de retorno. Las ecuaciones básicas se indican a continuación.

$$T = \frac{1}{P(x)} = \frac{1}{1-F(x)} \quad (\text{F.1.1})$$

En donde T = periodo de retorno, año

$P(x)$ = Probabilidad de Excedencia

$F(x)$ = Probabilidad de Non-excedencia

x = Precipitación máxima o caudal para cada año, mm o m³/s

De una serie de los datos x , $F(x)$ podrá ser calculado con la aplicación del Método Hazen o el Método Weibull como sigue:

$$F(x) = 1 - \frac{j}{N+1} \quad (\text{F.1.2})$$

en donde j = Orden de x_j del máximo

N = Número total de las series de datos

Del $F(x)$ arriba, los parámetros nuevos x y y se definen como sigue:

$$F(x) = 1 - \exp(-e^{-y}) \quad (\text{F.1.3})$$

$$y = -\ln\{-\ln F(x)\} = a(x - x_0) \quad (\text{F.1.4})$$

en donde a y x_0 se calcularán conforme a la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{a} = \frac{S_x}{S_y} \quad (\text{F.1.5})$$

$$x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{a}\right)\bar{y} \quad (\text{F.1.6})$$

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}, \quad S_y = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2} \quad (\text{F.1.7})$$

$$F(x) = 1 - \exp(-e^{-y}) = 1 - \frac{j}{N+1} \quad (\text{F.1.8})$$

en donde \bar{x} , \bar{y} = Valor medio de las series de datos x y y

La relación entre la precipitación o caudal y el periodo de retorno se convertirá en la

siguiente ecuación: $x = x_0 + \left(\frac{1}{a}\right)y$
(F.1.9)

$$y = -\ln\{\ln T - \ln(T-1)\} \quad (\text{F.1.10})$$

en donde x_0 y a son los nuevos parámetros

(2) Arreglo de Datos

Los datos usados como la entrada al modelo son como sigue

Precipitación máxima (generalmente la horaria) o caudal para cada año

El cuadro de los parámetros estándar para el método Gumbel (la relación entre el número de ejemplos, el promedio \bar{y} y la derivación estándar S_y)

AF.1.2 ANÁLISIS PRECIPITACIÓN - ESCURRIMIENTO

(1) Enfoque Teórico

Se aplica el método de la Función de Almacenamiento para aclarar la relación entre la precipitación y el escurrimiento. Las ecuaciones básicas son como sigue:

$$r_e - q_t = \frac{ds_t}{dt} \quad (\text{F.2.1})$$

$$s_t = kq_t^p \quad (\text{F.2.2})$$

en donde q_t = descarga, mm

r_e = Precipitación media en la cuenca, mm

s = almacenamiento, mm

t = tiempo, s

La ecuación arriba podrá ser simplificada y discretizada en la manera siguiente:

$$q_t \rightarrow q, s_t \rightarrow s \quad (\text{F.2.3})$$

$$r_{e,t} - \frac{q_{t-\Delta t} + q_t}{2} = \frac{s_t - s_{t-\Delta t}}{\Delta t} \quad (\text{F.2.4})$$

$$\frac{s_t + q_t}{\Delta t + 2} = \left(\frac{s_{t-\Delta t} - q_{t-\Delta t}}{\Delta t} \right) + r_{e,t} \quad (\text{F.2.5})$$

Se empleó el método Newton – Ralpson para calcular dicha ecuación suponiendo $f(q)$ que:

$$f(q) = aq^p + bq + C = 0 \quad (\text{F.2.6})$$

Con el uso de 2nd orden de las series de Tayler, el derivativo de $f(q)$ es:

$$f'(q_1) = paq_1^{p-1} + b \quad (\text{F.2.7})$$

Por lo tanto, la ecuación Newton – Ralpson podrá ser expresada así:

$$y - f(q_1) = (paq_1^{p-1} + b) \times (q - q_1) \quad (\text{F.2.8})$$

$$q_i = q_{i-1} - \frac{aq_{i-1}^p + bq_{i-1} + c}{paq_{i-1}^{p-1} + b} \quad (\text{F.2.9})$$

De esta ecuación, q_i puede ser calculado de q_{i-1} . El programa elegirá el mejor valor de q_i que hace:

$$y - f(q_1) = 0 \quad (\text{F.2.9})$$

(2) Arreglo de Datos

Los datos usados como la entrada para el modelo son:

El patrón de precipitación sintética por cada periodo de retorno

Los parámetros necesarios in el modelo (k, p y el área de la cuenca de drenaje)

AF.1.3 SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Los datos sobre el nivel de agua y el caudal son disponibles en las estaciones hidrométricas en la cuenca. La hidrografía se calcula y se usa como una condición de límite. Un programa de flujo inconsistente, MIKE11, desarrollado por Danish Hydraulic Institute (DHI), es usado para simular el flujo a lo largo del río.

(1) Enfoque Teórico

El programa podrá ser usado para resolver las ecuaciones verticalmente integradas de la conservación de continuidad y momento (denominado generalmente como “La ecuación de Saint Venant”) para el fluido incompresible y homogéneo. Las ecuaciones gobernantes básicas son:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (\text{F3.1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (\text{F3.2})$$

en donde Q = caudal, m³/s

A = superficie de flujo, m²

q = entrada lateral, m²/s

h = dato de fase de arriba, m

C = coeficiente de resistencia Chezy, m^{1/2}/s

R = radio hidráulico, m

α = coeficiente de distribución de momento

g = aceleración de gravedad, m/s²

t, x = El eje de tiempo, s, y distancia, m, respectivamente

Estas ecuaciones se transforman en una serie de las ecuaciones de diferencia infinita en el cuadrículado computacional que consiste en los Q -puntos alternos (caudal) y h -puntos (nivel de agua). Las ecuaciones transformadas son como se presenta abajo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{(Q_{j+1}^{n+1} + Q_{j+1}^n)}{2} - \frac{(Q_{j-1}^{n+1} + Q_{j-1}^n)}{2}}{\Delta 2x_j} \quad (\text{F3.3})$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = b_s \frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{(h_j^{n+1} - h_j^n)}{\Delta t} \quad (\text{F3.4})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{(Q_j^{n+1} - Q_j^n)}{\Delta t} \quad (\text{F3.5})$$

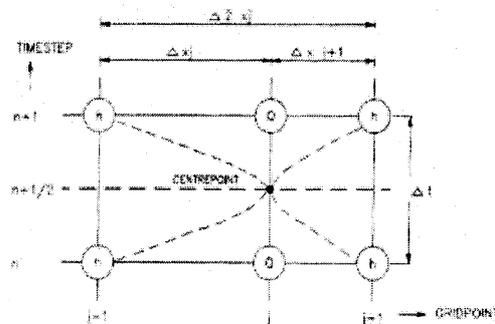
$$\frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} \approx \frac{\left(\left[\alpha \frac{Q^2}{A} \right]_{j+1}^{n+\frac{1}{2}} - \left[\alpha \frac{Q^2}{A} \right]_{j-1}^{n+\frac{1}{2}} \right)}{\Delta 2x_j} \quad (\text{F.3.6})$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{\frac{(h_{j+1}^{n+1} + h_{j+1}^n)}{2} - \frac{(h_{j-1}^{n+1} + h_{j-1}^n)}{2}}{\Delta 2x_j} \quad (\text{F.3.7})$$

en donde b_s = ancho de río, m

n, j = tiempo y paso de distancia

El diagrama esquemático del incremento de tiempo y distancia es como se ilustra a continuación:



(2) Arreglo de Datos

Los datos usados para la entrada al modelo son:

El cuadrículado preparado conforme a la investigación sobre río para la red pluvial

Coordenadas de las secciones transversales de río

Datos de cauce y materiales de río

La condición de límite, en este caso la hidrografía en el extremo de la cuenca superior y el nivel de río en el extremo de la cuenca inferior

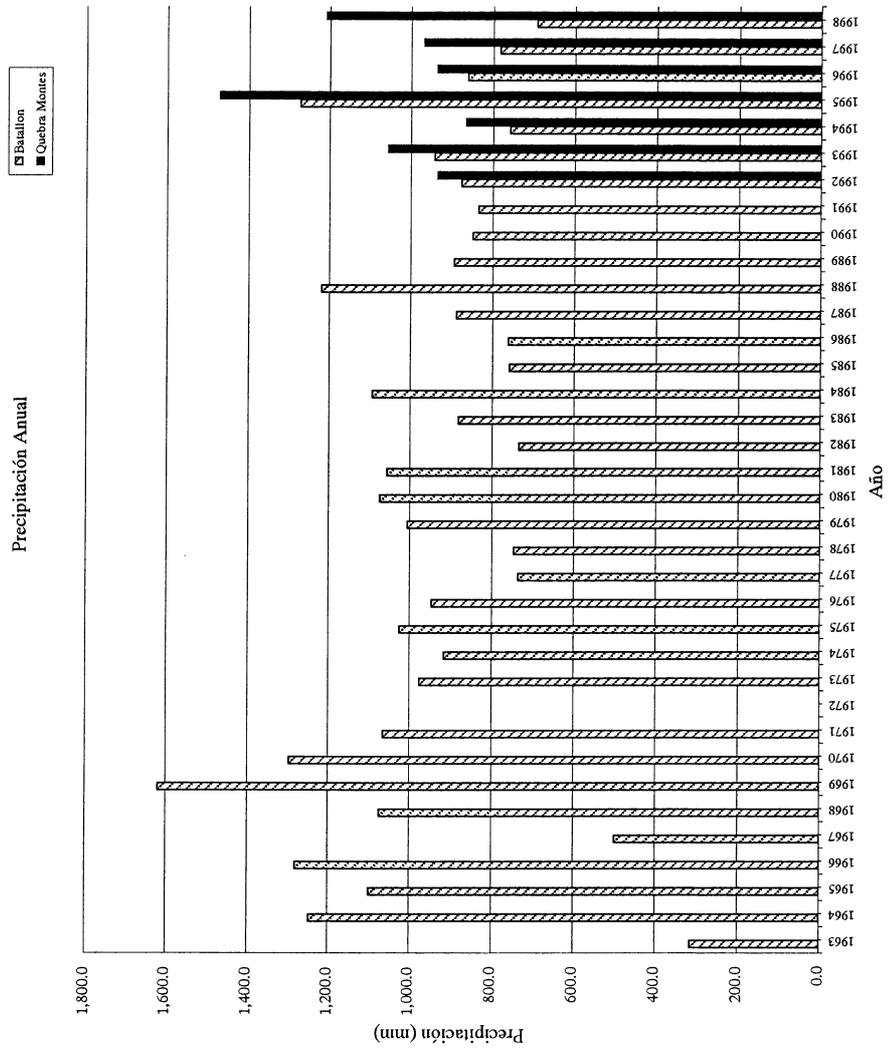
APÉNDICE F.2

DATOS COMPLEMENTARIOS SOBRE

LA CUENCA DEL RÍO GUACERIQUE

Tabla AF.2.1 Precipitación Anual en la Cuenca del Río Guacerique

Año	Precipitación (mm)	
	Batallon	Q.Montes
1963	315.5	
1964	1,247.7	
1965	1,099.8	
1966	1,280.7	
1967	499.8	
1968	1,075.0	
1969	1,619.5	
1970	1,296.1	
1971	1,065.3	
1972	0	
1973	977.1	
1974	915.8	
1975	1,026.0	
1976	947.0	
1977	736.4	
1978	746.6	
1979	1,005.8	
1980	1,074.5	
1981	1,057.2	
1982	733.9	
1983	882.0	
1984	1,093.5	
1985	757.6	
1986	761.3	
1987	887.9	
1988	1,218.7	
1989	893.5	
1990	847.9	
1991	834.9	
1992	876.2	935.1
1993	942.7	1,056.9
1994	758.2	866.5
1995	1,272.9	1,472.2
1996	862.2	937.0
1997	782.6	970.0



**Tabla AF.2.2 Descarga Máxima, Mínima y Media
en la Cuenca del Río Guacerique**

Año	Cuenca del Río Guacerique							
	Estación Guacerique II				Estación Quebra Montes			
	Descarga (m ³ /s)			Anual (m ³ /año)	Descarga (m ³ /s)			Anual (m ³ /año)
	Max	Min	Media		Max	Min	Media	
1970								
1971								
1972								
1973								
1974								
1975								
1976								
1977								
1978								
1979								
1980								
1981								
1982	171.000	0.062	0.997	31,451,904				
1983	217.000	0.029	1.524	48,071,376				
1984	42.300	0.075	2.049	64,609,380				
1985	14.400	0.043	0.956	30,151,044				
1986	38.900	0.038	0.852	26,881,812				
1987	57.500	0.030	1.130	35,625,168				
1988	125.700	0.041	2.174	68,543,496				
1989	40.000	0.075	1.523	48,031,956				
1990	25.200	0.036	1.293	40,765,536				
1991	69.200	0.031	0.865	27,293,388	10.900	0.059	0.489	15,415,370
1992	72.529	0.011	0.794	25,037,627	9.270	0.040	0.436	13,754,952
1993	32.300	0.021	1.527	48,170,127	4.840	0.053	0.757	23,862,240
1994	137.000	0.048	0.754	23,783,755	4.390	0.055	0.330	10,392,545
1995	99.400	0.098	2.942	92,791,383	5.020	0.108	0.819	25,830,421
1996	39.600	0.024	1.521	47,969,510				
Promedio	78.802	0.044	1.393	43,945,164	6.884	0.063	0.566	17,851,106

Tabla AF.2.3 Precipitación Máxima Diaria y Anual en la Estación Toncontin

Año	Precipitación (mm)	
	Max. Diaria	Anual
1951	76.20	786
1952	61.20	1,146
1953	47.80	823
1954	54.40	1,173
1955	49.80	1,274
1956	44.20	689
1957	63.20	779
1958	78.70	972
1959	109.00	944
1960	45.50	962
1961	53.10	774
1962	93.00	1,066
1963	47.80	883
1964	69.30	893
1965	77.20	766
1966	79.20	1,047
1967	46.20	641
1968	83.30	1,025
1969	45.00	1,199
1970	65.20	1,003
1971	46.70	750
1972	34.30	453
1973	60.50	1,078
1974	68.10	861
1975	86.00	995
1976	44.50	750
1977	74.50	776
1978	57.60	731
1979	78.10	1,180
1980	62.30	996
1981	54.40	1,113
1982	49.20	718
1983	49.40	719
1984	94.40	1,084
1985	39.90	610
1986	41.00	503
1987	66.10	693
1988	82.00	1,264
1989	36.90	878
1990	73.10	675
1991	38.30	595
1992	54.10	728
1993	43.10	949
1994	75.70	564
1995	56.60	1,146
1996	73.00	889
1997	94.80	835
1998	120.40	1,180
1999	53.00	870

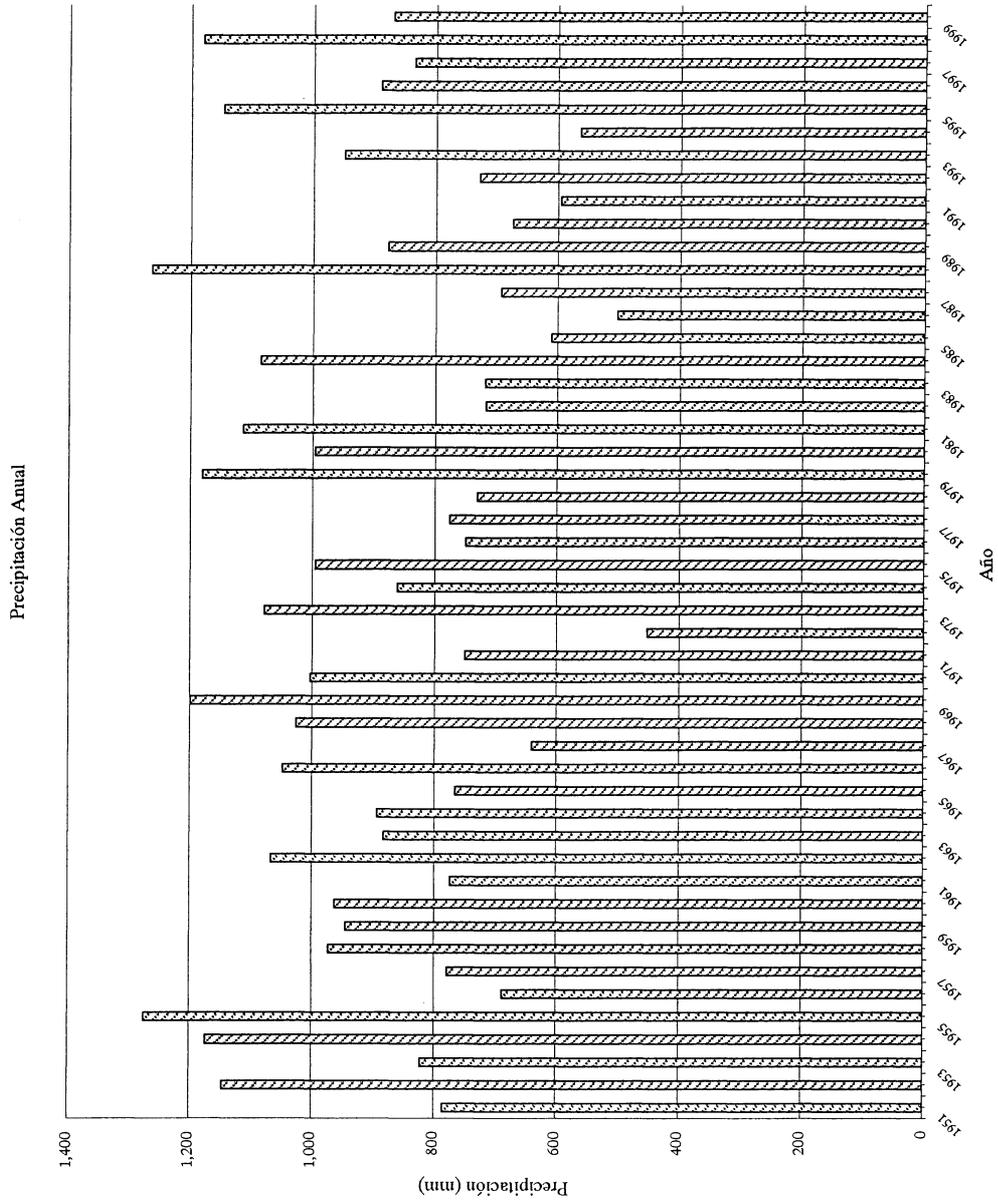


Tabla AF.2.4 Descarga Mínima Anual en el Río Guacerique

Año	Descarga Min.
1982	0.062
1983	0.023
1984	0.076
1985	0.043
1986	0.022
1987	0.030
1988	0.041
1989	0.075
1990	0.036
1991	0.031
1992	0.011
1993	0.021
1994	0.048
1995	0.098
1996	0.024

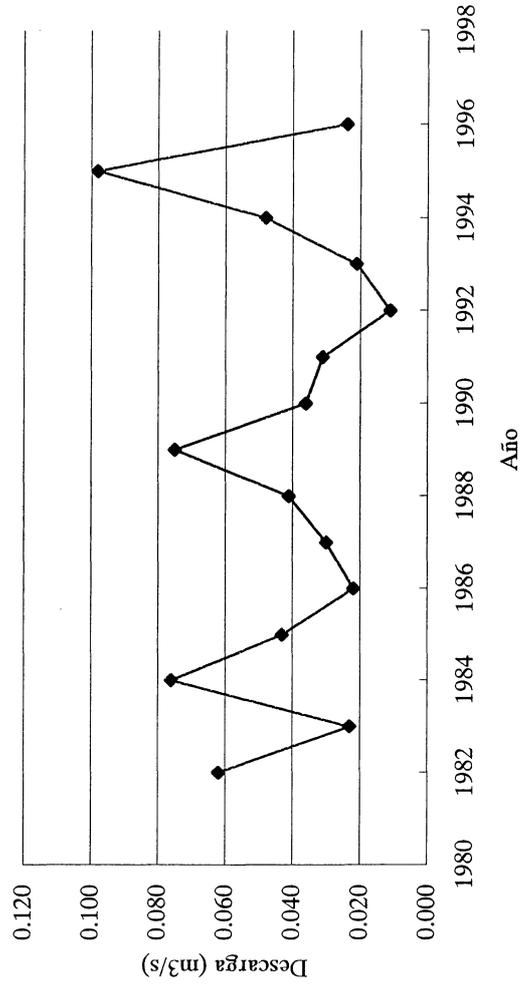


Tabla AF.2.5 Curvas A-V para las Presas Existentes y Propuestas del Area de Estudio

Ecuación de la Curva A-V

$$V = aH^4 + bH^3 + cH^2 + dH + e$$

V = Volumen de Almacenamiento, m³

H = Nivel de agua, m

1. Presa Existente Los Laureles	
1. Plan original, sin sedimentación	
a =	16.29537770221940
b =	-66,119.90231596630
c =	100,612,634.0234170
d =	-68,047,131,006.38210
e =	17,259,022,436,912.70
2. Plan modificado con sedimentación	
a =	4.064967057776810
b =	-16,361.1722885303000
c =	24,700,283.232502100
d =	-16,576,913,699.0335000
e =	4,172,835,710,490.38000
2. Presa Propuesta Los Laureles II	
a =	7.913333333388440
b =	-32,849.54814838030
c =	51,146,591.72258920
d =	-35,400,273,195.99860
e =	9,189,924,318,590.160
3. Presa Quiebra Montes	
a =	-15.49055368496920
b =	70,020.80995123880
c =	-118,656,492.0031590
d =	89,341,510,978.68450
e =	-25,219,293,754,287.70
4. Presa Sabacuante	
a =	5.940680506711940
b =	-26,352.7844188190
c =	43,843,433.81146130
d =	-32,422,510,282.28960
e =	8,992,019,674,088.430
5. Presa Tatumbra	
a =	3.33333333372140
b =	-15,283.33333350810
c =	26,288,416.66696150
d =	-20,104,567,916.88750
e =	5,767,848,037,561.930

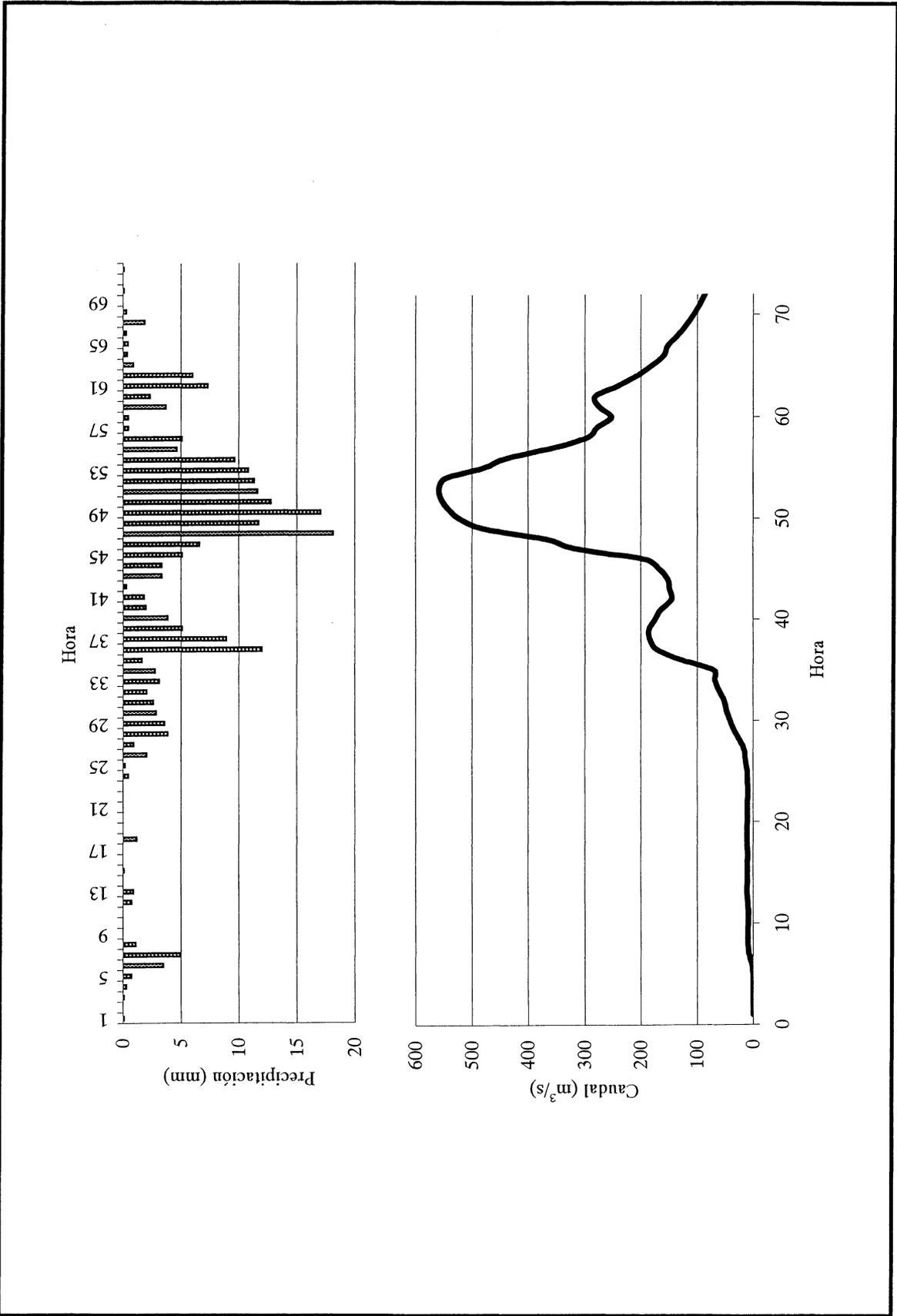


Figura AF.2.1

Relación entre la Precipitación y la Hidrografía Simulada

Presa Existente Los Laureles
 Volume de Almacenamiento = 9,171,216 m³
 Nivel de agua normal = 1,033.0 m
 Redimiento = 540 l/s

Presa Existente Los Laureles

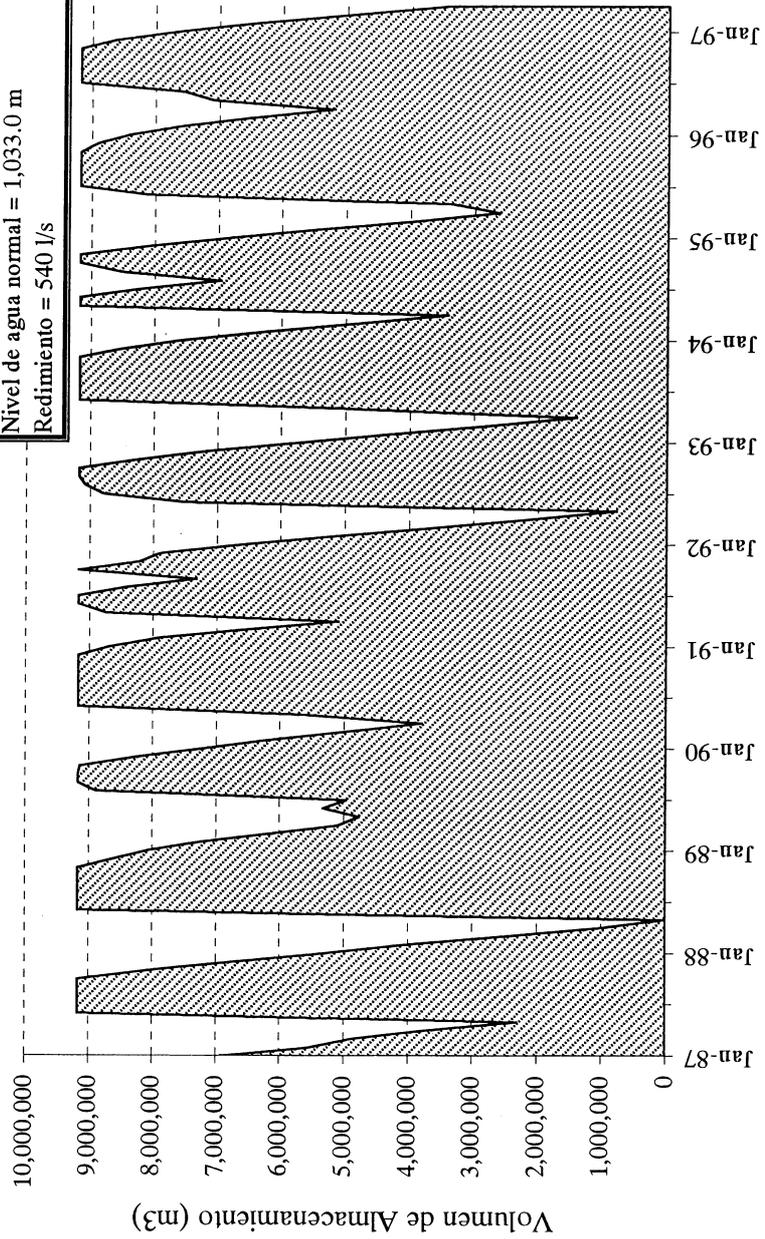


Figura AF.2.2 (1)

Volumen de Almacenamiento en la Presa Existente Los Laureles

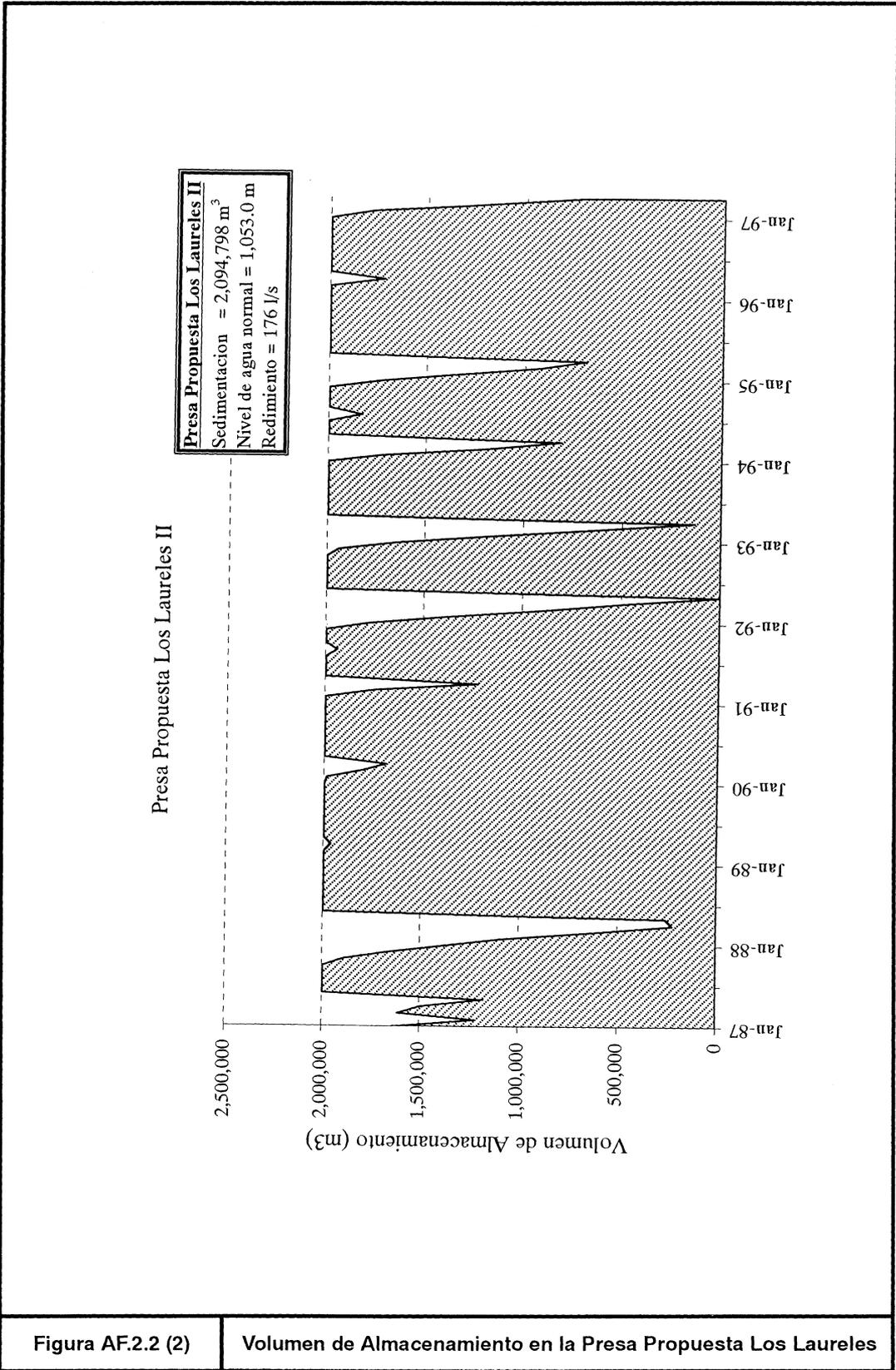


Figura AF.2.2 (2)

Volumen de Almacenamiento en la Presa Propuesta Los Laureles

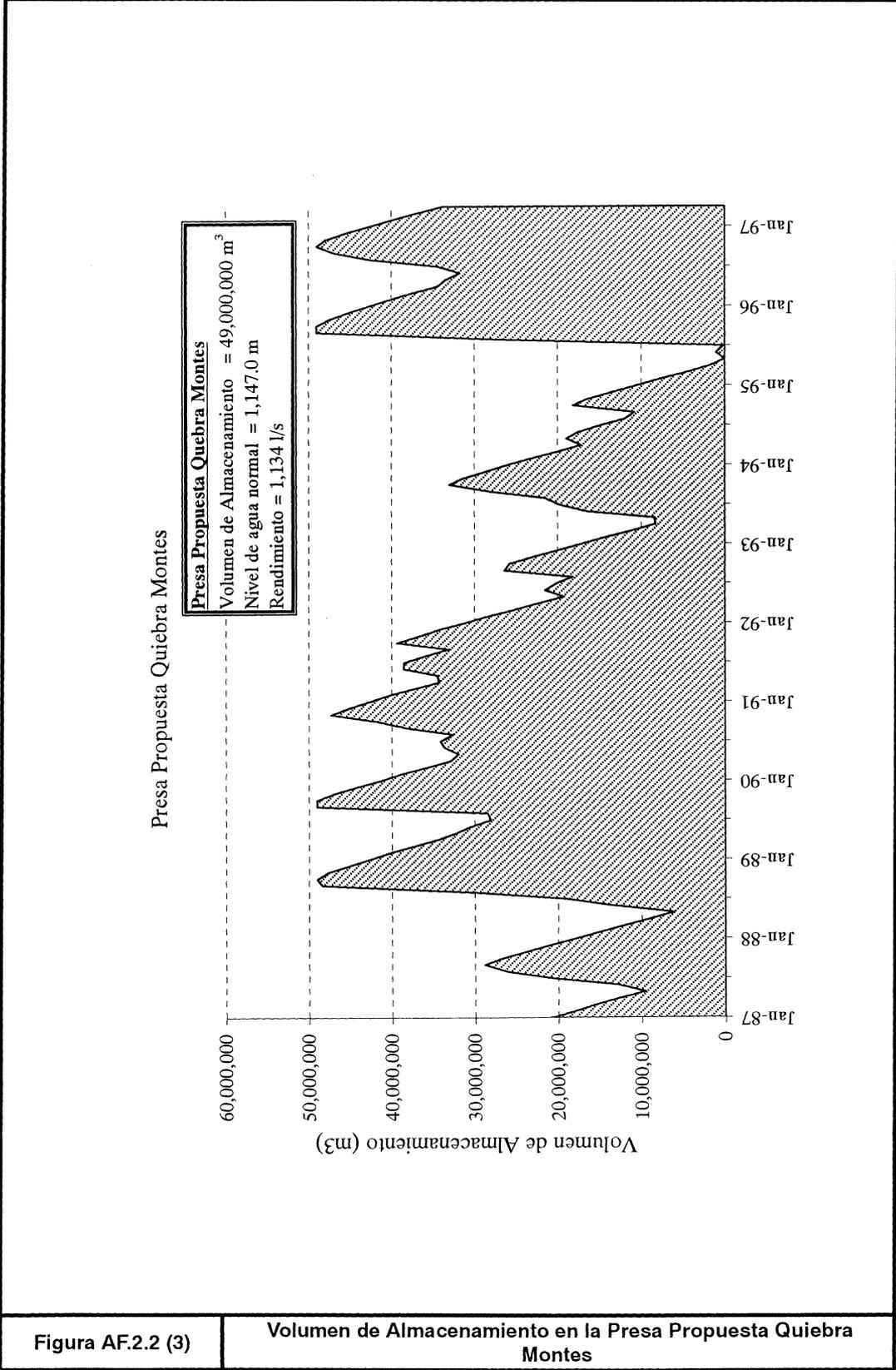
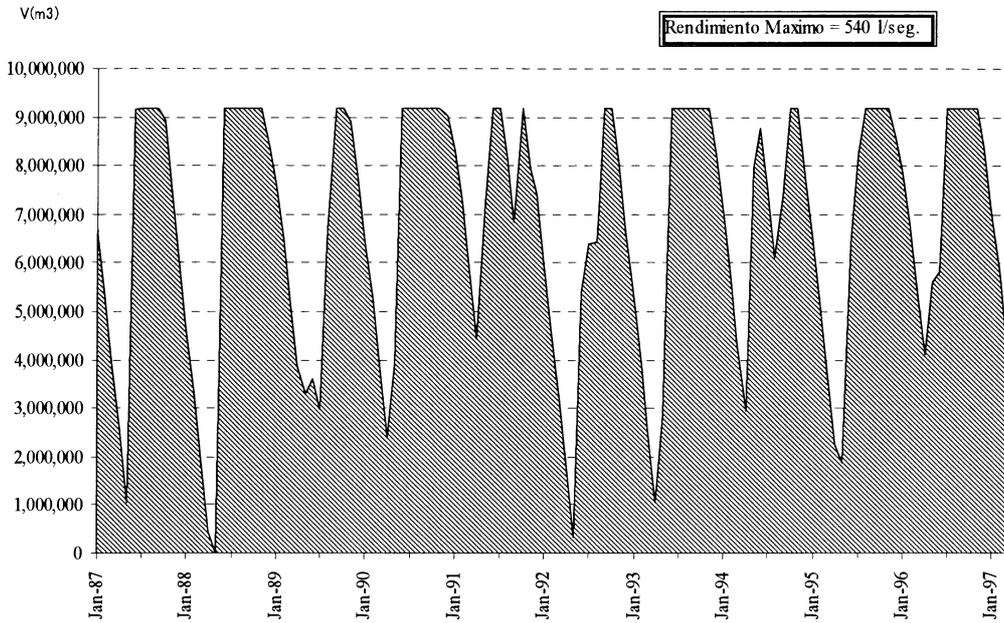


Figura AF.2.2 (3)

Volumen de Almacenamiento en la Presa Propuesta Quebra Montes

Volumen de Almacenamiento de la Presa Existente Los Laureles
(Trazado separado, pero calculado en combinacion con la presa propuesta)



Storage Volume of the Proposed Los Laureles II Dam
(Plotted separately, but calculated in combination with the Existing Dam)

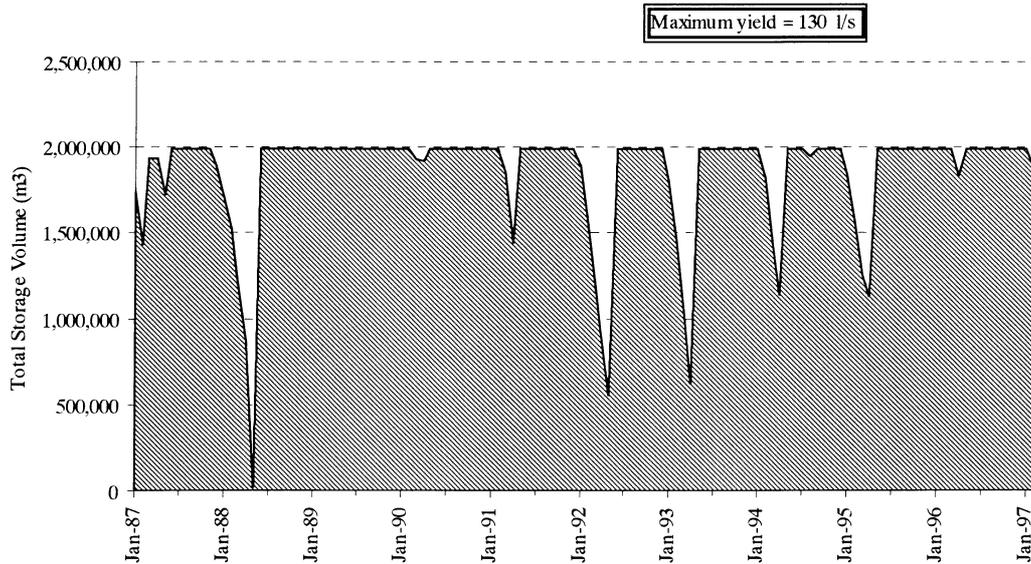


Figura AF.2.2 (4)

Volumen de Almacenamiento de 2 Presas
(Existente Los Laureles + Propuesta Los Laureles II)

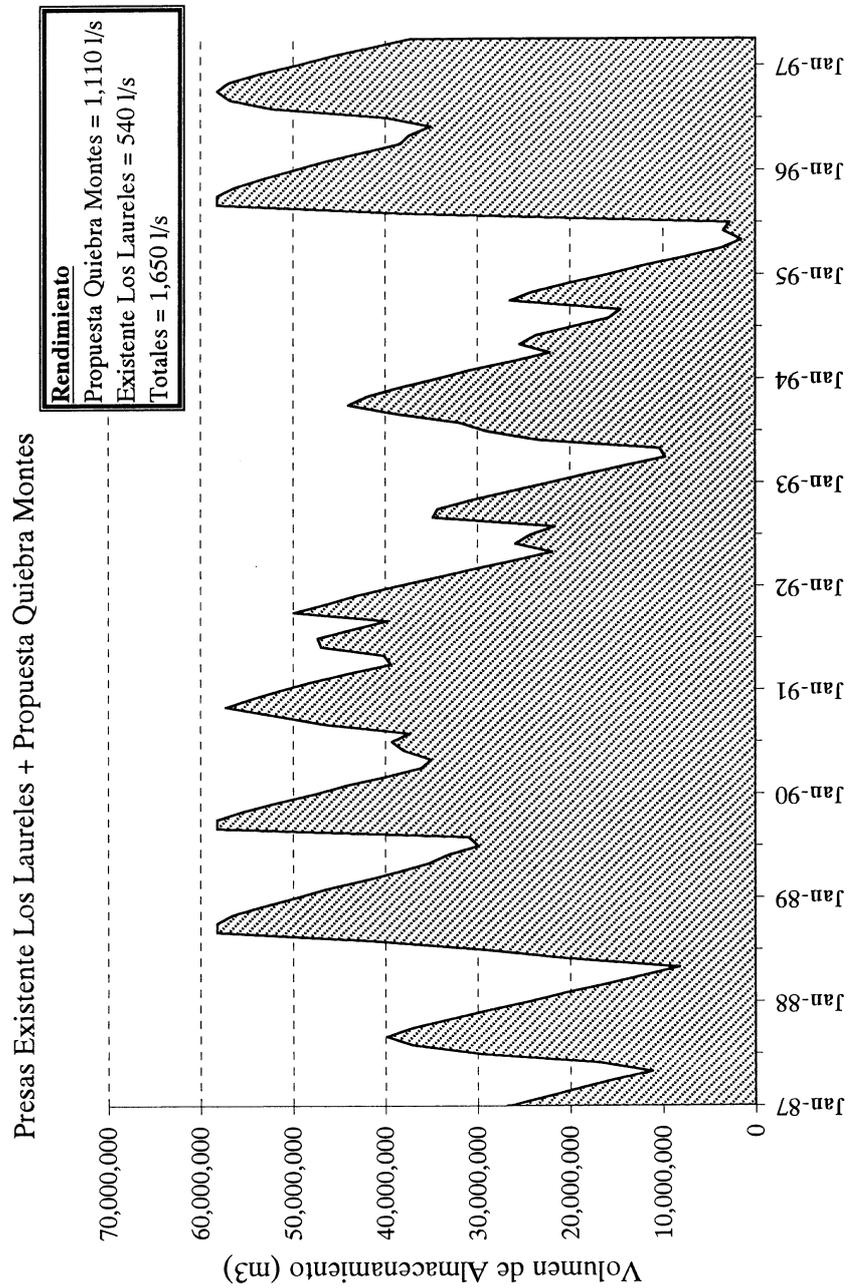


Figura AF.2.2 (5)

Volumen de Almacenamiento de Dos Represas
 (Existente Los Laureles + Propuesta Queibra Montes)

Presas Existente Los Laureles + Propuesta Los Laureles II y Quebra Montes

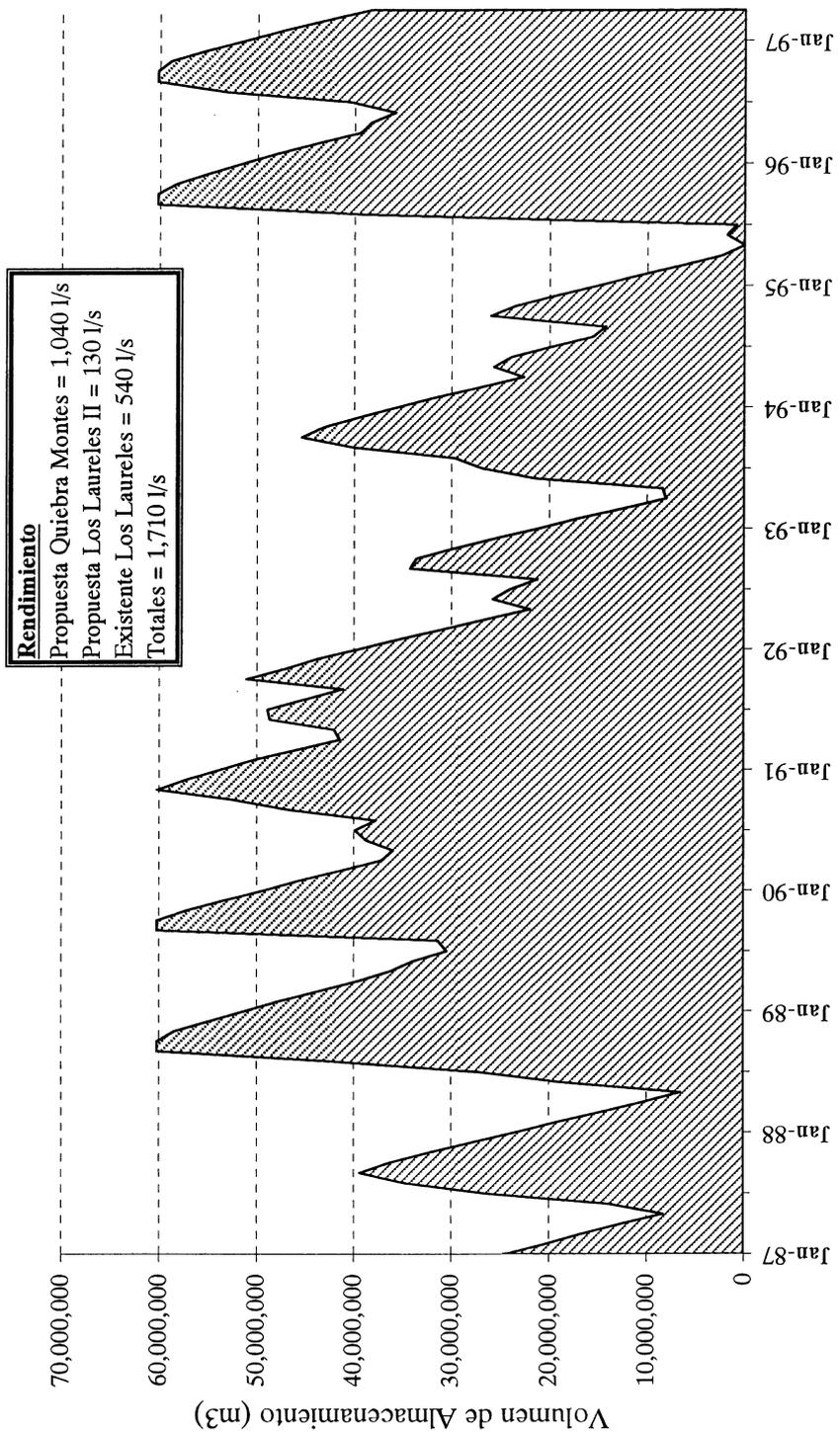


Figura AF.2.2 (6)

Volumen de almacenamiento de Tres Represas
 (Los Laureles + Propuesta Los Laureles II y Quebra Montes)

APÉNDICE F.3

DATOS COMPLEMENTARIOS SOBRE

LA CUENCA DEL RÍO SABACUANTE

**Tabla AF.3.1 Descarga Máxima, Mínima y Media
en la Cuenca del Río Sabacuate**

Año	Cuenca del Río Sabacuate			
	Estación El Aguacate			
	Descarga (m ³ /s)			Anual (m ³ /año)
	Max	Min	Media	
1970	16.000	0.012	0.661	20,831,829
1971	15.800	0.013	0.426	13,420,647
1972	8.150	0.013	0.190	5,978,753
1973	7.330	0.011	0.428	13,505,270
1974	40.300	0.009	0.467	14,716,800
1975	7.940	0.017	0.387	12,196,591
1976	6.540	0.015	0.223	7,019,309
1977	11.900	0.005	0.224	7,050,586
1978	3.890	0.000	0.121	3,802,291
1979	25.100	0.001	0.894	28,200,096
1980	88.751	0.000	1.534	48,361,217
1981	14.330	0.017	1.346	42,438,334
1982	4.538	0.005	0.176	5,556,470
1983	2.490	0.007	0.114	3,599,326
1984	9.360	0.001	0.312	9,842,515
1985	1.440	0.000	0.069	2,171,750
1986	57.302	0.004	0.343	10,817,798
1987	1.543	0.005	0.058	1,824,975
1988	13.360	0.001	0.435	13,718,160
1989	10.697	0.094	0.481	15,176,730
1990	1.223	0.016	0.083	2,625,626
1991				
1992				
1993				
1994				
1995				
1996				
Promedio	16.571	0.012	0.427	13,469,289

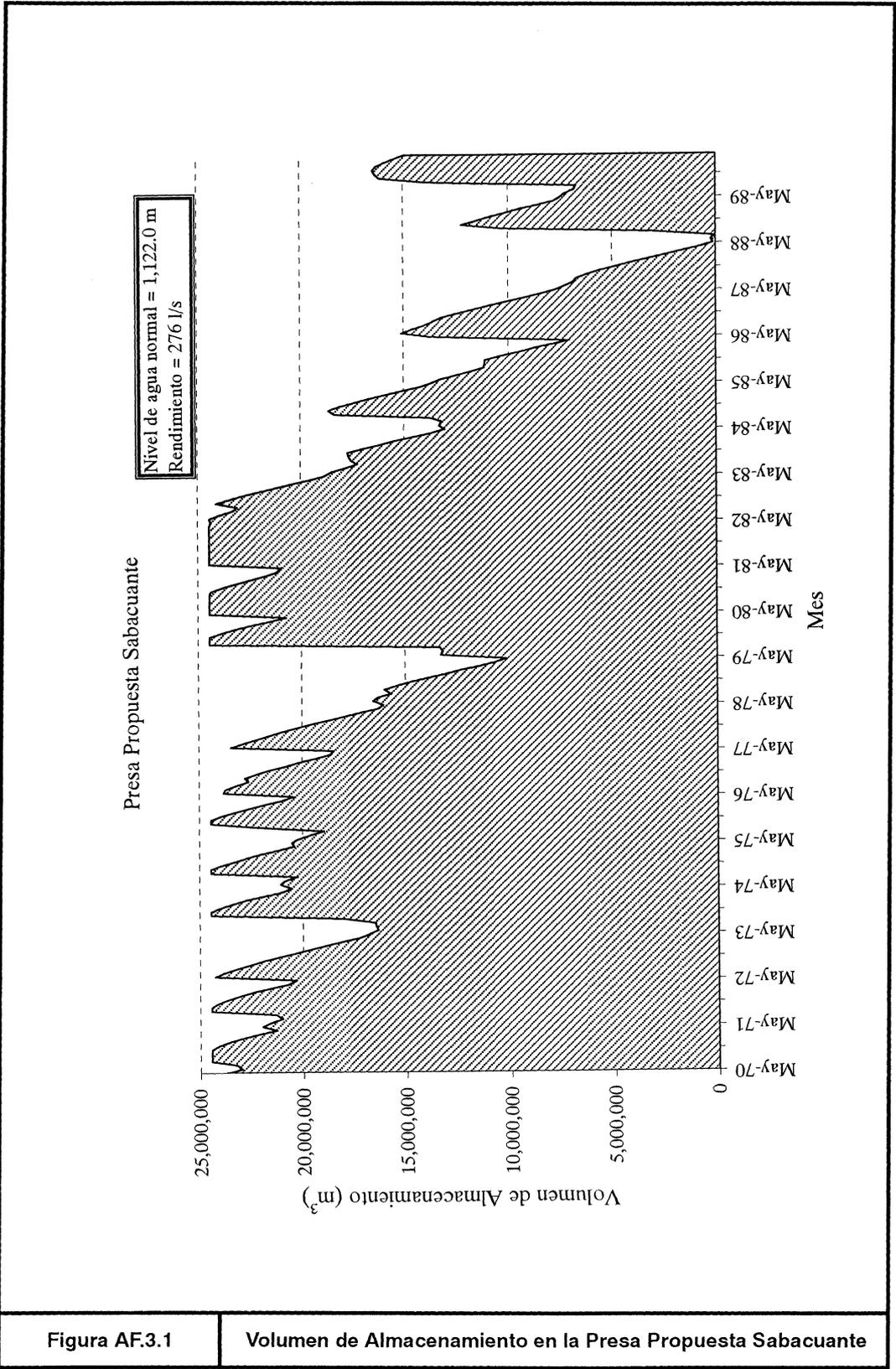


Figura AF.3.1

Volumen de Almacenamiento en la Presa Propuesta Sabacuante

APÉNDICE F.4

DATOS COMPLEMENTARIOS SOBRE

LA CUENCA DEL RÍO TATUMBLA

**Tabla AF.4.1 Descarga Máxima, Mínima y Media
en la Cuenca del Río Tatumbla**

Año	Cuenca del Río Tatumbla			
	Estación El Incienso			
	Descarga (m ³ /s)			Anual (m ³ /año)
	Max	Min	Media	
1970				
1971	11.100	0.007	0.303	9,569,280
1972	4.290	0.012	0.131	4,131,734
1973	6.830	0.007	0.346	10,897,546
1974	32.300	0.012	0.332	10,470,730
1975	7.370	0.012	0.443	13,966,743
1976	3.460	0.023	0.219	6,902,582
1977	7.440	0.033	0.183	5,755,882
1978	3.360	0.010	0.204	6,426,605
1979	8.140	0.022	0.535	16,868,486
1980	36.700	0.007	1.121	35,355,917
1981	7.020	0.014	0.498	15,704,755
1982	5.700	0.013	0.332	10,479,370
1983	5.160	0.009	0.225	7,106,974
1984	9.630	0.005	0.579	18,243,619
1985	1.160	0.006	0.071	2,230,243
1986	6.091	0.017	0.227	7,156,080
1987				
1988				
1989				
1990				
1991				
1992				
1993				
1994				
1995				
1996				
Promedio	9.734	0.013	0.359	11,329,159

Presa Propuesta Tatumbla
 (Datos medidos 1971 - 1986 en la Estación El Incienso,
 Datos generados 1986 - 1990 de Sabacuante)

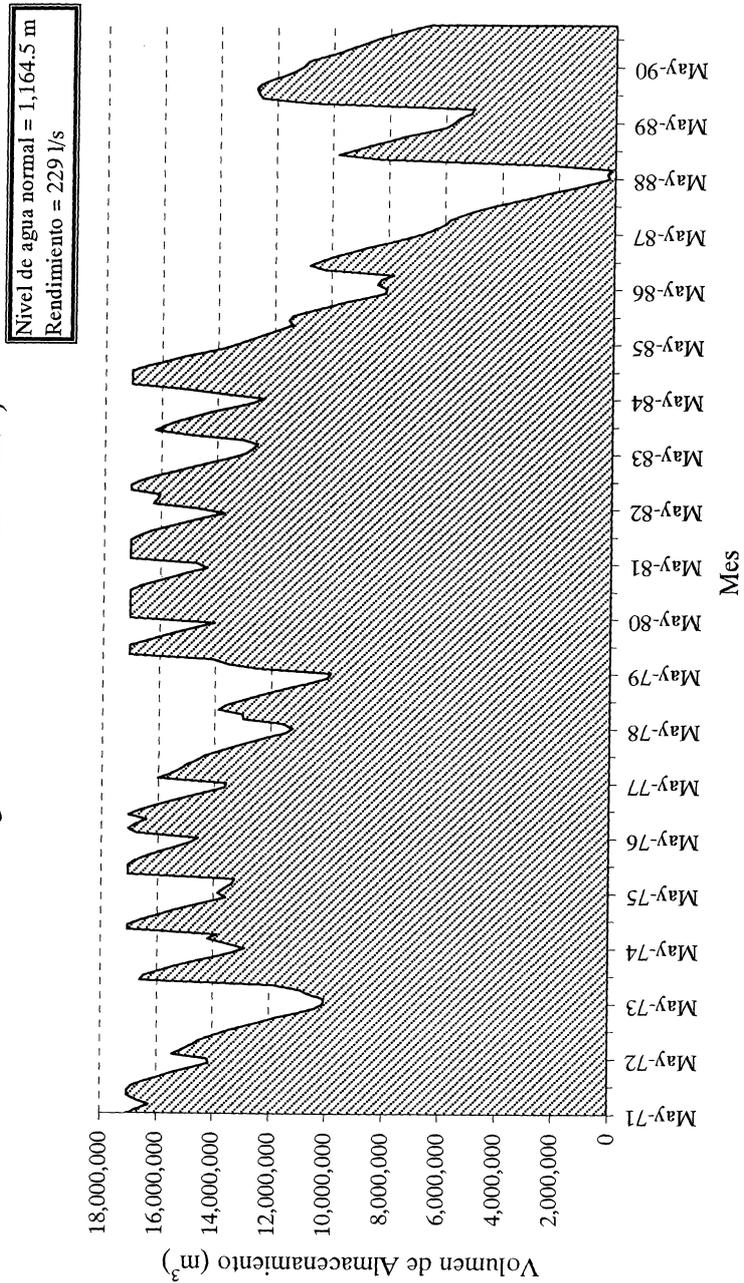


Figura AF.4.1

Volumen de Almacenamiento en la Presa Propuesta Tatumbla

**Informe de Apoyo-G
Proyección de la Población y
Pronóstico de la Demanda de Agua**

INFORME DE APOYO-G

PROYECCION DE LA POBLACION Y PRONOSTICO DE LA DEMANDA DE AGUA

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

La proyección de la demanda de agua es una de las bases de planificación más importante del plan maestro para el abastecimiento de agua. Requiere de una distribución espacial adecuada, así como del desglose de los diferentes tipos de suministro y usos de agua.

La demanda se ha pronosticado de acuerdo a la siguiente categorías:

- Uso doméstico
- Uso comercial
- Uso industrial
- Uso público

La demanda de agua para el uso doméstico puede calcularse multiplicando la demanda unitaria de agua por el número de usuarios, sin embargo, la falta de datos adecuados dificulta la estimación de la demanda de agua para el uso comercial, industrial y público, basándose en la demanda unitaria de agua. El Estudio asume que la proporción entre la demanda de estos usos de agua y la demanda del uso doméstico es constante.

Para el análisis de la distribución espacial de la demanda de agua, el Estudio utilizó el vecindario como la unidad espacial. El área urbana de Tegucigalpa consiste en varios centenares de vecindarios llamados “barrio” y “colonia”. Se concluye que el barrio o colonia es la unidad espacial más adecuada desde el punto de vista de resolución y disponibilidad de datos. Asimismo, la proyección de la demanda de agua por barrio o colonia tiene cierta ventaja puesto que un barrio puede tratarse como un grupo de viviendas de cierta clase social. Es posible aplicar diferentes demandas unitarias de agua para los diferentes barrios en base a la clase social.

1.2 POLÍTICAS PARA EL SUMINISTRO DE AGUA

Actualmente, el uso doméstico puede ser clasificado por el método de suministro como sigue:

- Tubería
- Camiones cisterna
- Pozos

Desde el punto de vista de la conveniencia de los usuarios, el suministro de agua a través de tubería, es el preferible. El Estudio tiene como objeto extender el área de abastecimiento de agua por medio de tubería, sin embargo, esto no significa que a todos los usuarios domésticos se les proporcionará agua por tubería en el 2015, el año meta para el plan maestro. El Estudio aplica las siguientes políticas para el suministro de agua.

- Los barrios en donde el agua es proporcionada por pozo se mantendrán de la misma manera que se encuentran, para la utilización efectiva de las limitadas fuentes de agua.
- En los barrios existentes, planificados y ampliados, el agua es proporcionada por tubería.
- En barrios no planificados, a ser formados en el futuro, el agua es proporcionada por camiones cisterna.

De 1988 al año 2000, el número de barrios en Tegucigalpa aumentó en alrededor de 220, de 360 a más de 580. Mientras que algunos fueron desarrollados por urbanistas bajo ciertos planes aprobados por las autoridades, aparentemente otros se formaron espontáneamente construyendo viviendas en tierras no designadas como áreas residenciales. A estos barrios se les denominan “comunidades en desarrollo”. Lo que significa que la mayoría de los futuros barrios se formarán sin control alguno y sin poder predecir su ubicación. Se podría estimar la demanda de agua para estos barrios para un suministro de agua por tubería, sin embargo, este sistema de distribución no puede planificarse sin información espacial.

Asimismo, es necesario establecer una política para el control de estas viviendas no planificadas, puesto que existen fuera del alcance de los servicios públicos en la fase inicial de su formación, y con el tiempo, los residentes de estos barrios empiezan a quejarse por la falta de servicios, presionando para que se extiendan a estas áreas. Finalmente, se convierten en parte de las áreas urbanas, donde los servicios públicos ordinarios se encuentran disponibles. Por esta razón, y durante un largo tiempo SANAA se ha visto obligado a extender su área de servicio. Desgraciadamente, debido a que estas viviendas se establecen en áreas más altas, a menudo SANAA ha tenido que construir nuevos embalses y sistemas de bombeo con costos irrazonablemente altos. Por consiguiente, las restricciones en el método de suministro de agua en estas áreas pueden contribuir a controlar este crecimiento no planificado y aligerar la pesada carga de SANAA.

1.3 MÉTODO PARA EL PRONÓSTICO DE LA DEMANDA DE AGUA

El Estudio aplica el siguiente método para la proyección de la demanda de agua:

- Proyectar la población por barrio,
- Analizar el consumo de agua existente por uso de agua, y calcular la proporción del consumo de agua de cada uno de los usos con el uso de agua doméstico,
- Estimar las demandas unitarias de agua para el uso doméstico, y
- Calcular la futura demanda de agua por barrio.

2. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

2.1 LÍMITE DEL AREA URBANA

La historia del límite del área urbana de Tegucigalpa es bastante complicada. La Oficina Municipal de Tegucigalpa había delineado el límite urbano en los años setenta como se muestra en la *Figura G.2.1*, pero el Censo de 1988 definió el límite de una manera diferente, como se muestra en la misma figura. La explicación es que la Oficina Municipal delineó el límite de la futura urbanización y el Censo de 1988 delineó el límite de las zonas urbanas existentes.

Durante los años noventa la Oficina Municipal tenía la intención de extender el actual límite de urbanización de 201.5 km² a 325 km² en 20 años, como se muestra en la *Figura G.2.1*. Sobre este punto, la Oficina Municipal y SANAA tuvieron una serie de discusiones durante 1996 y 1997. Y de acuerdo a los informes técnico-administrativos No.117 a No.125 de SANAA, las principales conclusiones se mencionan a continuación:

- La propuesta de SANAA para restringir la urbanización dentro del límite existente fue aceptada en general, tomando en cuenta el desarrollo sostenible de la ciudad, las zonas de alto riesgo de desastre, y la protección de la cuenca para el suministro de agua.
- Una mínima expansión de 2 a 4 km hacia el norte y la nueva urbanización del sudeste de la ciudad fueron aceptadas.

- Las zonas protegidas como El Hatillo y La Laguna del Pedregal deberán mantenerse.
- La cuenca aguas arriba de la Presa Los Laureles deberá tratarse como zona de protección.

El estudio actual valora estas conclusiones así como el límite de urbanización propuesto en estos informes, como se muestra en la *Figura G.2.1*. Al mismo tiempo, entendemos que la definición de las áreas urbanizadas existentes es proporcionada por el Censo.

Como conclusión, en el Estudio, el límite urbano se define de la siguiente manera:

- Aplicar el límite del censo para los barrios existentes, y
- Aplicar el límite de la urbanización propuesto por SANAA como el límite de desarrollo urbano futuro.

2.2 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN EXISTENTE

2.2.1 BASE DE DATOS

Debido a la falta de un sistema de registro adecuado para los residentes de Honduras, la única fuente de datos de población confiable y autorizada es el Censo Nacional de Población y Vivienda llevado a cabo por la Dirección General de Estadísticas y Censo (DGEC). El último censo publicado se efectuó en 1988 y ahora DGEC está preparando un nuevo censo a ser emitido en el 2001. Con el propósito de diseñar las encuestas de campo para este nuevo censo, DGEC ha preparado el llamado pre-censo 2000, en el cual se enumera el número de viviendas existentes en cada vecindario. Hemos empleado el pre-censo 2000 como una base de estimación de la población existente, a pesar de que no contiene datos de población, ni está autorizado por DGEC. Las razones son las siguientes.

- El pre-censo 2000 muestra que el número de vecindarios ha aumentado drásticamente más del 50%, de 365 en el año 1988 a más de 560 en el año 2000.
- El Huracán Mitch en 1998 afectó varios vecindarios severamente, por lo que es necesario utilizar información posterior al Mitch.

Únicamente el Censo 2000 a ser emitido en el año 2001 puede proporcionar información más precisa acerca de la población existente que el pre-censo 2000. Nosotros recomendamos actualizar el plan maestro cuando se publique el Censo 2000.

2.2.2 ESTIMACIÓN DEL TAMAÑO PROMEDIO DE VIVIENDA

Puesto que el pre-censo 2000 proporciona sólo el número de viviendas en cada vecindario, la estimación de población requiere un tamaño promedio de vivienda. El tamaño promedio de vivienda actual se estima en 4.95 personas/hogar, basándose en la Encuesta Permanente de Hogares de Propósitos Múltiples dirigida por DGEC. La *Tabla G.2.1* muestra el tamaño promedio de las viviendas de 1997 a 1999.

Tabla G.2.1 Tamaño Promedio de Viviendas de 1997 a 1999

Año	Junio 1997	Marzo 1998	Marzo 1999
Tamaño Promedio de Vivienda (personas/hogar)	5.12	5.09	4.95

Fuente: Encuesta Permanente de Hogares de Propósitos Múltiples (EPHPM), DGEC, junio de 1997, marzo de 1998 y marzo de 1999

Aquí debe notarse que DGEC define la palabra “vivienda”, la cual generalmente se traduce como “hogar”, como “casa” en lugar de “familia”. Por ejemplo, la misma encuesta muestra que el tamaño promedio familiar es 4.79 personas/familia en marzo de 1999.

La *Tabla G.2.1* muestra que el tamaño promedio de hogar está disminuyendo ligeramente. Esta tendencia se endosa por el hecho que el tamaño era 5.26 personas/vivienda en el Censo de 1988. Nuestra estimación de 4.95 personas/vivienda en 2000 podría ser mayor, o más seguro desde el punto de vista de planificación.

2.2.3 POBLACIÓN EXISTENTE

El pre-censo 2000 enumera no sólo los vecindarios habitados, sino también los sitios residenciales que se encuentran en desarrollo en donde aún no hay gente viviendo actualmente. Por ejemplo, el pre-censo 2000 cuenta 86 casas en la Colonia Casandra, y de hecho aún no hay ningún habitante. Antes de estimar la población existente de cada barrio, se examinaron estos vecindarios inhabitados.

La población existente de cada vecindario es calculada multiplicando el número de viviendas por 4.95 personas/vivienda. La población urbana total de Tegucigalpa en 2000 se estima en 932.288 habitantes.

La *Figura G.2.2* muestra el límite de vecindarios existentes enumerados en el pre-censo 2000.

2.3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN URBANA TOTAL

2.3.1 REVISIÓN DE LAS PROYECCIONES DE POBLACIÓN ANTERIORES

Después de la emisión del Censo de 1988, se realizaron varias proyecciones de población considerando el resultado del Censo 1988. Sin embargo, existe una gran diferencia entre ellos. La *Tabla G.2.2* muestra las poblaciones proyectadas en 2000 y 2015 de acuerdo con ellos. Aquí debe notarse que el Censo de 1988 dividió Tegucigalpa en área urbana y área rural, sin embargo, algunas de las proyecciones anteriores no se refieren con claridad a esta división. En tal caso, nosotros hemos tomado todas como referentes a la población urbana.

Tabla G.2.2 Proyecciones Anteriores de la Población Urbana en Tegucigalpa

Nombre del Estudio	Emisor	Año	Población Proyectada	
			En 2000	En 2015
Actualización del Plan Maestro para el Sistema de Alcantarillado en Tegucigalpa	SANAA	1992	1,047,300	1,548,500
RAPID IV (La Honduras de Hoy y La Honduras del Mañana), Versión Alta	USAID, SECPLAN, etc.	1995	1,200,000	2,250,000
RAPID IV (La Honduras de Hoy y La Honduras del Mañana), Versión Baja	USAID, SECPLAN, etc.	1995	1,100,000	1,750,000
Estudio del Transporte Urbano de Tegucigalpa	JICA	1996	769,764	1,046,385
Proyección de Población de Honduras - HON/94/P02	FNUAP, SECPLAN, DGEC	1996	*835,294	No disponible

*) La población total de Tegucigalpa incluye la población rural.

Fuente: Estudio de Transporte Urbano de Tegucigalpa (JICA, 1996), Actualización del Plan Maestro para el Sistema de Alcantarillado en Tegucigalpa (SANAA, 1992), Proyección de Población de Honduras - HON/94/P02 (FNUAP, SECPLAN y DGEC, 1996)

La *Tabla G.2.2* implica la poca información confiable que existe referente a la población de Tegucigalpa. Muchos asumieron cierta tasa de crecimiento sin una justificación sólida. Sólo FNUAP aplicó un modelo demográfico basado en grupos por edad y sexo. Entre las proyecciones anteriores, esta proyección de FNUAP parece ser el estudio de población más detallado, sin

embargo, la población proyectada parece estar significativamente subestimada. La razón podría ser la falta de información de migración, como se explica en ese informe.

La revisión de estas proyecciones anteriores denota la necesidad de nuestra propia proyección basada en la población existente estimada del año 2000 y los datos de población confiables como los del censo.

2.3.2 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN URBANA TOTAL

En Honduras, la fiabilidad de los datos del censo es cuestión de argumento. Incluso el último censo de 1988 algunas veces es criticado extraoficialmente que contiene cifras subestimadas. Se ha reportado que la tasa de omisión del Censo de 1974 pudo haber alcanzado 10%, a pesar de que su calidad es superior a los censos anteriores. Una evaluación posterior al Censo de 1988 estimó la tasa de omisión en 4.57%.

Juzgando por los hechos antes mencionados, hemos concluido que los censos anteriores antes de 1974 no son confiables, desde el punto de vista estadístico. Por lo tanto, nuestra proyección para la población total se realizó basándose en tres (3) puntos de referencia, la población urbana total en 1974, 1988 y 2000, como se muestra en la *Figura G.2.3*.

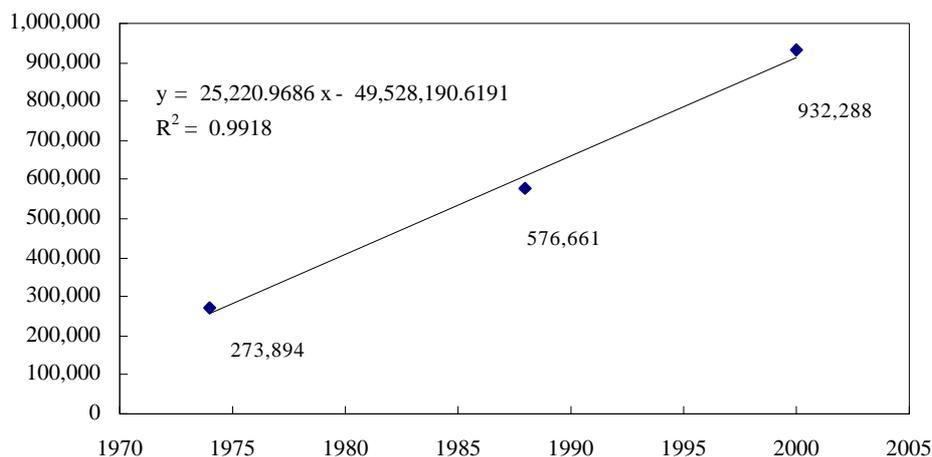


Figura G.2.3 Tendencia de la Población Urbana Total en Tegucigalpa

Hemos aplicado una extrapolación lineal de crecimiento de la población entre 1988 y 2000 debido a las siguientes razones:

- Juzgando por las apariencias, Tegucigalpa parece estar acercándose a un punto de saturación en el crecimiento de la población. Entonces, el modelo de crecimiento lineal podría ser más realista que el geométrico.
- La regresión lineal de los tres (3) puntos de referencia proporcionan una alta correlación con $R^2 = 0.9918$, como se muestra en la *Figura G.2.3*.

Como resultado, la población urbana total proyectada se muestra en la *Tabla G.2.3*. La población urbana total en 2015 se estima en 1,376,822.

Tabla G.2.3 Proyección de la Población Urbana Total en Tegucigalpa

Año	2000	2005	2010	2015
Población Proyectada	932,288	1,080,466	1,228,644	1,376,822

2.4 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN PARA CADA VECINDARIO

2.4.1 GENERALIDADES

El hecho de que el número de vecindarios ha aumentado tan drásticamente de 365 en 1988 a alrededor de 580 en el año 2000, indica que habrá un extenso aumento de barrios en el futuro. Sin embargo, no se puede predecir ni la ubicación, ni la distribución de la población para cada una de estas colonias. Para tales vecindarios, se puede hacer un estimado del crecimiento de la población en conjunto, sin especificar la ubicación exacta.

Considerándolo así, la población proyectada se puede clasificar en los siguientes grupos.

- Población en los vecindarios existentes deshabitados,
- Población en los vecindarios recién desarrollados (deshabitados), y
- Población en los vecindarios a ser establecidos en el futuro.

2.4.2 SUPUESTO CRECIMIENTO DE POBLACIÓN

(1) Ciudad Entera

Como se mencionó con anterioridad, el Estudio asume un crecimiento de población lineal para la ciudad entera, por lo que el crecimiento anual de la población de la ciudad entera, se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\text{Crecimiento anual de población} &= (\text{Población en 2015} - \text{Población en 2000}) / 15 \text{ años} \\ &= 29,636 \text{ [personas/año]}\end{aligned}$$

(2) Nuevos Vecindarios

Al comparar el Censo de 1988 y la estimación de la población existente en 2000, nos proporciona una idea del aumento de la población en los vecindarios recién construidos después del censo, que fue 202,633 durante estos 12 años. Basándose en esto, el crecimiento anual de la población fuera de los vecindarios existentes se estima en 16,886 personas/año, asumiendo simplemente que el crecimiento de la población anual es constante.

(3) Desarrollo Planificado y Extensión de Vecindarios

Como se mencionó en la sección anterior, el pre-censo 2000 contiene sitios de desarrollo residencial que no se encuentran habitados actualmente. Además, SANAA hizo una lista de contratos de servicio para el suministro de agua y/o alcantarillado con urbanistas privados conteniendo el número de lotes contratados. Basándose en esta lista y el pre-censo 2000, la urbanización planificada y la expansión planificada de los vecindarios se ha identificado como se muestra en la *Tabla G.2.4*.

Debe notarse que la Ciudad Mateo se excluye del presente estudio debido a que se encuentra localizado en la cuenca aguas arriba de la presa Los Laureles, que es la zona de protección para el suministro de agua, y de hecho, ningún permiso de urbanización ha sido emitido para Ciudad Mateo, por la Oficina Municipal. Asimismo la Aldea S.O.S se excluye, porque es un instituto para huérfanos y no hay ningún uso de agua doméstico.

Tabla G.2.4 Vecindarios Recién Desarrollados y de Expansión Planificada

Nombre del Vecindario Residencial	Número de Viviendas en 2000	Número de Lotes Planificados
Col. Israel Sur	122	250
Zona Llanos del Potrero	33	181
Brisas de Jacaleapa	-	243
Col. Plan de Los Laureles	-	240
Col. Res. Las Hadas III Etapa	-	324
Juana C. Rivera	-	32
Lomas de Río Grande	-	60
Milpa Quemada	-	780
Proyecto Banco Atlántida	-	31
Proyecto Linda Vista Centro	-	19
Residencial Agua Dulce	-	158
Residencial Ciénaga	-	1,000
Residencial La Estancia	-	200
Residencial La Granja	-	65
Residencial Las Uvas	-	1,000
Residencial Los Encuentros	-	2,000
Residencial Monte Pinos	-	33
Residencial Toncontin	-	100
Señor José María Agurcia	-	210
Urbanización Osmond Maduro	-	128
Aldea La Joya	323	437
Col. La Cascada	41	361
Col. Res. Lomas de Miraflores Sur	68	271
Col. Vista Hermosa del Norte	177	197
Col. Armando Calidonio	52	145
Col. Jesús Aguilar Paz	9	102
Col. La Vega	2	80
Total	827	8,647

Se asume que todos los vecindarios enumerados en la *Tabla G.2.4* estarán totalmente habitados en 2005. También, del año 2000 al 2005 el crecimiento anual de población en cada residencial se obtiene con la ecuación siguiente:

$$\text{Crecimiento anual de población [pers./año]} = (H_p - H_0) / 5 \text{ [años]} \times 4.95 \text{ [personas/vivienda]}$$

Donde, H_p : Número de lotes planeados

H_0 : Número de casas en 2000

Después del año 2006, se aplica la misma tasa de crecimiento que en los barrios existentes.

(4) Vecindarios Futuros

El crecimiento anual de la población en los próximos vecindarios que serán formados en el futuro se da a continuación:

- Del año 2000 a 2005: 16,886 - x
- Después del año 2006: 16,886

donde, x: Crecimiento anual de población en la urbanización planeada y expansión planificada de los vecindarios existentes

Se asume que los vecindarios futuros serán formados dentro del límite de la urbanización mostrado en la *Figura G.2.1*.

(5) Vecindarios Existentes

El crecimiento anual de población de los vecindarios existentes se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Crecimiento anual de población} = 29,636 - 16,886 = 12,750 \text{ [personas/año]}$$

2.4.3 RESULTADO DE LA PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

La *Tabla G.2.5* resume el concepto del crecimiento anual de población de cada grupo.

Tabla G.2.5 Concepto del Crecimiento Anual de Población

Grupo	2000-2005	2006-2015
Vecindarios existentes sin plan de expansión	Constante (Total-16,886 = 12,750 personas/año)	Constante (Total - 16,886 = 12,750 personas/año)
Vecindarios existentes con plan de expansión/ Urbanizaciones planificadas	Estimación basada en el número de lotes planeados (x personas/año)	
Vecindarios futuros	$16,886 - x$ personas/año	Constante (16,886 personas/año)
Total	Constante (29,636 personas/año)	

El crecimiento anual de población de los vecindarios existentes se encuentra distribuido igualmente en cada vecindario. Después del año 2006, la urbanización planificada y los barrios existentes con plan de expansión se consideran como los barrios existentes.

El resultado de la proyección de población para cada vecindario se muestra en la *Tabla G.2.6*.

3. AREA DE SERVICIO Y POBLACIÓN CON SERVICIO

3.1 AREA DE SERVICIO

Como se mencionó anteriormente, las áreas de suministro de agua por tubería están limitadas a las áreas cuyas ubicaciones pueden ser identificadas a través de información actualmente disponible. Los barrios a ser formados en el futuro supuestamente estarán localizados fuera de las áreas de suministro de agua por tubería y dentro del área urbana futura. La *Figura G.3.1* muestra las áreas de servicio de SANAA con servicio de suministro de agua por tubería y por camión cisterna.

3.2 CLASIFICACIÓN DE LOS VECINDARIOS

Las tasas de consumo de agua de uso doméstico difieren ampliamente dependiendo del estilo de vida de los residentes, tales como el método de suministro de agua, nivel de ingreso, tamaños de vivienda y tamaño familiar. En el caso donde existe una gran distinción entre los ricos y pobres como en el caso de Tegucigalpa, es más realista estimar la demanda para el uso doméstico a través de cierta clasificación, que tratarla con la misma tasa de consumo que toda la ciudad.

Como se mencionó en la sección anterior, los vecindarios pueden ser considerados como grupos de viviendas de cierta clase social, por consiguiente, el vecindario se adoptó como una unidad para la clasificación del uso de agua doméstico.

Actualmente, SANAA tiene una clasificación de vecindarios basada en las clases sociales evaluada por el tamaño de la vivienda y por las condiciones de los caminos dentro del vecindario, como se muestra en la *Tabla G.3.1*. El Estudio ha adoptado esta clasificación para el pronóstico de la demanda de agua.

Tabla G.3.1 Clasificación de Vecindarios por SANAA

Clase Social	Método del Suministro de Agua	Tamaño de la Vivienda (m ²)	Caminos del Vecindario	
			Condiciones	Ancho (m)
S (Superior)	Tubería	Mayor que 500	Pavimentado con acera	Mayor que 8
A (Alta)	Tubería	Menor que 300	Pavimentado con acera	7~8
M (Media)	Tubería	Menor que 120	Pavimentado	7~8
C (Central)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2~4
B (Baja)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2~4
P (Urbanización Programada)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2~4
T (Comunidad en Desarrollo)	Tubería o pozo	Menor que 75	Sin pavimento	2~4

Fuente: SANAA, Abril 2000

La clase social actual en cada barrio clasificado por SANAA se muestra en la *Tabla G.2.6*. En ella, la clase W indica un vecindario en donde el agua es proporcionada por pozo, y la clase L indica un vecindario sin el servicio de suministro de agua por SANAA.

3.3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN SERVIDA

La población servida existente se estima basándose en la población existente en cada barrio y su clase social clasificada por SANAA. La población servida futura se estima de acuerdo a las políticas de suministro de agua antes mencionadas, asumiendo lo siguiente.

- La clase social de cada barrio se mantendrá igual hasta el año 2015.
- Los vecindarios existentes de tipo L serán servidos por tubería desde principios del 2008.

Se ha notado que las clases L(A), L(C), y L(P) se convertirán en clase A, clase C, y clase P respectivamente, al realizarse el suministro de agua por tubería. La clase restante L se convertirá en clase T al contar con el suministro de agua por tubería.

La *Tabla G.3.2* muestra el resultado de la proyección de población servida.

Tabla G.3.2 Resultado de la Proyección de Población Servida

Año	Servicio por Tubería	Clase S	Clase A	Clase M	Clase C	Clase B	Clase P	Clase T	Servicio por Camión Cisterna	Servicio por Pozo	Total
2000	852,271	13,994	28,121	76,374	19,770	69,973	198,322	445,718	66,706	13,311	932,288
2001	871,457	14,186	28,507	81,592	20,042	71,315	203,974	451,840	76,966	13,501	961,924
2002	890,642	14,378	28,893	86,811	20,313	72,657	209,627	457,962	87,225	13,692	991,559
2003	909,828	14,570	29,280	92,029	20,585	74,000	215,279	464,085	97,484	13,882	1,021,195
2004	929,013	14,763	29,666	97,248	20,857	75,342	220,932	470,207	107,744	14,073	1,050,830
2005	948,199	14,955	30,052	102,466	21,128	76,684	226,585	476,329	118,003	14,264	1,080,466
2006	959,836	15,138	30,421	103,724	21,387	77,625	229,365	482,175	135,827	14,439	1,110,101
2007	971,473	15,322	30,790	104,981	21,647	78,566	232,146	488,021	153,651	14,614	1,139,737
2008	1,062,327	15,505	31,910	106,239	22,005	79,507	244,672	562,489	92,256	14,789	1,169,373
2009	1,074,902	15,689	32,288	107,496	22,265	80,448	247,568	569,147	109,143	14,964	1,199,008
2010	1,087,476	15,872	32,666	108,754	22,526	81,389	250,465	575,805	126,029	15,139	1,228,644
2011	1,100,051	16,056	33,043	110,011	22,786	82,330	253,361	582,463	142,915	15,314	1,258,279
2012	1,112,625	16,239	33,421	111,269	23,047	83,271	256,257	589,121	159,801	15,489	1,287,915
2013	1,125,200	16,423	33,799	112,526	23,307	84,213	259,153	595,779	176,687	15,664	1,317,550
2014	1,137,774	16,607	34,176	113,784	23,567	85,154	262,049	602,437	193,573	15,839	1,347,186
2015	1,150,348	16,790	34,554	115,042	23,828	86,095	264,945	609,095	210,459	16,014	1,376,822

Unidad : Personas

4. ANÁLISIS DEL CONSUMO EXISTENTE DE AGUA

4.1 BASE DE DATOS

El Estudio estima el consumo de agua existente basándose en los registros de ventas de agua de SANAA. Los registros de venta de SANAA durante los últimos cinco (5) meses, desde noviembre 1999 a marzo del 2000 se muestra en la *Tabla G.4.1*. SANAA clasifica a sus clientes en las siguiente cinco (5) categorías:

- Uso doméstico
- Uso comercial
- Uso industrial
- Uso público
- Grifo público para uso doméstico

Cada categoría consiste en clientes medidos y no medidos. Deberá notarse que en los registros de ventas de SANAA, un cliente significa un contrato de servicio o una factura. Puesto que la porción de cliente no-medido no es pequeña, el consumo de agua asumido para los clientes no-medidos deberá verificarse. Para esto, las tasas de agua consideradas para los clientes no-medidos y medidos se comparan a continuación en la *Tabla G.4.2*.

Tabla G.4.2 Tasa de Agua Considerada para Clientes Medidos y No-medidos

Uso de Agua	Promedio de Agua Considerada (m ³ /mes)		Cantidad Promedio de clientes (Cant. de facturas)		Unidad Considerada Tasa de Agua (m ³ /mes/facturas)	
	Medido	No-medido	Medido	No-medido	Medido	No-medido
Uso doméstico	1,643,717	995,832	50,535	32,775	32.5	30.4
Uso comercial	311,345	34,246	3,525	454	88.3	75.4
Uso industrial	81,380	6,125	512	59	158.9	103.8
Uso público	136,728	246,035	338	454	404.5	541.9
Grifo público	125,519	128,514	44	44	2,852.7	2,920.8

Fuente: Datos de ventas de Nov. 1999 a Mar. 2000, SANAA Departamento Comercial, abril 2000.

El resultado de esta comparación muestra que la unidad asumida considerando las tasas de agua para los clientes no-medidos, es realista. Por lo tanto, se concluye que las tasas de agua contempladas en los registros de ventas pueden considerarse como las tasas de consumo de agua reales.

4.2 COMPOSICIÓN DEL CONSUMO EXISTENTE DE AGUA

Como se mencionó con anterioridad, las demandas de agua futuras para los usos no-domésticos se estiman multiplicando ciertos coeficientes a la demanda de agua doméstica. Estos coeficientes se determinan basándose en los registros de ventas desde noviembre 1999 a marzo del 2000. La *Tabla G.4.3* muestra la composición del consumo de agua existente, por uso.

Tabla G.4.3 Composición del Consumo de Agua por Uso

Uso de Agua	Consumo Mensual Promedio (m ³ /mes)	Proporción (%)
Uso Doméstico (incl. grifo público)	2,893,582	78.0 %
Uso Comercial	345,591	9.3 %
Uso Industrial	87,505	2.4 %
Uso Público	382,762	10.3 %
Total	3,709,440	100.0 %

Fuente: Datos de ventas de Nov. 1999 a Mar. 2000, SANAA Departamento Comercial, abril 2000

Basándose en la proporción existente con una ligera modificación, la demanda de agua futura para los usos no-domésticos se estima por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Uso comercial} = 0.130 \times D_p$$

$$\text{Uso industrial} = 0.039 \times D_p$$

$$\text{Uso público} = 0.130 \times D_p$$

donde D_p es la demanda para el uso doméstico a través del sistema por tubería.

4.3 UNIDAD DE CONSUMO DE AGUA EXISTENTE PARA EL USO DOMÉSTICO

Los registros de venta del SANAA y la estimación de la población servida existente permite estimar el promedio de consumo unitario de agua existente de las clases sociales, sin embargo, es imposible obtener el desglose por clase social. El total anual del agua considerada suministrada por tubería en 1999 fue 44,171,000 m³/año; el agua considerada para el uso doméstico se estima a 34,453,380 m³/año basándose en la composición del uso de agua que se muestra en la *Tabla G.4.3*. Asumiendo que esta cantidad es válida como el consumo doméstico en 2000, el consumo unitario de agua para el uso doméstico se estima en 111 lppd (litros por persona por día).

En Tegucigalpa el consumo unitario de agua debe ser menor que la demanda unitaria de agua debido al severo racionamiento en el suministro de agua, sin embargo, es muy difícil estimar cuantitativamente la demanda unitaria de agua existente. El Estudio aplica las normas de diseño de SANAA para la demanda unitaria de agua de cada clase social como se muestra en la *Tabla G.4.4*.

Tabla G.4.4 Normas de Diseño de SANAA para la Demanda Unitaria de Agua

Clase	Demanda Unitaria (lppd)
S	300
A	230
M	180
C, B, y P	150
T	100

Fuente: SANAA, Abril 2000

Basándose en las normas de diseño del SANAA, la demanda unitaria promedio compensado para el uso doméstico suministrado por tubería es 132 lppd. Este valor es 19% mayor que el consumo unitario agua de estimado en 111 lppd.

La encuesta para la utilización del agua llevada a cabo en este Estudio incluye el análisis del consumo de agua real. Entre las muestras reunidas, las muestras de clientes medidos se seleccionaron para el análisis del consumo de agua. El resultado del estudio se resume en la *Tabla G.4.5*.

Tabla G.4.5 Consumo de Agua Actual de la Encuesta para la Utilización de Agua

Clase	Consumo Unitario de Agua (lppd)	Número de Muestras
S y A	262.8	30
M, B, y C	200.5	86
P	176.1	37
T	130.2	56
Promedio Compensado	161.1	-

Debido al limitado número de muestras disponibles, las clases S y A se trataron como una categoría, así como las clases M, B, y C. El consumo unitario de agua estimado de cada clase generalmente es 20 a 30 lppd mayor que las normas de diseño de SANAA.

Como resultado del análisis mencionado con anterioridad, el Estudio adopta las normas de diseño de SANAA como las demandas unitarias de agua para el uso doméstico.

El consumo de agua existente por camión cisterna se estimó en 15.2 lppd en 1999 basándose en los registros de venta de agua por camión cisterna en la estación surtidora de agua Los Filtros y la estimación de la población servida por el camión cisterna. La venta total en 1999 fue de 371,000 m³/año y la población servida se estima en 66,706. El valor pudiere estar subestimado debido a que parte de la estación servida está cubierta por camiones cisterna privados, los cuales obtienen agua de pozos privados.

Por otro lado, la encuesta para la utilización del agua llevada a cabo en este Estudio muestra que los no-usuarios de SANAA compran 31.6 lppd de agua en promedio. El Estudio adopta 30 lppd para el uso doméstico por camión cisterna basándose en las normas para los usuarios de grifo público. Para el uso doméstico proporcionado por pozo, se adopta la demanda unitaria de agua para la clase T de 100 lppd.

5. PRONÓSTICO DE LA DEMANDA DE AGUA

5.1 Uso DOMÉSTICO

La demanda de agua para el uso doméstico se pronostica basándose en la demanda unitaria de agua y en la población servida de cada clase social. Se asume que la demanda unitaria de agua adoptada para cada clase social que se muestra en la *Tabla G.5.1* será constante hasta el año 2015.

Tabla G.5.1 Demanda Unitaria de Agua Adoptada

Clase	Demanda unitaria (lppd)
S	300
A	230
M	180
C, B, y P	150
T y W	100
L	30

Se puede notar que durante 2000 al 2007 las demandas de agua de las clases L(A), L(C), L(P), y L(T) se calculan basándose en las demandas unitarias para las clases A, C, P, y T respectivamente, sin embargo, las demandas estimadas se cuentan como las demandas del suministro del camión cisterna.

5.2 Uso No-DOMÉSTICO

La demanda de agua para los usuarios no-domésticos se pronostican por medio de las siguientes ecuaciones, explicadas en la sección anterior. Aquí, D_p es la demanda para el uso doméstico por el sistema de tubería.

$$\text{Uso comercial} = 0.130 \times D_p$$

$$\text{Uso industrial} = 0.039 \times D_p$$

$$\text{Uso público} = 0.130 \times D_p$$

5.3 RESULTADO DEL PRONÓSTICO DE LA DEMANDA DE AGUA

Los resultados del pronóstico de la demanda de agua se muestran en la *Tabla G.5.2*. La comparación de las demandas de agua en 2000 y 2015 se muestra en la *Tabla G.5.3*.

Tabla G.5.3 Comparación de las Demandas de Agua en 2000 y 2015

Categoría	Demanda de Agua en 2000 (m ³ /día)	Demanda de Agua en 2015 (m ³ /día)	Incremento (%)
Doméstico por tubería	112,195	150,832	34.4
<i>Clase S</i>	4,198	5,037	20.0
<i>Clase A</i>	6,468	7,947	22.9
<i>Clase M</i>	13,747	20,707	50.6
<i>Clase C</i>	2,966	3,574	20.4
<i>Clase B</i>	10,496	12,914	23.0
<i>Clase P</i>	29,748	39,742	33.6
<i>Clase T</i>	44,572	60,909	36.7
Doméstico por camión cisterna	3,010	6,314	209.8
Doméstico por pozo	1,331	1,601	20.3
Comercial	14,571	19,589	34.4
Industrial	4,371	5,877	34.4
Uso público	14,571	19,589	34.4
Demanda Total	150,049	203,800	35.8

La demanda de agua por tubería aumenta por 34.4%, que es casi igual al aumento de la población servida 34.7%. La demanda de agua para el suministro del camión cisterna aumentó 209.8%, sin embargo, su impacto en la demanda total es pequeño. El aumento de la demanda total es 35.8%.

Table G.2.6 Proyeccion de Poblacion para Cada Barrio (1/4)

Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015	Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015
N1	Bo. Abajo	B	1,431	1,529	1,623	1,716	N80	Bo. San Juan de Dios	T	465	497	528	558
N2	Bo. Belen	B	5,064	5,412	5,744	6,076	N81	Bo. San Pablo	T	5,297	5,660	6,008	6,355
N3	Bo. Bella Vista	T	5,767	6,163	6,541	6,919	N82	Bo. San Rafael	C	624	667	707	748
N4	Bo. Bolivar	T	559	598	634	671	N83	Bo. Santa Eduvigis	T	2,416	2,582	2,740	2,898
N5	Bo. Brisas del Norte	W	1,906	2,037	2,162	2,287	N84	Bo. Saucisque	T	510	545	578	612
N6	Bo. Buena Vista	B	436	466	494	523	N85	Bo. Sipile	T	4,227	4,518	4,795	5,072
N7	Bo. Buenos Aires	M	3,302	3,528	3,745	3,961	N86	Bo. Tiloarque Sector I,II	M	530	566	601	635
N8	Bo. Camaguaya	T	1,257	1,344	1,426	1,509	N87	Bo. Villa Adela	B	2,366	2,529	2,684	2,839
N9	Bo. Casamata	B	1,401	1,497	1,589	1,681	N88	Bo. Viera	B	916	979	1,039	1,099
N10	Bo. Centro de Comayagueta	T	2,782	2,973	3,155	3,338	N89	Bo. Zaragoza	B	406	434	460	487
N11	Bo. Centro de Tegucigalpa	C	347	370	393	416	N90	Col. Alameda	S	728	778	825	873
N12	Bo. Concepcion	B	2,455	2,624	2,785	2,946	N91	Col. El Alamo	P	1,505	1,608	1,707	1,806
N13	Bo. El Bosque	B	12,999	13,891	14,744	15,596	N92	Col. Alemania No.1	T	1,228	1,312	1,392	1,473
N14	Bo. El Calvario	B	876	936	994	1,051	N93	Col. Alemania No.2	T	619	661	702	742
N15	Bo. El Carrizal	T	282	302	320	339	N94	Col. Altos de Cantero	T	426	455	483	511
N16	Bo. El Coco	T	678	725	769	814	N95	Col. Altos de Divanna	T	980	1,047	1,112	1,176
N17	Bo. El Chile	C	3,450	3,687	3,913	4,140	N96	Col. Altos de Primavera	T	431	460	488	517
N18	Bo. El Eden	T	802	857	910	962	N97	Col. Altos de las Vegas	L(T)	129	138	146	154
N19	Bo. El Eden No.2	T	1,327	1,418	1,505	1,592	N98	Col. Altos de Loarque	T	2,114	2,259	2,397	2,536
N20	Bo. El Guanacaste	B	2,114	2,259	2,397	2,536	N99	Col. Altos de Miramontes	A	1,643	1,756	1,864	1,972
N21	Bo. El Jazmin	C	124	132	140	148	N100	Col. Altos de San Francisco	T	3,104	3,317	3,520	3,724
N22	Bo. El Manchen	C	4,430	4,735	5,025	5,316	N101	Col. Altos de San Jose	P	584	624	663	701
N23	Bo. El Obelisco	B	149	159	168	178	N102	Col. Altos de Tiloarque	M	2,237	2,391	2,538	2,685
N24	Bo. El Olvido	C	470	503	533	564	N103	Col. Altos del Milagro	T	376	402	427	451
N25	Bo. El Pastel	T	1,153	1,233	1,308	1,384	N104	Col. America	A	2,257	2,412	2,560	2,708
N26	Bo. El Pedregalito	T	3,980	4,253	4,514	4,775	N105	Col. Argentina	A	198	212	225	238
N27	Bo. El Picachito	T	1,238	1,322	1,404	1,485	N106	Col. Aurora No.1	T	2,341	2,502	2,656	2,809
N28	Bo. El Reparto	T	9,583	10,241	10,870	11,498	N107	Col. Ayeastas	T	7,603	8,125	8,624	9,123
N29	Bo. El Rincon	T	1,510	1,613	1,712	1,811	N108	Col. Bella Oriente	M	2,049	2,190	2,324	2,459
N30	Bo. El Vacilon	T	149	159	168	178	N109	Col. Bendeck	B	663	709	752	796
N31	Bo. El Zancudo	T	1,445	1,545	1,639	1,734	N110	Col. Bolivar	P	322	344	365	386
N32	Bo. Guacerique	C	465	497	528	558	N111	Col. Brasilia	L	356	381	404	428
N33	Bo. Guadalupe	B	4,282	4,576	4,857	5,137	N112	Col. Brisas de Olancho	T	2,396	2,560	2,717	2,875
N34	Bo. Jardines de las Mercedes	T	1,539	1,645	1,746	1,847	N113	Col. Brisas de Suyapa	T	1,213	1,296	1,376	1,455
N35	Col.(Bo.) La Alhambra	M	69	74	79	83	N114	Col. (Bo.) Brisas del Picacho	T	817	873	926	980
N36	Bo. La Bolsa	C	337	360	382	404	N115	Col. Brisas del Valle	T	1,802	1,926	2,044	2,162
N37	Bo. La Burrera	T	1,391	1,486	1,578	1,669	N116	Col. Buenas Nuevas	T	990	1,058	1,123	1,188
N38	Bo. La Cabaña	C	3,222	3,444	3,655	3,866	N117	Col. Campo Cielo	T	4,351	4,650	4,935	5,221
N39	Bo. La Concordia	C	317	339	359	380	N118	Col. Canada	T	1,723	1,841	1,954	2,067
N40	Bo. La Cuesta No. 1	W	1,752	1,873	1,988	2,102	N119	Col. 14 de Febrero	T	723	772	820	867
N41	Bo. La Chivera	T	653	698	741	784	N120	Col. 14 de Marzo	T	5,306	5,671	6,019	6,367
N42	Bo. La Esperanza	T	673	719	764	808	N121	Col. Centroamericana I,II Etapa	P	2,124	2,269	2,409	2,548
N43	Bo. La Estrella	T	817	873	926	980	N122	Col. Centro America Oeste	P	12,291	13,135	13,941	14,747
N44	Bo. La Fuente	B	802	857	910	962	N123	Col. Cerro Grande Zona III	P	1,554	1,661	1,763	1,865
N45	Bo. La Granja	A	941	1,005	1,067	1,128	N124	Col. Ciudad Nueva	L(A)	678	725	769	814
N46	Bo. La Hoya	C	609	651	691	731	N125	Col. Cristobal Diaz	T	391	418	444	469
N47	Bo. La Joya # 1	P	40	42	45	48	N126	Col. Divanna	T	3,158	3,375	3,582	3,789
N48	Bo. La Leona	C	1,693	1,809	1,920	2,031	N127	Col. El Carrizal No.1-B	T	2,460	2,629	2,790	2,952
N49	Bo. La Loma	T	64	69	73	77	N128	Col. El Carrizal No.2	T	2,044	2,185	2,319	2,453
N50	Bo. La Merced	C	5	5	6	6	N129	Col. El Castaño	A	124	132	140	148
N51	Bo. La Moncada	C	193	206	219	232	N130	Col. El Castaño Sur	S	985	1,053	1,117	1,182
N52	Bo. La Pagoda	T	1,064	1,137	1,207	1,277	N131	Col. El Cerrito	T	569	608	646	683
N53	Bo. La Pedrera No.1	B	223	238	253	267	N132	Col. El Country	B	698	746	792	837
N54	Bo. La Pedrera No.2	B	50	53	56	59	N133	Col. El Dorado	M	178	190	202	214
N55	Bo. La Plazuela	C	723	772	820	867	N134	Col. El Hatillo	A	1,624	1,735	1,842	1,948
N56	Bo. La Ronda	C	1,049	1,121	1,190	1,259	N135	Col. El Hato o San Ignacio	A	886	947	1,005	1,063
N57	Bo. La Soledad	T	1,762	1,883	1,999	2,114	N136	Col. El Hogar	M	2,178	2,328	2,470	2,613
N58	Bo. Las Colinas	T	455	487	517	546	N137	Col. Manantial	L	480	513	545	576
N59	Bo. Las Crucitas No.1	T	5,876	6,279	6,664	7,050	N138	Col. El Pedernal	T	896	957	1,016	1,075
N60	Bo. Las Crucitas No.2	T	599	640	679	719	N139	Col. El Porvenir	T	2,228	2,380	2,527	2,673
N61	Bo. Las Delicias	C	941	1,005	1,067	1,128	N140	Col. El Prado	A	817	873	926	980
N62	Bo. Las Palomas	B	347	370	393	416	N141	Col. El Progreso No. 1	T	772	825	876	927
N63	Bo. Lempira	B	2,559	2,735	2,903	3,071	N142	Col. El Progreso No. 2	T	376	402	427	451
N64	Bo. Los Dolores	C	391	418	444	469	N143	Col. El Retiro	T	2,119	2,264	2,403	2,542
N65	Bo. Los Encuentros (Col.Kuwait)	T	114	122	129	137	N144	Col. El Rosario	T	2,470	2,640	2,802	2,964
N66	Bo. Los Girasoles	P	193	206	219	232	N145	Col. El Sitio	P	4,693	5,015	5,323	5,630
N67	Bo. Los Profesores	T	817	873	926	980	N146	Col. El Socorro	B	149	159	168	178
N68	Bo. Mirafior	T	342	365	387	410	N147	Col. El Triangulo	S	218	233	247	261
N69	Bo. Miramesi	T	554	592	629	665	N148	Col. El Zarzal o Betania	T	2,252	2,407	2,555	2,702
N70	Bo. Morazan	B	5,306	5,671	6,019	6,367	N149	Col. Elvel	A	535	571	606	641
N71	Bo. Perpetuo Socorro	B	4,341	4,639	4,924	5,209	N150	Col. Espiritu Santo	L(T)	554	592	629	665
N72	Bo. Planes de la Loma	L	84	90	95	101	N151	Col. Estados Unidos	T	2,218	2,370	2,515	2,661
N73	Bo. Pueblo Nuevo	B	1,436	1,534	1,628	1,722	N152	Col. Faldas del Pedregal	T	1,663	1,777	1,886	1,996
N74	Bo. Punta Caliente	P	733	783	831	879	N153	Col. FEHCOVIL	P	421	450	477	505
N75	Bo. Salida a Valle de Angeles	M	45	48	51	53	N154	Col. La Flor No.1	T	4,544	4,856	5,154	5,452
N76	Bo. Salida del Sur	B	144	153	163	172	N155	Col. La Flor No.2	T	1,718	1,836	1,948	2,061
N77	Bo. San Cristobal	T	896	957	1,016	1,075	N156	Col. Flor del Campo, Zonas 1-3	T	15,187	16,230	17,225	18,221
N78	Bo. San Felipe	C	381	407	432	457	N157	Col. Florencia Norte	S	1,089	1,164	1,235	1,307
N79	Bo. San Jorge	T	104	111	118	125	N158	Col. Florencia Sur	S	554	592	629	665
N159	Col. Flores de Oriente	T	2,614	2,793	2,964	3,136	N238	Col. Marichal	A	361	386	410	434
N160	Col. Francisco Murillo Soto	T	515	550	584	618	N239	Col. Matamoros	S	545	582	618	653
N161	Col. Fuerzas Armadas	T	624	667	707	748	N240	Col. Mayangle	M	896	957	1,016	1,075
N162	Col. Godoy	A	846	905	960	1,016	N241	Col. Melgar Castro	W	327	349	371	392
N163	Col. Gracias a Dios	T	1,782	1,904	2,021	2,138	N242	Col. Mirador de Loarque	M	158	169	180	190

Table G.2.6 Proyeccion de Poblacion para Cada Barrio (2/4)

Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015	Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015
N164	Col. Guamilto	T	604	645	685	725	N243	Col. Mirador de San Isidro	T	936	1,000	1,061	1,123
N165	Col. Guillen	T	4,688	5,010	5,317	5,624	N244	Col. Miraflores	M	6,811	7,279	7,726	8,172
N166	Col. Hato de Enmedio, I-10, 6A	P	18,726	20,012	21,240	22,468	N245	Col. Miraflores Sur	M	1,455	1,555	1,651	1,746
N167	Col. Henry Merriam	P	718	767	814	861	N246	Col. Miramontes	A	1,322	1,412	1,499	1,586
N168	Col. Hollywood	T	64	69	73	77	N247	Col. Modelo	S	767	820	870	921
N169	Col. Humuya	A	1,020	1,090	1,157	1,223	N248	Col. Modesto Rodas Alvarado	T	1,604	1,714	1,819	1,924
N170	Col. Inestroza	M	99	106	112	119	N249	Col. Modesto Rodas Alvarado	T	1,322	1,412	1,499	1,586
N171	Col. La Independencia	T	4,648	4,967	5,272	5,577	N250	Col. Monsenor Fiallos	M	2,688	2,872	3,049	3,225
N172	Col. Interamericana	M	520	555	590	624	N251	Col. Montelimar	T	589	630	668	707
N173	Col. Izaguirre	B	3,376	3,608	3,829	4,051	N252	Col. Monterrey	T	5,301	5,666	6,013	6,361
N174	Col. Israel Norte	T	2,059	2,201	2,336	2,471	N253	Col. Monterrey Norte	T	663	709	752	796
N175	Col. Jacaranda	M	109	116	124	131	N254	Col. Montes de Sinai	T	1,945	2,079	2,207	2,334
N176	Col. Jardines de Loarque	M	2,594	2,772	2,942	3,112	N255	Col. Nueva Era (I,II,III Etapas)	B	1,485	1,587	1,684	1,782
N177	Col. Jardines de San Jose	P	292	312	331	350	N256	Col. Nueva Era	T	500	534	567	600
N178	Col. Jardines de Toncontin	T	2,079	2,222	2,358	2,494	N257	Col. Nueva Esperanza (I-II)	T	3,886	4,153	4,407	4,662
N179	Col. Jardines del Carrizal	W	653	698	741	784	N258	Col. Nueva Providencia	W	505	540	573	606
N180	Col. Jose Simon Azcona	T	609	651	691	731	N259	Col. Nueva Santa Rosa	T	2,762	2,952	3,133	3,314
N181	Col. Kennedy (Zona 1,2,3,4,5,6)	P	22,770	24,334	25,827	27,320	N260	Col. Nueva Suyapa	T	6,227	6,655	7,063	7,471
N182	Col. La Campana	A	990	1,058	1,123	1,188	N261	Col. Nuevas Delicias	T	356	381	404	428
N183	Col. La Cantera (parte F)	T	945	1,010	1,072	1,134	N262	Col. Nuevo Loarque	M	678	725	769	814
N184	Col. Residencial La Cañada	M	119	127	135	143	N263	Col. Nuevos Horizontes	W	1,693	1,809	1,920	2,031
N185	Col. La Era No.1	T	2,624	2,804	2,976	3,148	N264	Col. Obrera	T	4,673	4,994	5,300	5,607
N186	Col. La Era No.2	T	1,807	1,931	2,049	2,168	N265	Col. 11 de Junio o Suazo Cordova	T	1,851	1,978	2,100	2,221
N187	Col. La Esperanza	B	3,614	3,862	4,099	4,336	N266	Col. Oscar A. Flores	T	3,074	3,285	3,487	3,688
N188	Col. La Fraternidad	T	1,049	1,121	1,190	1,259	N267	Col. Palermo	A	431	460	488	517
N189	Col. La Fuente	M	886	947	1,005	1,063	N268	Col. Palmira	A	1,500	1,603	1,701	1,800
N190	Col. La Haya	T	2,089	2,232	2,369	2,506	N269	Col. Payaqui	A	317	339	359	380
N191	Col. La Joya (Sector 1,2,3)	P	4,212	4,502	4,778	5,054	N270	Col. Pedregal de San Jose	P	5,589	5,972	6,339	6,705
N192	Col. La Laguna	T	1,010	1,079	1,145	1,212	N271	Col. Perez	P	188	201	213	226
N193	Col. La Pena	T	8,361	8,935	9,483	10,031	N272	Col. Pilito Jose A. Ulloa	L	1,901	2,031	2,156	2,281
N194	Col. La Popular	P	1,445	1,545	1,639	1,734	N273	Col. Planes de los Pinos	T	1,386	1,481	1,572	1,663
N195	Col. La Pradera	T	4,203	4,491	4,767	5,042	N274	Col. Policarpo Paz Garcia	T	3,143	3,359	3,565	3,771
N196	Col. La Primavera	A	1,277	1,365	1,449	1,532	N275	Col. 1 de Enero	T	574	614	651	689
N197	Col. La Providencia	T	812	868	921	974	N276	Col. Quezada	A	604	645	685	725
N198	Col. La Reforma	A	520	555	590	624	N277	Col. 15 de Septiembre	A	1,945	2,079	2,207	2,334
N199	Col. La Rosa	T	2,257	2,412	2,560	2,708	N278	Col. Res. Altos de las Colinas	M	520	555	590	624
N200	Col. La Sosa	T	4,995	5,338	5,665	5,993	N279	Col. Res. Centroamerica Este	M	1,337	1,428	1,516	1,604
N201	Col. La Trinidad No.1	T	3,752	4,010	4,256	4,502	N280	Col. Residencial Granada	P	1,401	1,497	1,589	1,681
N202	Col. La Trinidad No.2	T	950	1,016	1,078	1,140	N281	Col. Res. Guaymuras	P	1,272	1,360	1,443	1,526
N203	Col. La Union	T	752	804	853	903	N282	Col. Res. Las Colinas	M	3,935	4,206	4,464	4,722
N204	Col. Lara	A	678	725	769	814	N283	Col. Res. La Joya	S	475	508	539	570
N205	Col. Las Brisas	T	2,366	2,529	2,684	2,839	N284	Col. Res. Lomas de Jacaleapa	P	1,812	1,936	2,055	2,174
N206	Col. Las Mercedes	T	7,544	8,062	8,557	9,051	N285	Col. Res. Los Pinares	A	599	640	679	719
N207	Col. Las Minitas	S	426	455	483	511	N286	Col. San Jose de los Llanos I,II,III,IV	P	3,713	3,967	4,211	4,454
N208	Col. Las Palmas	T	5,371	5,740	6,092	6,444	N287	Col. Res. Villa Delmy	T	292	312	331	350
N209	Col. Las Pavas	T	1,292	1,381	1,465	1,550	N288	Col. Villa Espanola	P	431	460	488	517
N210	Col. Las Torres	T	6,029	6,443	6,839	7,234	N289	Col. Republica de Venezuela	P	2,539	2,714	2,880	3,047
N211	Col. Las Vegas del Carrizal	W	35	37	39	42	N290	Col. Rio Grande Norte	M	1,406	1,502	1,595	1,687
N212	Col. Las Vegas del Country	T	1,406	1,502	1,595	1,687	N291	Col. Rio Grande Sur	M	1,267	1,354	1,437	1,520
N213	Col. Lincoln	W	1,025	1,095	1,162	1,229	N292	Col. Rivas	T	495	529	561	594
N214	Col. Linda Vista o Planes del Gujjarro	S	366	391	415	439	N293	Col. Roberto Suazo Cordova	T	1,247	1,333	1,415	1,497
N215	Col. Uinton	T	455	487	517	546	N294	Col. Sagastume No.2 (Rodimiro Zelaya)	T	1,406	1,502	1,595	1,687
N216	Col. Loma La Minita	B	916	979	1,039	1,099	N295	Col. Rodriguez	B	6,064	6,480	6,878	7,275
N217	Col. Loma Linda Norte	S	1,129	1,206	1,280	1,354	N296	Col. Rosa Linda	L	1,203	1,285	1,364	1,443
N218	Col. Loma Linda Sur	A	921	984	1,044	1,105	N297	Col. Ruben Dario	A	554	592	629	665
N219	Col. Lomas de Tiloaque I, II	P	2,435	2,603	2,762	2,922	N298	Col. Sabanagrande	T	896	957	1,016	1,075
N220	Col. Lomas del Cortijo	T	1,139	1,217	1,291	1,366	N299	Col. Sagastume	T	2,267	2,423	2,571	2,720
N221	Col. Lomas del Country	T	614	656	696	736	N300	Col. San Angel	P	4,247	4,539	4,817	5,096
N222	Col. Lomas del Gujjarro	S	1,119	1,196	1,269	1,342	N301	Col. San Buenaventura	T	2,752	2,941	3,122	3,302
N223	Col. Lomas del Gujjarro Sur	S	2,153	2,301	2,442	2,584	N302	Col. San Carlos	P	312	333	354	374
N224	Col. Lomas del Mayab o Los Profesionales	S	1,104	1,180	1,252	1,324	N303	Col. San Francisco	T	6,346	6,782	7,198	7,614
N225	Col. Lomas del Norte	L	3,841	4,105	4,357	4,609	N304	Col. San Jose	P	594	635	674	713
N226	Col. Los Almendros	A	272	291	309	327	N305	Col. San Jose de la Pena	P	3,341	3,571	3,790	4,009
N227	Col. Los Angeles	S	644	688	730	772	N306	Col. San Jose de la Vega I, II	P	3,683	3,936	4,177	4,419
N228	Col. Los Centenos	W	1,163	1,243	1,319	1,396	N307	Col. San Juan del Norte No.1	L	223	238	253	267
N229	Col. Res. Los Girasoles I,II,III, IV	P	1,634	1,746	1,853	1,960	N308	Col. San Juan del Norte No.2	L	1,579	1,687	1,791	1,895
N230	Col. Los Olmos	T	297	317	337	356	N309	Col. San Luis	M	708	756	803	849
N231	Col. Los Periodistas	A	193	206	219	232	N310	Col. San Lorenzo	W	396	423	449	475
N232	Col. Los Pinos	T	9,494	10,146	10,769	11,391	N311	Col. San Martin	D	1,505	1,608	1,707	1,806
N233	Col. Los Proceres	T	381	407	432	457	N312	Col. San Miguel	P	10,628	11,358	12,054	12,751
N234	Col. Res. Los Robles	M	3,901	4,168	4,424	4,680	N313	Col. Santa Anita o Quebrachal	T	332	354	376	398
N235	Col. Los Zorzales Sector I,II	T	1,460	1,561	1,656	1,752	N314	Col. Santa Barbara	M	218	233	247	261
N236	Col. Res. Luis Landa	M	569	608	646	683	N315	Col. Santa Cecilia No.1	T	3,015	3,222	3,419	3,617
N237	Col. Maradaga	A	500	534	567	600	N316	Col. Santa Fe	P	3,005	3,211	3,408	3,605
N317	Col. Santa Isabel o Palmas Oeste	P	1,049	1,121	1,190	1,259	N396	Bo. La Soledad No.2	T	233	249	264	279
N318	Col. Santa Isabel No.1	T	218	233	247	261	N397	Bo. Los Higueros	T	50	53	56	59
N319	Col. Santo Domingo I-II Etapa	M	559	598	634	671	N398	Bo. San Isidro	T	307	328	348	368
N320	Col. Satellite	M	2,633	2,814	2,987	3,160	N399	Bo. Villa Los Ciruelos	T	158	169	180	190
N321	Col. Sampedo	T	1,040	1,111	1,179	1,247	N400	Col. Universidad Este	P	371	397	421	445
N322	Col. Smith No.1	W	1,297	1,386	1,471	1,556	N401	Col. 1 de Diciembre	T	4,376	4,676	4,963	5,250
N323	Col. Smith No.2	W	678	725	769	814	N402	Col. 17 de Septiembre	T	1,079	1,153	1,224	1,295
N324	Col. Soto	D	208	222	236	249	N403	Col. 17 de Septiembre #2	T	569	608	646	683
N325	Col. Tepeyac	S	1,322	1,412	1,499	1,586	N404	Col. 19 de Septiembre	T	1,792	1,915	2,032	2,150
N326	Col. Torocagua	P	7,143	7,633	8,102	8,570	N405	Col. 23 de Junio	T	1,901	2,031	2,156	2,281

Table G.2.6 Proyeccion de Poblacion para Cada Barrio (3/4)

Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015	Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015
N327	Col. 13 de Julio	T	901	963	1,022	1,081	N406	Col. Altamira	P	208	222	236	249
N328	Col. 30 de Noviembre	P	2,510	2,682	2,847	3,011	N407	Col. Altos de Eden	T	153	164	174	184
N329	Col. Tres Caminos	A	1,515	1,619	1,718	1,817	N408	Col. Altos de Elvel	A	64	69	73	77
N330	Col. Tres de Mayo	T	11,949	12,770	13,554	14,337	N409	Col. Altos de Jardines de Loarque	T	317	339	359	380
N331	Col. Universidad Norte (I,II)	M	1,143	1,222	1,297	1,372	N410	Col. Altos de la Cabaña	B	941	1,005	1,067	1,128
N332	Col. 28 de Marzo	T	3,648	3,899	4,138	4,377	N411	Col. Altos de La Joya	P	149	159	168	178
N333	Col. 21 de Febrero	T	7,494	8,009	8,500	8,992	N412	Col. Altos de la Laguna	L	218	233	247	261
N334	Col. 21 de Octubre	P	3,653	3,904	4,144	4,383	N413	Col. Altos de las Tapias	L	3,445	3,682	3,908	4,134
N335	Col. Prof. Victor F. Ardon	P	1,653	1,767	1,875	1,984	N414	Col. Altos de los Laureles	T	1,173	1,254	1,331	1,408
N336	Col. Vieja Santa Rosa	T	441	471	500	529	N415	Col. Altos de Miramesi	T	401	428	455	481
N337	Col. Viera	A	441	471	500	529	N416	Col. Altos de San Isidro	P	584	624	663	701
N338	Col. Villa Cristina (I,II,III Etapas)	L	5,589	5,972	6,339	6,705	N417	Col. Altos de Toncontin	L	549	587	623	659
N339	Col. Villa Delmy	P	767	820	870	921	N418	Col. Altos del Paraiso (S-I,II,III)	L	5,529	5,909	6,271	6,634
N340	Col. Villafranca	L	4,128	4,412	4,683	4,953	N419	Col. Altos del Paraiso (S-IV)	L	277	296	314	333
N341	Col. Villa Los Laureles o Flor Campo II	T	3,039	3,248	3,447	3,647	N420	Col. Altos del Pedregalito	T	856	915	971	1,027
N342	Col. Villa Nueva Norte	T	13,043	13,939	14,794	15,650	N421	Col. Arcieri	T	1,223	1,307	1,387	1,467
N343	Col. Villa Nueva Sur	T	17,147	18,324	19,449	20,573	N422	Col. Arcieri No.2	T	203	217	230	244
N344	Col. Villa Union	T	6,089	6,507	6,906	7,305	N423	Col. Arturo Quezada	P	7,371	7,877	8,360	8,843
N345	Col. Vista Hermosa (Kennedy)	B	84	90	95	101	N424	Col. Aurora No.2	M	252	270	286	303
N346	Col. Vista Hermosa	L(T)	673	719	764	808	N425	Col. Avenida La Paz	L(C)	89	95	101	107
N347	Col. Villa San Caralampio	T	10	11	11	12	N426	Col. Bella Vista Norte	L(P)	757	809	859	909
N348	Col. Zapote Centro	P	2,351	2,513	2,667	2,821	N427	Col. Bernardo Dazzi	P	673	719	764	808
N349	Col. Zapote Norte	P	1,658	1,772	1,881	1,990	N428	Col. Bethel (Dios Proveera)	P	262	280	298	315
N350	Col. Zunilacal	T	50	53	56	59	N429	Col. Brisas de la Laguna	L	411	439	466	493
N351	Aldea La Soledad	L	277	296	314	333	N430	Col. Brisas de Oriente	L	545	582	618	653
N352	Aldea La Travesia	T	11,306	12,082	12,824	13,565	N431	Col. Brisas del Cortijo	T	361	386	410	434
N353	Aldea Suyapa	T	4,138	4,422	4,694	4,965	N432	Col. Buena Vista	L(T)	614	656	696	736
N354	Cerro Juan A. Lainez	T	401	428	455	481	N433	Col. Campana Arriba	A	54	58	62	65
N355	Zona de la Clinica Periferica del IHSS No.2	P	124	132	140	148	N434	Col. Canaan	T	3,772	4,031	4,278	4,526
N356	Zona Puente de Loarque	B	287	307	326	344	N435	Col. Cantarero Lopez	L	4,272	4,565	4,845	5,126
N357	Col. Israel Sur	P	604	1,238	1,313	1,389	N436	Col. Carrizal No.1-A	T	2,282	2,439	2,588	2,738
N358	Zona LLanos del Potrero	M	163	896	951	1,006	N437	Col. Casavola	A	163	175	185	196
N359	Brisas de Jacaleapa	P	-	1,203	1,277	1,350	N438	Col. Cerro Grande Zona II	P	9,360	10,003	10,617	11,231
N360	Col. Plan de Los Laureles	L(T)	-	1,188	1,261	1,334	N439	Col. Cerro Grande Zona IV	M	4,262	4,555	4,834	5,114
N361	Col. Res. Las Hadas III Etapa	M	-	1,604	1,702	1,801	N440	Col. Ciudad Lempira	M	1,931	2,063	2,190	2,316
N362	Juana C. Rivera	P	-	158	168	178	N441	Col. Cooperativa Las Mercedes	P	183	196	208	220
N363	Lomas de Rio Grande	B	-	297	315	333	N442	Col. Covespul	M	530	566	601	635
N364	Milpa Quemada	M	-	3,861	4,098	4,335	N443	Col. David Betancourt	L(P)	624	667	707	748
N365	Proyecto Banco Atlantida	M	-	153	163	172	N444	Col. El Contador	P	144	153	163	172
N366	Proyecto Linda Vista Centro	P	-	94	100	106	N445	Col. El Estiquirin	T	15	16	17	18
N367	Residencial Agua Dulce	M	-	782	830	878	N446	Col. El Japon	T	1,332	1,423	1,510	1,598
N368	Residencial Cienega	M	-	4,950	5,254	5,557	N447	Col. El Trapiche	A	74	79	84	89
N369	Residencial La Estancia	B	-	990	1,051	1,111	N448	Col. Eréndida	P	356	381	404	428
N370	Residencial La Granja	M	-	322	341	361	N449	Col. F. Calderon	T	144	153	163	172
N371	Residencial Las Uvas	M	-	4,950	5,254	5,557	N450	Col. Fatima	T	1,574	1,682	1,785	1,889
N372	Residencial Los Encuentros	P	-	9,900	10,507	11,115	N451	Col. Francisco Morazan	T	1,168	1,248	1,325	1,402
N373	Residencial Monte Pinos	B	-	163	173	183	N452	Col. Fuerzas Unidas	L	1,337	1,428	1,516	1,604
N374	Residencial Toncontin	M	-	495	525	556	N453	Col. Generacion 2000	L(P)	129	138	146	154
N375	Señor Jose Maria Agurcia	P	-	1,040	1,103	1,167	N454	Col. Hermanos Reyna	W	267	286	303	321
N376	Urbanizacion Osmund Maduro	P	-	634	672	711	N455	Col. I.P.M.	P	658	704	747	790
N377	Aldea La Joya	B	1,599	2,163	2,296	2,429	N456	Col. Iberia	T	2,822	3,015	3,200	3,385
N378	Col. La Cascada	M	203	1,787	1,897	2,006	N457	Col. Independiente (El Portillo)	T	114	122	129	137
N379	Col. Res. Lomas de Miraflores Sur	M	337	1,341	1,424	1,506	N458	Col. Jardines de Miraflores	M	683	730	775	820
N380	Col. Vista Hermosa del Norte	W	876	975	1,035	1,095	N459	Col. Jardines del Norte	W	252	270	286	303
N381	Col. Armando Calidonio	P	257	718	762	806	N460	Col. Jose Arturo Duarte (Sect. I - IV)	L	3,628	3,878	4,115	4,353
N382	Col. Jesus Aguilar Paz	M	45	505	536	567	N461	Col. Juan Lindo	T	342	365	387	410
N383	Col. La Vega	L(P)	10	396	420	445	N462	Col. La Campana o Maya Centro	A	50	53	56	59
N384	Alberque Cruz Roja (Santa Rosa)	L(P)	-	1,233	1,308	1,384	N463	Col. La Libertad	T	455	487	517	546
N385	Alberque El Trebol No. 1	L(P)	-	2,252	2,390	2,529	N464	Col. La Nueva Capital	L	7,836	8,374	8,888	9,402
N386	Col. Casandra	P	-	426	452	478	N465	Col. La Vegas 172	P	337	360	382	404
N387	Col. La Leonesa del Rincon	P	-	153	163	172	N466	Col. Las Vegas 12	P	64	69	73	77
N388	Col. Res. Fecesitih Sector I y II	L(P)	-	59	63	67	N467	Col. Las Vegas de la Flor del Campo	T	762	815	865	915
N389	Aldea La Cañada	L	1,203	1,285	1,364	1,443	N468	Col. Las Vegas del Rio	P	470	503	533	564
N390	Bo. Altos del Bosque o 13 de Febrero	T	460	492	522	552	N469	Col. Las Vegas Fecesitih	L(P)	292	312	331	350
N391	Bo. Cofradia	T	361	386	410	434	N470	Col. Loarque Sur I y II Etapas	M	1,178	1,259	1,336	1,414
N392	Bo. El Socorro	T	1,262	1,349	1,432	1,514	N471	Col. Lomas del Loarque	P	54	58	62	65
N393	Bo. Jacaleapa	T	149	159	168	178	N472	Col. Luis Andres Zuniga	T	342	365	387	410
N394	Bo. Jardines de Casamata	P	401	428	455	481	N473	Col. Luis Cordova o Capriasa	T	252	270	286	303
N395	Bo. La Isla	T	109	116	124	131	N474	Col. Macro Alberque el Molino No.1	L(P)	1,351	1,444	1,533	1,621
N475	Col. Macro Alberque el Molino No.2	L(P)	891	952	1,011	1,069	N554	El Suyatillo	L(P)	35	37	39	42
N476	Col. Maria Cristina	P	337	360	382	404	N555	Faldas Residencial Centroamerica Este	T	59	63	67	71
N477	Col. Mary de Flores	L	980	1,047	1,112	1,176	N556	Loma Sur	L(P)	163	175	185	196
N478	Col. Montes de Bendicion	L	1,688	1,804	1,915	2,025	N557	Lomas de San Jose (II etapa)	P	416	444	472	499
N479	Col. Nueva Dania	L	2,985	3,190	3,386	3,581	N558	Lomas Del Naovo (Etapas I,II,III)	L(P)	252	270	286	303
N480	Col. Nueva Eden	T	579	619	657	695	N559	Los Alpes Arriba (B-16)	P	35	37	39	42
N481	Col. Nueva España	L	1,282	1,370	1,454	1,538	N560	Los Alpes I	P	401	428	455	481
N482	Col. Nueva Orocuina	T	1,153	1,233	1,308	1,384	N561	Los Alpes II	P	59	63	67	71
N483	Col. Nuevo Amanecer	T	629	672	713	754	N562	Lotificacion Altos de las Lomas I.P.M.	S	109	116	124	131
N484	Col. Oscar Castro Tejeda	T	495	529	561	594	N563	Paseo los Laureles	T	89	95	101	107
N485	Col. Percaltagua	M	114	122	129	137	N564	Quebrada el Ocote	L(P)	10	11	11	12
N486	Col. Planes de Suyapa	L(T)	69	74	79	83	N565	Res. Los Zorcales	T	104	111	118	125
N487	Col. Predios del Recreo	T	2,203	2,354	2,498	2,643	N566	Res. Villas Palmeras de San Ingnacio	M	69	74	79	83
N488	Col. Prof. Eugenio Matute Canizales	P	554	592	629	665	N567	Residencial Altos del Trapiche	P	594	635	674	713
N489	Col. Pueblo Nuevo	T	520	555	590	624	N568	Residencial Buena Vista	P	89	95	101	107

Table G.2.6 Proyeccion de Poblacion para Cada Barrio (4/4)

Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015	Cód.	Nombre del Vecindario	Clase	2000	2005	2010	2015
N490	Loarque	P	579	619	657	695	N569	Residencial Condominios Viera	P	436	466	494	523
N491	Col. Rafael Leonardo Callejas	T	2,361	2,523	2,678	2,833	N570	Residencial Francisco Morazan	P	5,410	5,782	6,137	6,492
N492	Col. Ramon Amaya Amador No.1	T	134	143	152	160	N571	Residencial La Hacienda	A	238	254	269	285
N493	Col. Ramon Amaya Amador No.2	T	3,821	4,084	4,334	4,585	N572	Residencial Lomas de San Jose	L(T)	812	868	921	974
N494	Col. Reparto Mandofar	T	99	106	112	119	N573	Residencial Prados Universitarios	P	4,727	5,052	5,362	5,672
N495	Col. Res. Aeropuerto	M	149	159	166	178	N574	Santa Clara	T	59	63	67	71
N496	Col. Res. Aleman	P	4,638	4,957	5,261	5,565	N575	Urbanizacion La Cumbre	S	149	159	168	178
N497	Col. Res. Alta Vista	L(T)	248	264	281	297	N576	Urbanizacion Loma Verde	S	114	122	129	137
N498	Col. Res. Atlántis	P	139	148	157	166	N577	Villa Colonial Altos de Miramontes	A	153	164	174	184
N499	Col. Res. Centroamerica Este (Anexo Sur)	P	480	513	545	576	N578	Zona Industrial Capria	T	20	21	22	24
N500	Col. Res. Centroamerica Este IV	M	1,094	1,169	1,241	1,313	N579	Zona Miraflores Sur	M	25	26	28	30
N501	Col. Res. El Jardín	T	188	201	213	226	Colonias Futuras (ubicación no identificable)			-	41,588	128,029	210,459
N502	Col. Res. Honduras	P	3,980	4,253	4,514	4,775	Población Urbana Total			832,288	1,080,466	1,228,644	1,376,822
N503	Col. Res. Lara Norte	M	198	212	225	238							
N504	Col. Res. Las Granjitas	P	327	349	371	392							
N505	Col. Res. Las Hadas	A	1,193	1,275	1,353	1,431							
N506	Col. Res. Las Vegas	P	525	561	595	630							
N507	Col. Res. Loma Alta	A	84	90	95	101							
N508	Col. Res. Lomas de Toncontin I-III	M	3,876	4,142	4,396	4,650							
N509	Col. Res. Los Calpules Etapas I, II	P	3,554	3,798	4,031	4,264							
N510	Col. Res. Los Mangos	P	74	79	84	89							
N511	Col. Res. Los Molinos	P	510	545	578	612							
N512	Col. Res. Luimisa	M	94	101	107	113							
N513	Col. Res. Montecarlo	A	208	222	236	249							
N514	Col. Res. Plaza	M	6,559	7,009	7,439	7,869							
N515	Col. Res. Puerta del Sol	A	10	11	11	12							
N516	Col. Res. Rio Alto	L(P)	144	153	163	172							
N517	Col. Res. Ruben Antunez C.	P	5	5	6	6							
N518	Col. Res. Santa Maria	T	1,584	1,693	1,797	1,901							
N519	Col. Res. Villa Suyapa, I,II,III	P	2,802	2,994	3,178	3,362							
N520	Col. Res. Villa Universitaria	M	856	915	971	1,027							
N521	Col. Residencial Gloria a Dios	P	139	148	157	166							
N522	Col. Residencial La Cañada	M	4,099	4,380	4,649	4,918							
N523	Col. Residencial Las Vegas	P	104	111	118	125							
N524	Col. Residencial Maya	M	1,035	1,106	1,173	1,241							
N525	Col. Residencial Maya Centro	T	203	217	230	244							
N526	Col. Residencial Monte Verde	M	272	291	309	327							
N527	Col. Rivera de La Vega	P	1,005	1,074	1,140	1,206							
N528	Col. Roble Alto I-II Etapas	M	416	444	472	499							
N529	Col. Roma o Codideprol	P	307	328	348	368							
N530	Col. San Jose de la Montaña	T	1,337	1,428	1,516	1,604							
N531	Col. San Jose de Loarque	P	1,015	1,084	1,151	1,218							
N532	Col. San Juan Bosco	W	485	518	550	582							
N533	Col. San Rafael (Near Elvø)	M	45	48	51	53							
N534	Col. Santa Ana	T	762	815	865	915							
N535	Col. Santa Cecilia No.2	T	178	190	202	214							
N536	Col. Santa Isabel No.3	L	441	471	500	529							
N537	Col. Superacion	L	342	365	387	410							
N538	Col. Suyapita	P	678	725	769	814							
N539	Col. Tiloarque Norte	P	94	101	107	113							
N540	Col. Union y Fuerza	L(T)	455	487	517	546							
N541	Col. Valencia	M	396	423	449	475							
N542	Col. Venecia	T	1,376	1,471	1,561	1,651							
N543	Col. Villa Centroamericana	P	248	264	281	297							
N544	Col. Villa Centroamericana (III)	M	1,381	1,476	1,566	1,657							
N545	Col. Villa de los Reyes	T	365	391	415	439							
N546	Col. Villa Nelita	P	287	307	326	344							
N547	Col. Villa Nueva Suyapa	T	8,613	9,205	9,769	10,334							
N548	Col. Villa San Antonio o El Boqueron	L	639	682	724	766							
N549	Col. Villa Santa Margarita	L(P)	460	492	522	552							
N550	Col. Villa Universitaria (II etapa)	M	317	339	359	380							
N551	Col. Villas del Rio	P	490	524	556	588							
N552	Col. Vista Hermosa	T	2,960	3,163	3,358	3,552							
N553	Col. Residencial Monte Carmelo	P	426	455	483	511							

Nota:

S: Superior

A: Alta

M: Media

C: Central

B: Baja

P: Urbanización planificada

T: Comunidad en Desarrollo

W: Suministrada por Pozo

L: Suministrada por camión cisterna

L(A): Suministrada por camión cisterna, con la misma demanda unitaria de la clase A

L(C): Suministrada por camión cisterna, con la misma demanda unitaria de la clase C

L(P): Suministrada por camión cisterna, con la misma demanda unitaria de la clase P

L(T): Suministrada por camión cisterna, con la misma demanda unitaria de la clase T

Tabla G.4.1 Registro de Ventas de SANAA desde Noviembre de 1999 a Marzo del 2000

Categoría del usuario	Nov. 1999		Dic. 1999		Ene. 2000		Feb. 2000		Mar. 2000		Promedio			
	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa considerada (m ³ /mes)	número de consumidores (factura)	Tasa unitaria (m ³ /mes/factura)	Proporción
Uso Doméstico	2,609,296	82,592	2,641,772	83,047	2,661,145	83,443	2,615,364	83,705	2,670,164	83,763	2,639,548	83,310	31.7	71.2%
- Medido	1,624,943	50,350	1,656,301	50,455	1,668,531	50,520	1,607,702	50,650	1,661,105	50,699	1,643,716	50,535	32.5	
- No-medido	984,353	32,242	985,471	32,592	992,614	32,923	1,007,662	33,055	1,009,059	33,064	995,832	32,775	30.4	
Uso Comercial	329,317	3,943	349,380	3,962	357,846	3,973	342,277	3,996	349,136	4,020	345,591	3,979	86.9	9.3%
- Medido	299,284	3,514	317,728	3,522	323,727	3,517	305,642	3,530	310,346	3,540	311,345	3,525	88.3	
- No-medido	30,033	429	31,652	440	34,119	456	36,635	466	38,790	480	34,246	454	75.4	
Uso Industrial	82,943	561	89,843	564	94,829	567	83,657	577	86,253	585	87,505	571	153.3	2.4%
- Medido	76,782	509	83,991	509	88,814	506	77,442	515	79,873	519	81,380	512	159.1	
- No-medido	6,161	52	5,852	55	6,015	61	6,215	62	6,380	66	6,125	59	103.5	
Uso público					382,680	393	382,844	399			382,762	396	966.6	10.3%
- Medido					136,673	167	136,782	171			136,728	169	809.0	
- No-medido					246,007	226	246,062	228			246,035	227	1,083.9	
Grifos públicos (para doméstico)	181,656	86	177,508	86	223,204	89	349,807	89	337,994	86	254,034	87	2,913.2	6.8%
- Medido	107,085	45	102,937	45	142,905	44	143,241	44	131,428	41	125,519	44	2,865.7	
- No-medido	74,571	41	74,571	41	80,299	45	206,566	45	206,566	45	128,515	43	2,961.2	
Total	3,203,212	87,182	3,258,503	87,659	3,719,704	88,465	3,773,949	88,766	3,443,547	88,454	3,709,440	88,343	42.0	100.0%

Fuente : Departamento Comercial de SANAA, Abril 2000.

Tabla G.5.2 Resultado del Pronóstico de Demanda de Agua

Unidad : m³/día

Cliente	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Uso doméstico por tubería	112,195	114,983	117,771	120,559	123,347	126,135	127,683	129,231	139,290	140,939	142,588	144,237	145,885	147,534	149,183	150,832
Clase S	4,198	4,256	4,313	4,371	4,429	4,486	4,541	4,597	4,652	4,707	4,762	4,817	4,872	4,927	4,982	5,037
Clase A	6,468	6,557	6,645	6,734	6,823	6,912	6,997	7,082	7,339	7,426	7,513	7,600	7,687	7,774	7,861	7,947
Clase M	13,747	14,687	15,626	16,565	17,505	18,444	18,670	18,897	19,123	19,349	19,576	19,802	20,028	20,255	20,481	20,707
Clase C	2,966	3,006	3,047	3,088	3,128	3,169	3,208	3,247	3,301	3,340	3,379	3,418	3,457	3,496	3,535	3,574
Clase B	10,496	10,697	10,899	11,100	11,301	11,503	11,644	11,785	11,926	12,067	12,208	12,350	12,491	12,632	12,773	12,914
Clase P	29,748	30,596	31,444	32,292	33,140	33,988	34,405	34,822	36,701	37,135	37,570	38,004	38,439	38,873	39,307	39,742
Clase T	44,572	45,184	45,796	46,408	47,021	47,633	48,217	48,802	56,249	56,915	57,580	58,246	58,912	59,578	60,244	60,909
Uso comercial	14,571	14,933	15,295	15,657	16,019	16,381	16,582	16,783	18,090	18,304	18,518	18,732	18,946	19,160	19,374	19,589
Uso industrial	4,371	4,480	4,588	4,697	4,806	4,914	4,975	5,035	5,427	5,491	5,555	5,620	5,684	5,748	5,812	5,877
Uso público	14,571	14,933	15,295	15,657	16,019	16,381	16,582	16,783	18,090	18,304	18,518	18,732	18,946	19,160	19,374	19,589
Uso doméstico por autocist	3,010	3,443	3,876	4,308	4,741	5,173	5,728	6,283	2,768	3,274	3,781	4,287	4,794	5,301	5,807	6,314
Uso doméstico por pozo	1,331	1,350	1,369	1,388	1,407	1,426	1,444	1,461	1,479	1,496	1,514	1,531	1,549	1,566	1,584	1,601
Demanda total	150,049	154,121	158,194	162,266	166,339	170,411	172,994	175,576	185,143	187,809	190,474	193,139	195,804	198,470	201,135	203,800

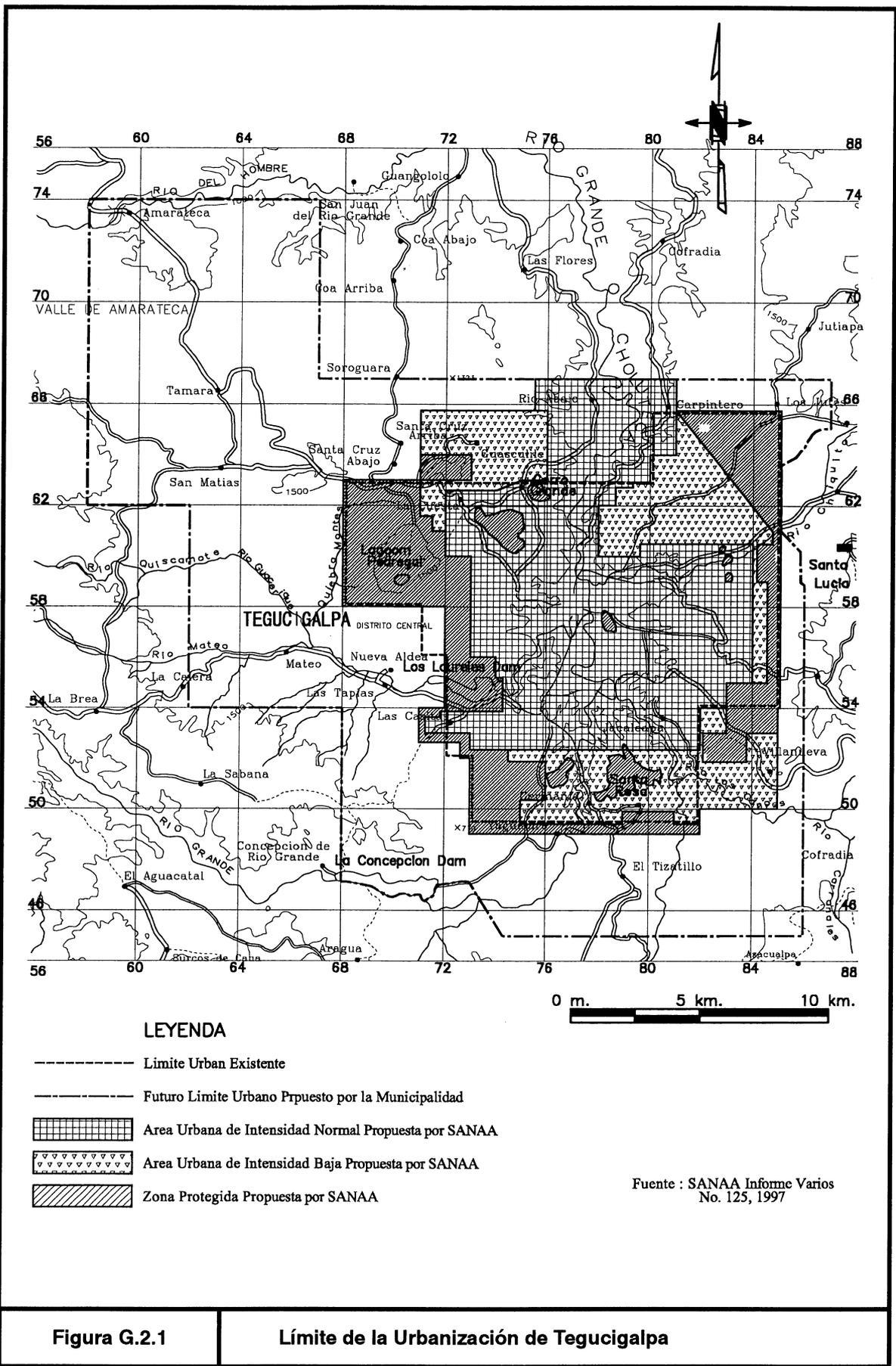


Figura G.2.1

Límite de la Urbanización de Tegucigalpa

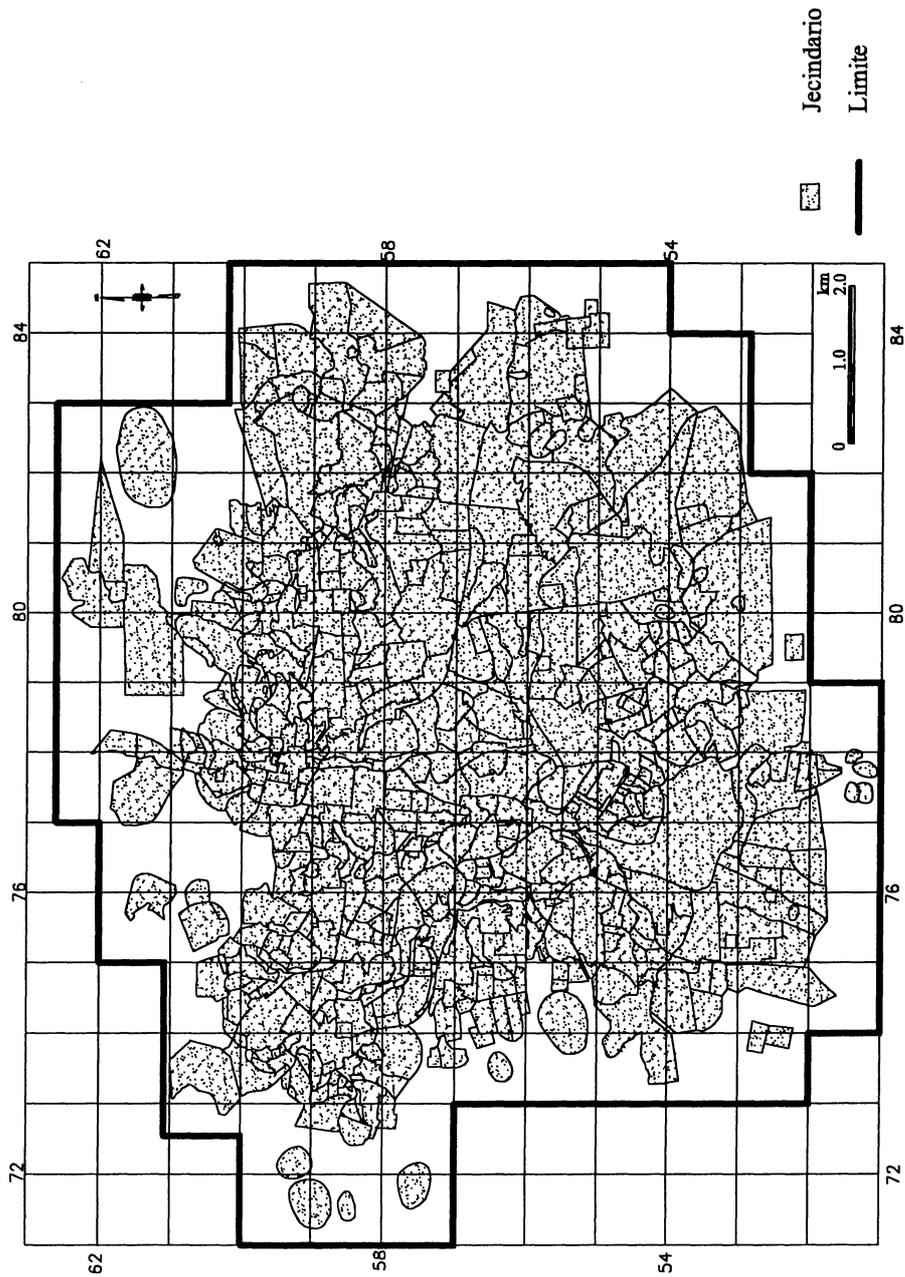
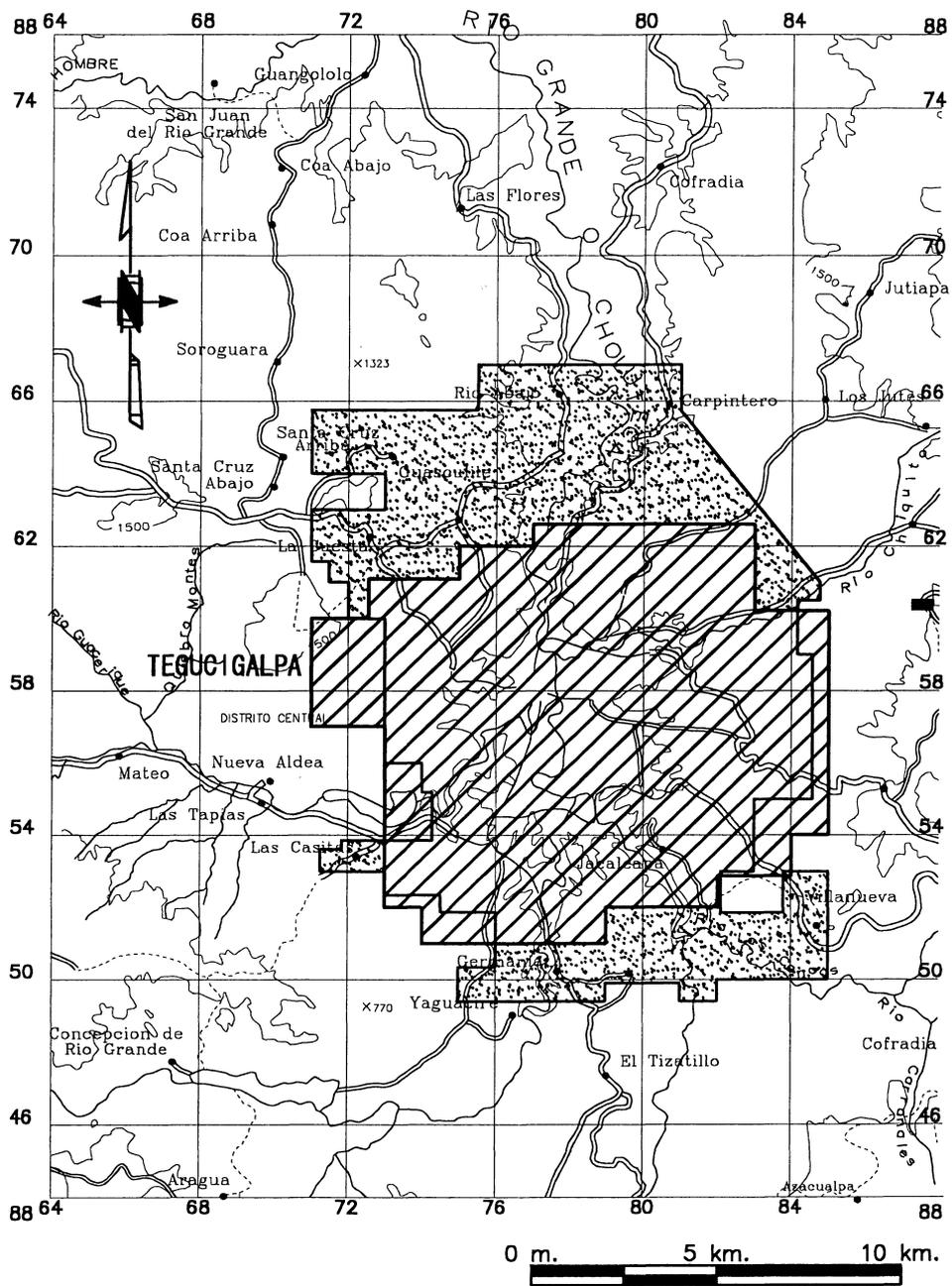
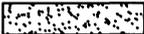


Figura G.2.2

Area Urbana Existente de Tegucigalpa



LEYENDA

-  Area del Servicio por Tuberia
-  Area de Servicio por Autocisterna

Fuente : SANAA Informe Varios
No. 125, 1997

Figura g.3.1

Area del Servicio de Suministro de Agua Planificado en el 2015