



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE
HIDALGO**

“FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL”

TESIS PROFESIONAL

**“DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA ROMPEPICOS PARA EL MEANDRO DEL RÍO
LERMA, EN LA PIEDAD, MICH.”**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RUKMINI ESPINOSA DIAZ

ASESOR: M. EN I GUILLERMO BENJAMIN PEREZ MORALES

Morelia, Mich. Agosto 2011



Dedicada a mi madre Josefina Díaz[†]

A mis hermanos José Fabián y Fabiola Jared

Mi sobrino Fernando

Mi tía Ma. De Los Ángeles

Mi tutor y asesor Benjamín Pérez

Mi novio Víctor Hugo

A mi Padre Fabián Espinosa

Y a todos mis amigos casi hermanos

*A todos ellos gracias por estar a mi lado, acompañándome y apoyándome
durante todo este tiempo.*

Un vehemente agradecimiento a mi preciosa madre Josefina quien desde el nirvana ha estado acompañándome y guiándome, a mis hermanos; sobre todo a mi hermano José Fabián por ser mi apoyo y fortaleza, a mi sobrino Fernandito por ser mi lucecita, a mi tío Alejandro por ayudarme a terminar mi carrera, a mi tía Ma. De los Ángeles (tía Nena) por adoptarme, a mi tía Paty por ser mi mentora, a mi papá quien a pesar de estar tanto tiempo lejos, en estos momentos me ha ayudado tanto a concluir este ciclo... Gracias.

A mi novio Víctor Hugo quien me ha mantenido en el camino y me ha dado su apoyo incondicional, a mis amigos: Daniel, Juan Alberto, Manuel, Alan, Edgar, Salatiel, Mauricio, Andrés, Filadelfo, Sotero, Héctor, Mónica, Alma por estar conmigo en las buenas y las malas.... Gracias.

A mi asesor y tutor el Ing. Benjamín Pérez por ser como un padre para mí y apoyarme para mi titulación así como guiarme y enseñarme para ser lo que ahora soy, al Ing. Leonel Ángel Hurtado por haberme enseñado a ser una profesionalista, al Ing. Martin Caballero por darme la oportunidad de pertenecer a un excelente equipo de trabajo, al Ing. Juan Pablo Molina por ser un gran apoyo profesional, al Ing. Alejandro Ayala por su paciencia y dedicación en ayudarme con la presente tesis... Gracias.

A todas aquellas personas que han compartido un momento de vida y me han enseñado en cada momento a vivir y sonreír... Gracias.

Contenido

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes.	1
1.2	Breve descripción de los trabajos.	1
1.3	Objetivos.	1
1.4	Alcances.....	1
2	GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	2
2.1	Extensión Territorial.....	2
2.2	Límites	2
2.3	Perfil Sociodemográfico	3
2.4	Infraestructura social y de comunicaciones.....	4
2.5	Actividad Económica	6
3	PROBLEMÁTICA	7
4	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	9
4.1	Breve descripción de los trabajos.	9
4.2	Recopilación y análisis de información.	9
4.3	Estudio hidrológico.....	10
4.3.1	Análisis de lluvias.....	10
4.3.2	Gastos de diseño.	19
5	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA CORTINA.....	22
6	DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA.	25
6.1	Material propuesto para la construcción de la presa	25
6.2	Ventajas de las presas de gaviones	25
6.3	Estabilidad de la presa.....	25
6.4	Características de los gaviones.....	26
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	28
8	REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA	29

Apéndice A	INFORMACIÓN RECOPIADA	30
1	Memoria Topográfica	30
2	Cartas Topográficas	35
3	Estaciones Climatológicas	35
Apéndice B	MEMORIA DE CÁLCULO	39
Apéndice C	PRESUPUESTO	90
Apéndice D	PLANOS DE PROYECTO	93

I INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

La Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH) estableció un Convenio de Asignación de Recursos con, Nacional Financiera, S.N.C., Institución Fiduciaria en el Fideicomiso Público de Administración e Inversión denominado “Fondo Mixto CONACYT-Gobierno del Estado de Michoacán”, mediante el cual la primera se comprometió a realizar una serie de proyectos para el mejoramiento de la seguridad y saneamiento del brazo izquierdo del río Lerma en las inmediaciones de la cabecera municipal, denominado “SANEAMIENTO DEL CAUCE NATURAL (MEANDRO) DEL RÍO LERMA E INTEGRACIÓN DEL MISMO A LA DINÁMICA URBANA DE LA PIEDAD, MICHOACÁN”, bajo la clave 73881.

Entre estos proyectos se incluyeron los correspondientes a cuatro presas rompepicos, mismas que se ubicarán en distintos afluentes del brazo izquierdo del río Lerma.

1.2 Breve descripción de los trabajos.

Como ya se mencionó anteriormente, se realizarán los proyectos ejecutivos de cuatro presas rompepicos, con las cuales se pretende reducir los picos de las avenidas que transitarán hasta el meandro del río Lerma por su margen izquierda.

Los trabajos realizados obedecen a los objetivos y alcances que se describen en forma sucinta a continuación.

1.3 Objetivos.

La presente tesis tiene como objetivo la realización del proyecto de una de la presas rompepicos antes mencionadas, la cual se ubica sobre uno de los afluentes del brazo izquierdo del río Lerma, denominado Arroyo Los Morenos, en las inmediaciones de ciudad de La Piedad, en la Colonia que lleva como nombre DELTA, la cual permitirá reducir la magnitud de las crecientes que se presenten en el futuro en el citado brazo izquierdo, de modo que se garantice la seguridad de los habitantes de las zonas bajas de la cabecera municipal de La Piedad, Mich.

1.4 Alcances.

El proyecto que se presenta en ésta tesis tiene exclusivamente como alcance, el dimensionamiento hidráulico, determinando las avenidas de diseño, su regulación por medio del tránsito de la avenida en el vaso y la estabilidad hidráulica de la cortina.

2 GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 Extensión Territorial

La ciudad de La Piedad de Cabadas, es la cabecera del Municipio de La Piedad, se



encuentra en la margen izquierda del río Lerma, y está situada a una altitud de 1,675 msnm. Tiene una temperatura media anual de 17°C, por lo que su clima es templado, con veranos calurosos y lluvias permanentes de junio a septiembre y una estación invernal no bien definida. Tiene una extensión territorial de 271 [km²](#).

Fig. 2.1 Extensión Territorial

2.2 Límites

La Piedad, puerta norte del estado de Michoacán, rodeando las riberas del río Grande o Lerma, limita al noroeste con los municipios de Degollado y Ayotlan Jalisco; pequeñas



poblaciones productoras de artesanías de cantera y textiles. Al norte se encuentra la población urbana de Santa Ana Pacueco perteneciente al Municipio de Pénjamo, Estado de Guanajuato. Al oriente limita con el municipio de Numarán, Mich. Al sur limita con los municipios de Zináparo, Churintzio y Ecuandureo, y al occidente con el municipio de Yurécuaro, estos últimos del estado de Michoacán.

Fig. 2.2 Límites

Orografía

Su relieve lo constituyen la depresión del Lerma, el sistema volcánico transversal y los cerros: Grande, Zaragoza, Zapote y Del Huerto.

Hidrografía

Su hidrografía se constituye principalmente por el río Lerma; arroyos: Domingo Prieto, Prieto, Aviña, Cinco de Oros, Hondo, El Tigre y Canaparo; manantiales de agua fría: el Algodonal y el Capricho, Además de las presas Aviña, Ticuitaco, Paredones e Ingeniero Antonio Rodríguez.

Clima

Su clima preponderante en el Municipio es semicálido subhúmedo, con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual del 700 milímetros y temperaturas que oscilan de 3.0 a 38.5° centígrados.

Principales Ecosistemas

En el Municipio domina la pradera, con nopal, cardonal, pastizal y matorrales diversos. La fauna la conforman la liebre, zorrillo, comadreja, ardilla, coyote, tuza, tordo, torcaz, bagre y carpa.

Recursos Naturales

Se aprovecha el caudal del Río Lerma en un lugar conocido como “El Salto” para la generación de Energía Eléctrica, además de su uso normal para riego.

Características y Uso del Suelo

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario inferior y mioceno; corresponden principalmente a los del tipo chernozem. Su uso es primordialmente ganadero y en menor proporción agrícola.

2.3 Perfil Sociodemográfico

Grupos Indígenas

Según el Censo de Población y Vivienda 1990, hasta ése año existían en el municipio 216 personas indígenas, de las cuales 109 eran hombres y 107 mujeres. La lengua que hablan estas personas es la purépecha y Yuma.

El II Conteo de Población y Vivienda del 2005 señala que en el municipio habitan 233 personas que hablan alguna lengua indígena.

Evolución Demográfica

En el Municipio de La Piedad en 1990, la población representaba el 2.29 por ciento del total del Estado.

Para 1995, se tiene una población de 88,581 habitantes, su tasa de crecimiento es del 1.83 por ciento anual y la densidad de población es de 312 habitantes por kilómetro cuadrado. El número de mujeres es relativamente mayor al de hombres. Para el año de 1994, se ha dado 2,748 nacimientos y 482 defunciones.

En el año 2000 el municipio contaba con 84,946 habitantes y de acuerdo al II Censo de Población y Vivienda del 2005 el municipio cuenta con un total de 91,132 habitantes.

Religión

La religión predominante es la católica y en menor escala la protestante.

2.4 Infraestructura social y de comunicaciones

Educación

El municipio cuenta con centros educativos de preescolar, primaria, secundaria, preparatoria, capacitación para el trabajo, técnica y profesional. Además recibe los servicios del Instituto Nacional de Educación para los Adultos (INEA).

Salud

La demanda de servicios, es atendida en 2 unidades del IMSS, una unidad de medicina familiar del ISSSTE, 3 unidades medicas Tipo U-08, Hospital General y R-01 localizado éste último en la comunidad de los Guajes, además de clínicas, hospitales y consultorios particulares en varias especialidades.

Abasto

Los centros de suministro comercial son: 2 mercados, un mercado de abasto, un tianguis semanal, una mini-plaza comercial y tiendas misceláneas.

Deporte

La cabecera municipal tiene 2 unidades deportivas, 2 clubs deportivos, cuatro campos de fútbol rápido y un lienzo charro; en el interior del municipio, encontramos canchas de basquetbol, fútbol y de usos múltiples en la mayoría de las comunidades.

Vivienda

En 1990, el municipio contaba con 15,612 viviendas, la mayoría son propias y de tipo fija, los materiales utilizados principalmente para su construcción, son en orden de

importancia, tabique, block, adobe, cubierta de losa de concreto, lámina de asbesto, metálica, teja, y lámina de cartón.

El II Censo de Población y Vivienda del 2005 señala que en el municipio hay 21,769 viviendas edificadas de las cuales 21,100 son particulares.

Servicios Públicos

La cobertura de servicios públicos de acuerdo a apreciaciones del H. Ayuntamiento es:

Agua Potable 90 %
Drenaje 70 %
Electrificación 95 %
Pavimentación 50 %
Alumbrado Público 85 %
Recolección de Basura 80 %
Mercado se abastece al 100 % de las localidades
Rastro cubre el 80 % de la demanda
Cloración del agua 90 %
Seguridad Pública 90 %
Panteón 100 %

Además, el ayuntamiento administra los servicios de parques y jardines, edificios públicos, unidades deportivas y recreativas, monumentos y fuentes, entre otros.

Medios de Comunicación

Cuenta con un diario local y 3 semanarios, cobertura de periódicos regionales y estatales; dos estaciones de radio local y cobertura de repetidoras de radio AM-FM, un canal local de televisión, y cobertura de canales de televisión nacionales.

Vías de Comunicación

El municipio está comunicado a la capital del Estado por las carreteras federales 15 y 37 en sus tramos Morelia-Zamora y Carapan- La Piedad respectivamente. La cabecera municipal se encuentra a 32 Km. de la Autopista de Occidente México-Guadalajara, y al resto del país por las carreteras federales 90 y 110 en sus tramos La Piedad-Atotonilco El Alto, La Piedad-La Barca y La Piedad-Irapuato. La interconexión municipal se lleva a cabo con 80.3 Km. de caminos vecinales con superficie revestida en su gran mayoría. Lo atraviesa una vía férrea, tramo Zamora-Yurécuaro. Se tiene servicio de correo, telégrafo, teléfono, telex, cobertura de telefonía celular, fax, taxis, transporte urbano y suburbano, además de una aeropista.

2.5 Actividad Económica

Principales Sectores, Productos y Servicios

Agricultura

Los principales cultivos del municipio son maíz, trigo, sorgo, hortalizas y frutales. El 76% de la superficie sembrada es de temporal y el 24% de riego.

Ganadería

En el municipio los principales ganados que se crían, en orden de importancia son: porcino, avícola, caprino, bovino y colmenas.

Industria

Predominan 3 ramas de la Industria: Productos alimenticios, prendas de vestir, ensamble y reparación de maquinaria y equipo, 82 unidades de productos alimenticios, 43 de maquinaria y equipo, 22 de la Industria del vestido, 10 de madera y 3 de la construcción.

Turismo

Por sus condiciones naturales, el municipio tiene lugares propios para el desarrollo turístico, constituyendo una actividad de vital importancia para el desarrollo económico del municipio.

Comercio

Los establecimientos comerciales existentes son: tiendas de ropa, muebles, calzado, alimentos, ferreterías, madererías, materiales de construcción, papelerías, farmacias, etc.

Servicios

La capacidad de éstos en la cabecera municipal es suficiente para atender la demanda, ofreciéndose: Hoteles, moteles, bungalows, restaurantes, centros nocturnos, agencias de viajes, asistencia profesional, grupo de rescate, protección civil, bomberos, gasolineras y central de autobuses, entre otros.

3 PROBLEMÁTICA

Las diversas prácticas de uso de suelo, ya sea con fines urbanos, agrícolas, comerciales, industriales y recreacionales, generan recursos importantes para el desarrollo social, cultural y económico de una región. Sin embargo, asociado a este desarrollo se generan problemas de alteración del medio ambiente que pueden tener una repercusión considerable en los ecosistemas naturales e inclusive en la salud pública. Por esto es importante estar en posibilidades de identificar y cuantificar dichas alteraciones.

Uno de los principales factores de eutrofización de los cuerpos de agua es la descarga desmedida de contaminantes, los cuales tienen efectos nocivos sobre los ecosistemas acuáticos. Aunado a esto, se originan problemas de salud a la población circundante que de manera directa o indirecta tiene contacto con el cuerpo de agua. Debido a esto, resulta necesario evaluar la magnitud y calidad de los volúmenes de agua vertidos en los cuerpos receptores, en el entendido de que cada cuerpo tiene cierta capacidad de asimilación, que puede ser rebasada por la concentración de los contaminantes vertidos. Por tanto, resulta indispensable identificar y determinar los niveles de tratamiento mínimo que deben aplicarse a las descargas para lograr la restauración del cuerpo de agua.

Los modelos hidrológicos y de calidad del agua, representan una herramienta importante para el análisis y solución de problemas relacionados con el uso del agua y suelo. Con la implementación de estos modelos, es posible realizar el análisis de una gran cantidad de escenarios presentes y futuros, para determinar las mejores políticas de manejo del recurso suelo – agua.

Para determinar las medidas encaminadas al saneamiento de un cauce, es de primordial importancia conocer las características hidráulicas del flujo, es decir, la magnitud de los tirantes y las velocidades a lo largo de este, características que resultan de la conformación geométrica (pendiente, taludes, secciones transversales) y el tipo de suelo. Esto resulta aún más importante cuando se tienen problemas de afectaciones por desbordamientos.

Como resultado del análisis de alternativas de solución para el meandro del río Lerma en la Piedad de Cabadas, se seleccionó la alternativa de modificar el cauce sabiendo que el caudal que circulará por el meandro sería muy pequeño o nulo en época de estiaje, ya que se aislará completamente y de forma permanente el meandro del río Lerma, y que, por lo tanto, se puede aprovechar parte del cauce (haciendo las adecuaciones pertinentes) para ubicar andadores, zonas de descanso y, en general, para el esparcimiento de los ciudadanos, propiciando el contacto de éstos con su río, en toda su longitud.

Con la finalidad de lograr utilizar el lecho del cauce del meandro, es necesario regular el escurrimiento superficial que ingresará al meandro del río Lerma, por medio de los arroyos, como El Tigre, Hondo, Aceves, 5 de Oros y Delgado, lo cual se hará por medio de la construcción de cuatro presas rompepicos y la presa rompepicos 5 de Oros ya construida, que retendrán temporalmente el escurrimiento y lo desalojarán paulatinamente.

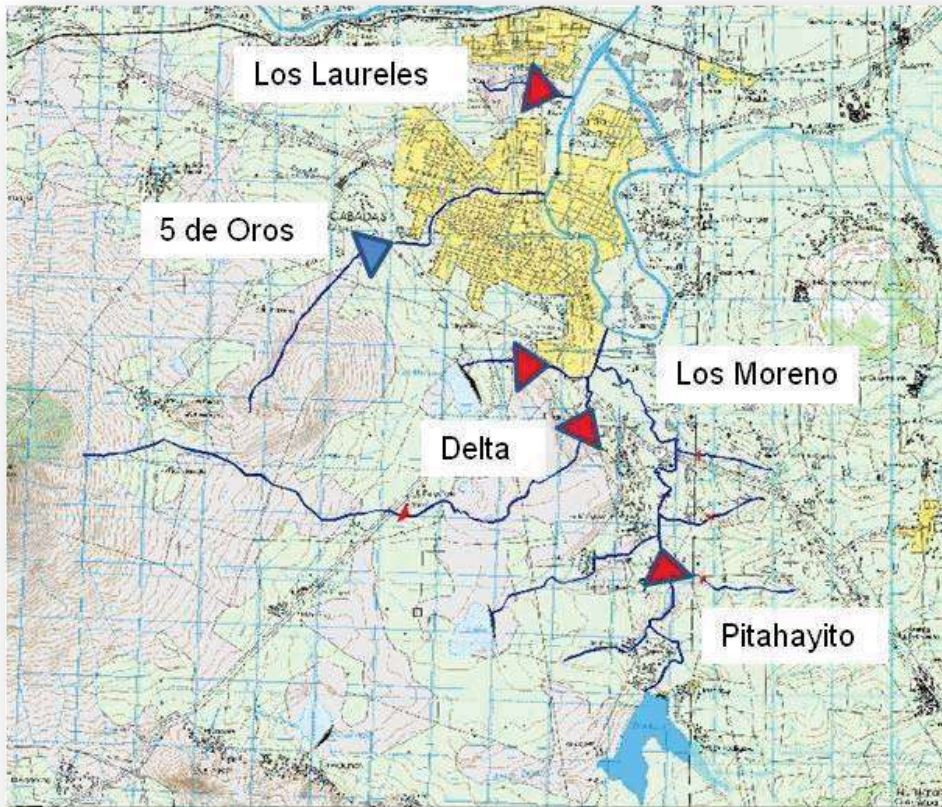


Fig 3.1 Ubicación de las cuatro presas Rompepicos por cosntruir y la ya construida en los afluentes al meandro del río Lerma

Parte fundamental para implementar la alternativa seleccionada para el meandro del río Lerma, es el desalojo de las aguas superficiales de la cuenca propia del meandro, para lo cual se ha proyectado la construcción de un cárcamo de bombeo que permita traspalear las aguas que sean conducidas por el nuevo cauce, hasta la parte final del meandro.

El cárcamo se localizará al poniente de la actual estructura de control N° 2 y tendrá una capacidad de bombeo de 25 m³/s.

Como parte de un proyecto más complejo, en la presente tesis solo se tratará una de las presas Rompepicos; siendo ella la del sitio Delta, por lo que sólo se analizará el estudio hidrológico, características de la presa y observaciones a la misma.

4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1 *Breve descripción de los trabajos.*

Como ya se mencionó anteriormente, se realizarán los proyectos ejecutivos de cuatro presas rompepicos, con las cuales se *pretende* reducir los picos de las avenidas que transitarán hasta el meandro del río Lerma por su margen izquierda.

Los trabajos realizados obedecen a los objetivos y alcances que se describen en forma sucinta a continuación.

4.2 *Recopilación y análisis de información.*

Con la finalidad de tener una visión adecuada de la realidad, en coordinación con personal de la UMSNH y con las autoridades del municipio se realizaron recorridos de campo en los que se pudieron apreciar las características del terreno, en particular de su morfología, y de su entorno, identificando la infraestructura, cercanía a otros asentamientos, facilidad de comunicación, etc.

En estos recorridos se visitaron diversos sitios en los que potencialmente se podrían ubicar las presas rompepicos. Una vez terminados estos recorridos y tras haber observado y evaluado las características de cada una de las posibles ubicaciones, se acordaron los sitios en que se propondrán las presas, estableciéndose un total de cuatro.

Se acudió al INEGI para adquirir las cartas topográficas en escala 1 :50 000, con apoyo en las cuales se realizaron los recorridos de campo y se ubicaron los sitios para las presas. En la figura siguiente se muestra la cuenca en general del proyecto de las cuatro presas; haciendo hincapié en la cuenca para la presa Delta.

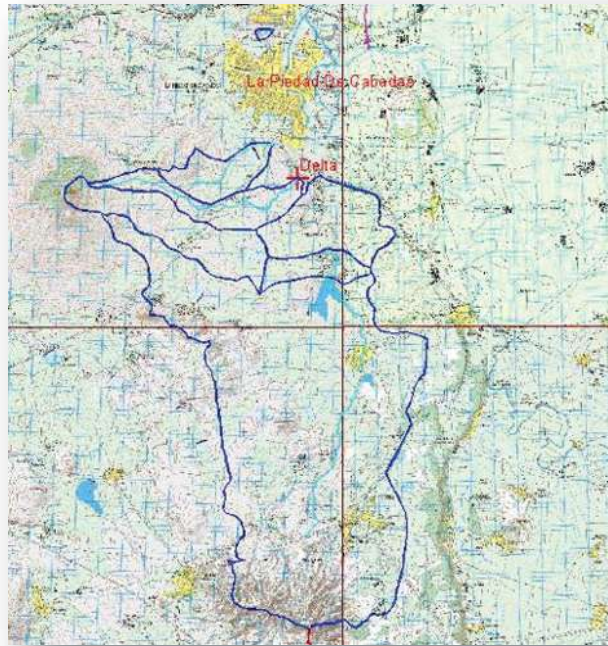


Fig. 1 Cuenca de captación de la Presa Delta en La Piedad de Cabadas, Mich.

4.3 *Estudio hidrológico.*

4.3.1 *Análisis de lluvias.*

Para el análisis de lluvias de la cuenca de aportación relacionada con el sitio en que se encuentra la presa, se buscaron las estaciones climatológicas más cercanas a la zona de estudio, encontrándose que las únicas estaciones con posible influencia en la cuenca son las siguientes, cuyos nombres y características principales se relacionan en el siguiente cuadro.

Tabla 4.1 Estaciones climatológicas más cercanas

clave	nombre	Fechas		años
		inicio	fin	
16141	YURECUARO, YURECUARO	1923-03	2003-01	79.9
16065	LA PIEDAD CABADAS (DGE)	1925-01	2010-11	78.2
16024	CORRALES(A.LOS CORRALES)	1934-10	2007-08	67.8
16117	SANTA FE DEL RIO,	1946-09	2010-12	51.1

Después de ubicar las estaciones con respecto al parteaguas de la cuenca, resultó claro que las únicas dos estaciones con influencia en la cuenca son las de La Piedad y Corrales, razón por la cual se excluyeron las de Yurécuaro y Santa Fe del Río del análisis de lluvias.

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, las estaciones La Piedad y Corrales son las que presentan el periodo de registro más amplio, con 64 y 69 años respectivamente, contrastando con la estación de Santa Fe del Río con apenas 55 años sin embargo Yurécuaro que tiene un periodo de registro de 74 años no se tomo en cuenta para el análisis de lluvias debido a que se encuentra relativamente lejos, por lo que no tendría ninguna influencia en la cuenca.

Con la finalidad de definir si existe correlación entre las dos estaciones que tienen influencia en la zona de estudio se procedió a realizar el siguiente análisis:

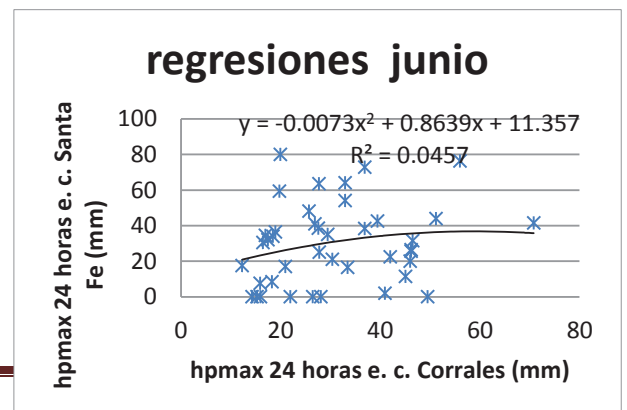
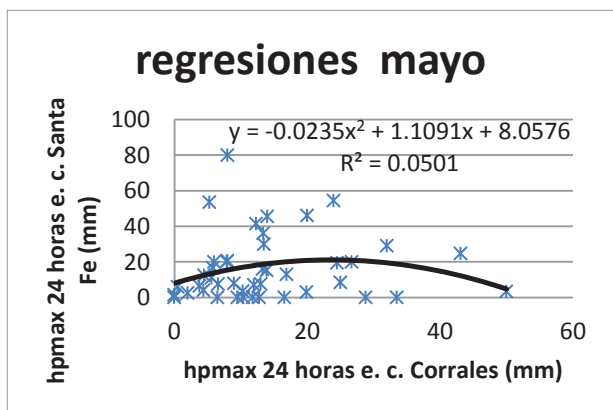
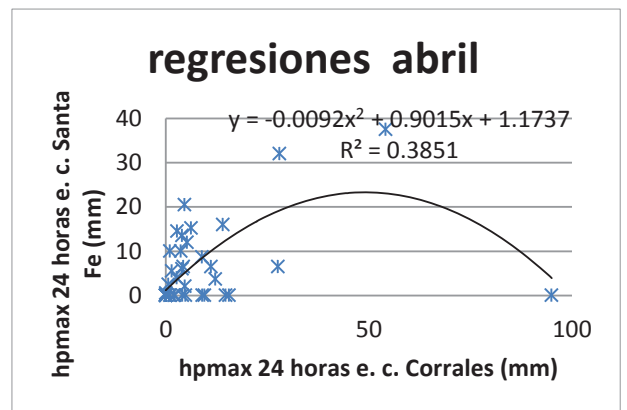
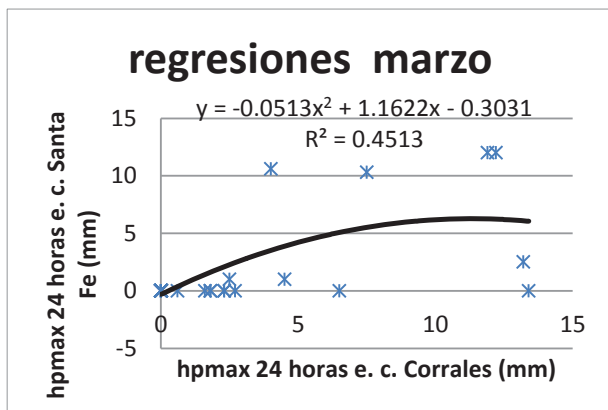
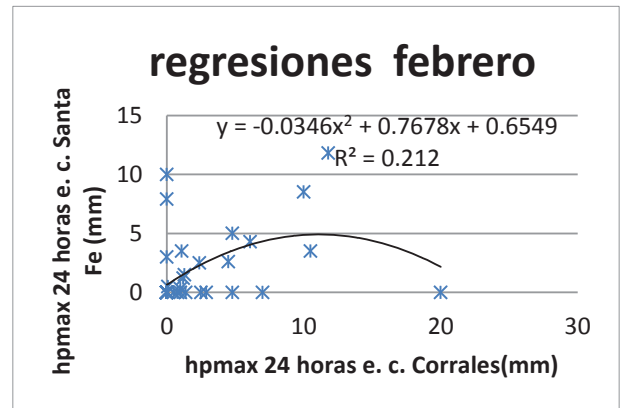
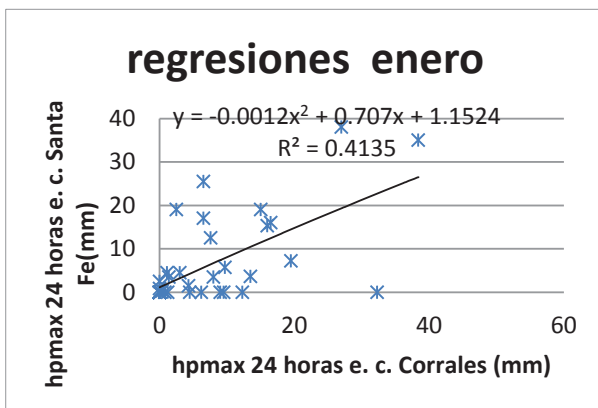


Fig.4.2 Gráficos de Regresiones La Piedad - Corrales

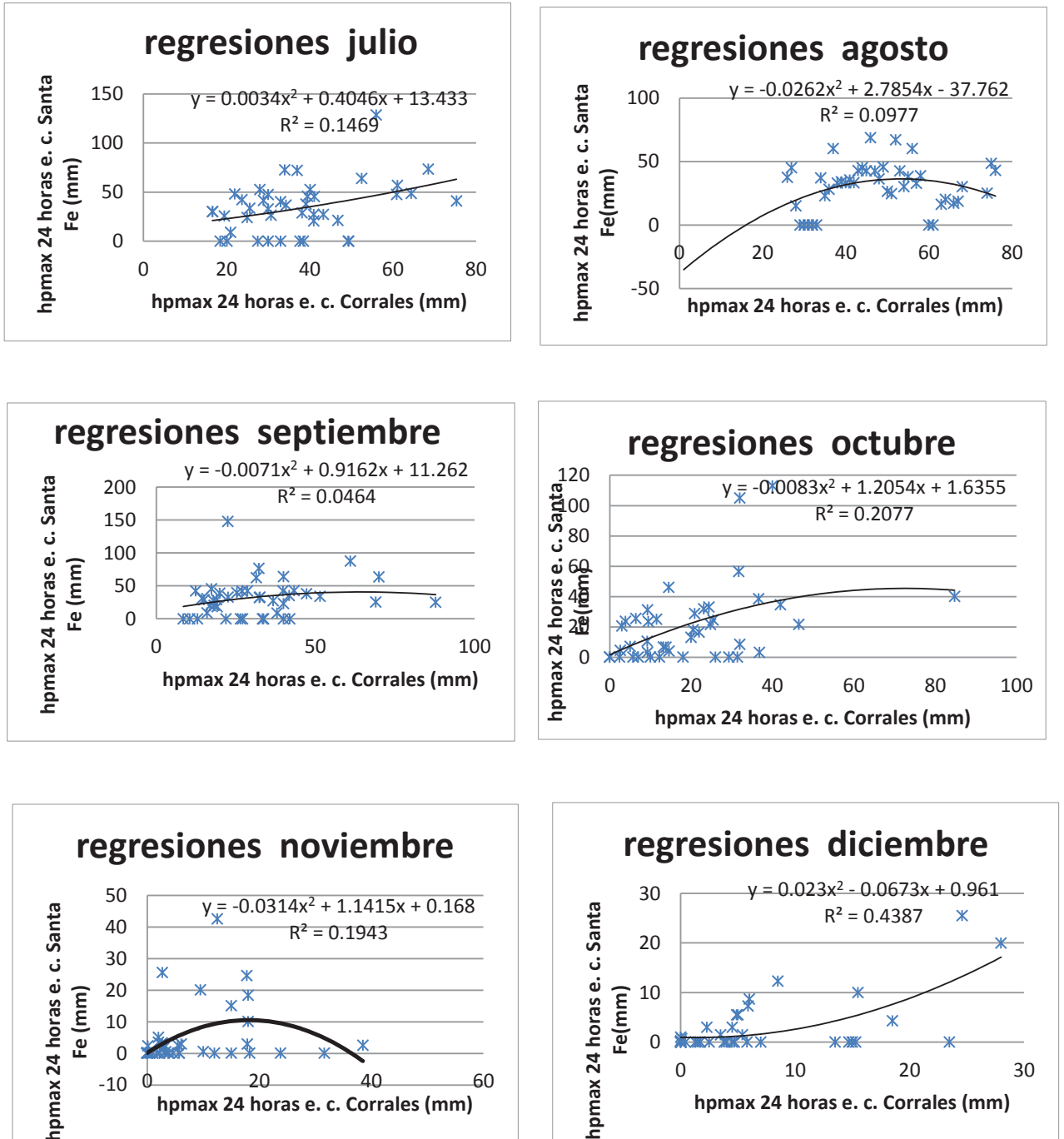


Fig. 4.2 Gráficos de Regresiones La Piedad – Corrales (Continuación)

Como se puede apreciar, las correlaciones, son bastante malas, en especial en los meses que suelen ser más lluviosos, llegándose a tener coeficientes de correlación de hasta 0.046. Con base en estos resultados, se deduce que no existe correlación alguna entre los valores de lluvia máxima en 24 horas que se presentan entre ambas estaciones climatológicas.

Ante la imposibilidad de deducir datos faltantes, y ante lo pequeño del periodo de de registro común, se decidió tomar solamente el registro de la estación La Piedad, ya que representa gran parte de la aportación pluvial a la cuenca en estudio.

De este modo, y como parte básica y sustancial del análisis hidrológico, se realizó un estudio estadístico de lluvias máximas ocurridas en 24 horas a partir de los valores registrados en la estación climatológica La Piedad, abarcando un periodo que comprende desde el año de 1923 hasta el año 2010, es decir que se tiene un registro teórico de 65 años, mismos que se muestran en forma tabular en el cuadro 2.

Tabla 4.2 ANÁLISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS REGISTRADAS EN LA E. C. LA PIEDAD, MICH.

Registro secuencial		Registro ordenado		m	Tr años
Año	hp _{max} mm	Año	hp _{max} mm		
1923		2007	170.5	1	65.00
1924		1958	148	2	32.50
1925	60.0	1955	113	3	21.67
1926	65.0	1965	87.5	4	16.25
1927	75.0	1934	84	5	13.00
1928	55.0	1959	80	6	10.83
1929	68.0	1937	79.9	7	9.29
1930	47.0	1962	76.5	8	8.13
1931	31.5	1968	76.3	9	7.22
1932	56.2	2008	75.5	10	6.50
1933	68.2	1927	75	11	5.91
1934	84.0	1935	75	12	5.42
1935	75.0	1976	73.2	13	5.00
1936	53.4	1966	72.5	14	4.64
1937	79.9	1967	68.7	15	4.33
1938	38.5	1933	68.2	16	4.06
1939	55.0	1929	68	17	3.82

**Tabla 4.2 ANÁLISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS
REGISTRADAS EN LA E. C. LA PIEDAD, MICH.**

Registro secuencial		Registro ordenado		m	Tr años
Año	hp _{max} mm	Año	hp _{max} mm		
1940	0.0	1973	67	18	3.61
1941	0.0	1926	65	19	3.42
1942	0.0	2003	65	20	3.25
1943	0.0	1972	63.5	21	3.10
1944	63.0	1944	63	22	2.95
1945	62.5	2000	63	23	2.83
1946		2010	63	24	2.71
1947	37.5	1945	62.5	25	2.60
1948	48.0	1925	60	26	2.50
1949	34.0	1977	60	27	2.41
1950	0.0	1970	59.3	28	2.32
1951	45.5	1988	58	29	2.24
1952		2002	58	30	2.17
1953		1932	56.2	31	2.10
1954		1928	55	32	2.03
1955	113.0	1939	55	33	1.97
1956	54.5	2004	55	34	1.91
1957	32.0	1956	54.5	35	1.86
1958	148.0	1975	54.1	36	1.81
1959	80.0	1999	54	37	1.76
1960	34.0	1961	53.5	38	1.71
1961	53.5	1936	53.4	39	1.67
1962	76.5	1964	52.5	40	1.63
1963	45.2	1996	48.5	41	1.59
1964	52.5	1971	48.2	42	1.55
1965	87.5	1948	48	43	1.51
1966	72.5	1969	47.5	44	1.48
1967	68.7	1930	47	45	1.44
1968	76.3	2009	46	46	1.41

**Tabla 4.2 ANÁLISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS
REGISTRADAS EN LA E. C. LA PIEDAD, MICH.**

Registro secuencial		Registro ordenado		m	Tr años
Año	hp _{max} mm	Año	hp _{max} mm		
1969	47.5	1951	45.5	47	1.38
1970	59.3	1978	45.5	48	1.35
1971	48.2	1963	45.2	49	1.33
1972	63.5	1995	44	50	1.30
1973	67.0	1998	44	51	1.27
1974	42.5	1997	43	52	1.25
1975	54.1	2001	43	53	1.23
1976	73.2	1974	42.5	54	1.20
1977	60.0	1986	42.5	55	1.18
1978	45.5	1985	41.4	56	1.16
1979		1938	38.5	57	1.14
1980		1984	38.3	58	1.12
1981		1947	37.5	59	1.10
1982		2005	35	60	1.08
1983		1949	34	61	1.07
1984	38.3	1960	34	62	1.05
1985	41.4	1957	32	63	1.03
1986	42.5	1931	31.5	64	1.02
1987		1940	0		
1988	58.0	1941	0		
1989		1942	0		
1990		1943	0		
1991		1950	0		
1992		1923			
1993		1924			
1994		1946			
1995	44.0	1952			
1996	48.5	1953			
1997	43.0	1954			

Tabla 4.2 ANÁLISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS REGISTRADAS EN LA E. C. LA PIEDAD, MICH.

Registro secuencial		Registro ordenado		m	Tr años
Año	hp _{max} mm	Año	hp _{max} mm		
1998	44.0	1979			
1999	54.0	1980			
2000	63.0	1981			
2001	43.0	1982			
2002	58.0	1983			
2003	65.0	1987			
2004	55.0	1989			
2005	35.0	1990			
2006		1991			
2007	170.5	1992			
2008	75.5	1993			
2009	46.0	1994			
2010	63.0	2006			

Con los valores que se reportan en este cuadro, se procedió a realizar el análisis estadístico de las lluvias, consistente en buscar la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustara a los valores históricos, obteniéndose en primera instancia los resultados que se incluyen en forma exhaustiva en el apéndice B de esta tesis y que se muestran en forma gráfica en la figura 3, acotándose en ésta el periodo de retorno al máximo asociado a los valores registrados históricamente (ver cuadro 3).

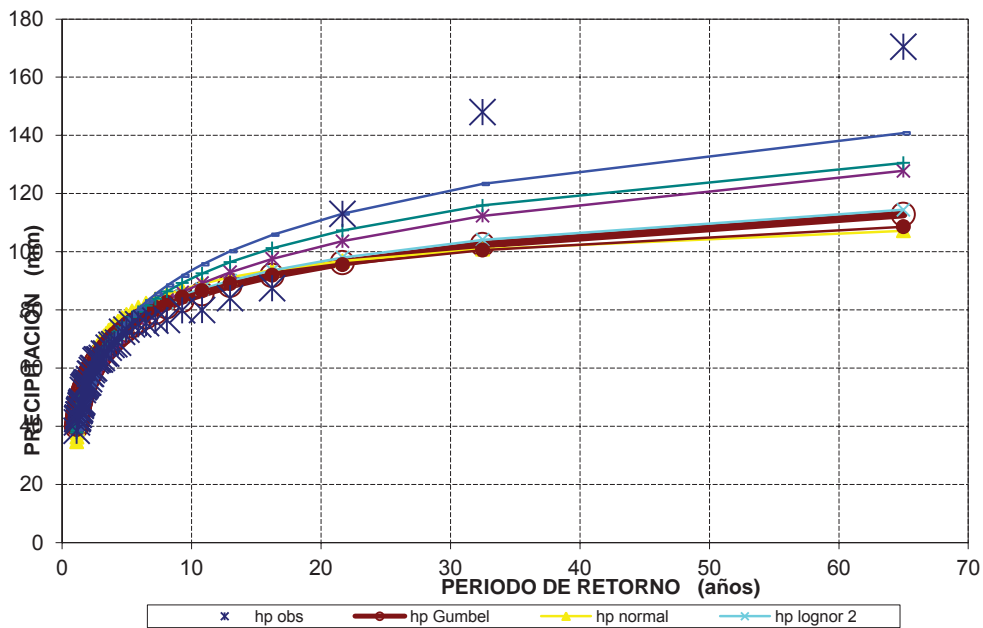


Fig. 4.3 Ajuste de lluvias máximas en 24 horas observadas a distintas funciones de distribución de probabilidad

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, las funciones de distribución de probabilidad consideradas son siete: Gumbel, normal, lognormal de dos parámetros, lognormal de tres parámetros, Gamma de dos parámetros, Gamma de tres parámetros y exponencial.

Como parte del proceso de cálculo, para cada una de las funciones de distribución de probabilidad indicadas en el párrafo anterior, se determinaron los valores de precipitación asociados a distintos periodos de retorno, hasta un valor máximo de 10 000 años, obteniéndose los valores que de forma resumida se presentan en el cuadro 3. Para tener una idea más ilustrativa de los resultados obtenidos, estos mismos valores se presentan en la figura 4.

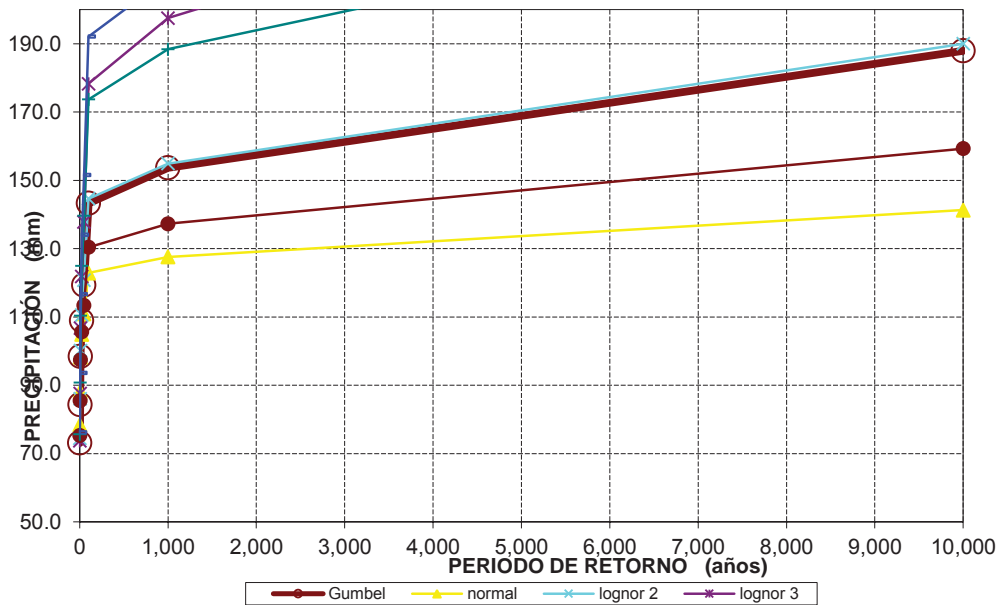


Fig. 4.4 Lluvias máximas en 24 horas para distintas funciones de distribución de probabilidad para varios periodos de retorno

Los valores de precipitación máxima en 24 horas que resultan para distintos valores de periodo de retorno típicos se reportan en el cuadro 3 que se inserta a continuación.

Tabla 4.3 Valores de precipitación máxima en 24 horas proyectadas para distintas FDP's y periodos de retorno

Tr (años)	Gumbel	normal	lognor 2	lognor 3	gamma 2	gamma 3	expon
2	73.1	78.4	74.5	73.7	75.3	75.7	76.2
5	84.3	88.1	86	87.6	85.5	90.8	93.6
10	98.4	98.3	100.2	106.7	97.4	110.4	116.7
25	108.9	104.9	110.6	121.9	105.6	125	134.1
50	119.3	110.9	120.8	137.8	113.4	139.6	151.6
100	143.3	122.9	144.6	178.3	130.4	173.7	192.1
1,000	153.7	127.6	154.9	197.5	137.3	188.4	209.5
10,000	187.9	141.3	190	269.1	159.3	238.1	267.5

Dentro del mismo análisis estadístico y con el fin de estar en condiciones de tomar una decisión en cuanto al modelo más conveniente, se determinaron los valores de los parámetros de evaluación de la bondad del ajuste de cada una de las funciones de distribución a los valores históricos observados, obteniéndose los valores que se reportan en el cuadro 4, donde se resaltan los valores que implican las mejores condiciones de ajuste para los distintos criterios considerados, observándose que, de acuerdo a éstos, la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste, tomando en cuenta los tres parámetros, es la Gumbel.

Tabla 4.4 Parámetros de bondad de ajuste a FDP's

Función de distribución de probabilidad	Parámetro de medición de bondad de ajuste		
	Kolmogorov-Smirnov	Dif cuad eventos	Dif cuad prob.
Gumbel	0.0584	5,857.723	0.0339
Normal	0.1185	8,570.537	0.3154
Lognormal 2	0.0551	5,624.787	0.0471
Lognormal 3	0.0690	3,655.324	0.0463
Gamma 2	0.0752	6,847.746	0.1070
Gamma 3	0.0827	3,649.003	0.1047
Exponencial	0.1051	3,133.295	0.1680

El periodo de retorno para la presa se establece de 1000 años, por lo que el valor de lluvia máxima en 24 horas a considerar para diseño en este caso, es el siguiente:

$$h_{p_{dis}} = 197.5\text{mm (Tr = 1000 años)}$$

4.3.2 Gastos de diseño.

Una vez definida la lluvia de diseño, se procedió a la determinación de los gastos de diseño correspondientes a cada una de las tres cuencas de aportación de agua de lluvia hacia los sitios de las boquillas de las presas, para lo cual se realizaron los cálculos indicados por distintos métodos, uno empírico probabilístico y otros métodos lluvia escurrimiento, ya que no se cuenta con registros hidrométricos cercanos a la zona. Los métodos utilizados fueron:

Envolventes de Lowry.

Chow.

Racional Americano

Hidrograma unitario triangular.

Resulta conveniente mencionar aquí que se obtuvieron los gastos con periodo de retorno de 100 años, dado que éste es el periodo de retorno correspondiente a la lluvia de diseño determinada en el inciso anterior.

Previo a la aplicación de las metodologías mencionadas en los párrafos precedentes, se determinaron las principales características fisiográficas de la cuenca, siendo éstas el área de captación, longitud del cauce, desnivel entre el inicio y fin del mismo, la pendiente media del cauce y el número de escurrimiento de la cuenca de acuerdo con lo observado en campo e información cartográfica de INEGI, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 4.5 Características de las cuencas de aportación

Superficie km ²	L m	ΔZ m	S	N
9.282	9968.3	1 693	0.02125	77.15

Para la determinación de los valores reportados en la tabla anterior se consideraron las longitudes y desniveles desde el punto más alejado de cada cuenca hasta el punto de cruce con el sitio donde se pretende construir la cortina de la presa, determinándose la pendiente media de las corrientes por el criterio de Taylor Schwarz. Estos parámetros se establecieron a partir de la información topográfica contenida en la cartografía de INEGI. Asimismo resulta conveniente indicar que para efectos de aplicación del método de Chow se utilizó el número de escurrimiento resultante de considerar las distintas coberturas de uso de suelo existentes en la cuenca según se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 4.6 Determinación del número de escurrimiento

Tipo de suelo	Área km ²	%	N
Cultivo	3.25	0.35	83
Monte	6.03	0.65	74
Total	9.28	1.00	77.15

Como se comentó en el subcapítulo anterior, existen varios criterios para determinar los gastos de pico de las avenidas, habiéndose hecho el cálculo para los métodos mencionados, mismos que se muestran en el cuadro 7 que se presenta a continuación.

Tabla 4.7 Gastos de pico en el sitio de la obra de captación para los distintos métodos aplicados

Método de Cálculo	Qp (m ³ /s)
Envoltentes de Lowry	103.26

MÉTODO DE CÁLCULO	Qp (m ³ /s)	
	100	10 000
Chow	8.40	17.42
Racional americano	7.52	11.35
Hidrograma unitario triangular	28.55	59.21

Como puede apreciarse en el cuadro anterior, los resultados obtenidos por los métodos de Chow y del racional americano se encuentran dentro del mismo rango de magnitud, mientras que el método de envolventes de Lowry resulta mucho más grande, lo que obedece a que este método proporciona el gasto máximo probable considerando las características de toda la región hidrológica del Río Lerma. Con base en estos resultados y las condiciones de aplicabilidad de cada método, se decidió utilizar los valores obtenidos por el método de Chow para efectos de diseño, de modo que el gasto de diseño es el siguiente:

$$Q_{\text{dis}} = 17.42 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Tr} = 100 \text{ años)}$$

5 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA CORTINA

Como ya se mencionó, con el objeto de realizar correctamente la presente tesis, se requirió determinar en primera instancia las características básicas de la presa, es decir su altura, longitud y las dimensiones del vertedor de excedencias.

Para la correcta elaboración del tránsito de avenidas es indispensable conocer la curva elevaciones-capacidades-gastos vertidos, la cual se determina a partir de la información topográfica derivada de los levantamientos, así como de la aplicación de la fórmula para determinar gastos para vertedores de pared gruesa, llegándose a los resultados que se muestran en el cuadro siguiente.

Tabla 5.1 Curvas elevaciones-áreas-gasto vertido. Sitio Delta

ELEVACIÓN m	ÁREA m ²	VOLÚMENES		Qvert (m3/s) Para Elev (m)			
		PARCIAL	ACUMULADO	1695	1695.5	1696	1696.5
1687.83	0.000						
1688.00	6.669	0.567	0.567	0	0	0	0
1688.50	62.851	17.380	17.947	0	0	0	0
1689.00	162.252	56.276	74.223	0	0	0	0
1689.50	364.720	131.743	205.966	0	0	0	0
1690.00	637.952	250.668	456.634	0	0	0	0
1690.50	923.583	390.384	847.017	0	0	0	0
1691.00	1,243.805	541.847	1,388.864	0	0	0	0
1691.50	1,597.965	710.443	2,099.307	0	0	0	0
1692.00	1,998.367	899.083	2,998.390	0	0	0	0
1692.50	2,462.483	1,115.213	4,113.602	0	0	0	0
1693.00	3,076.913	1,384.849	5,498.451	0	0	0	0
1693.50	3,718.500	1,698.853	7,197.305	0	0	0	0
1694.00	4,309.441	2,006.985	9,204.290	0	0	0	0
1694.50	4,876.318	2,296.440	11,500.730	0	0	0	0

Tabla 5.1 Curvas elevaciones-áreas-gasto vertido. Sitio Delta

ELEVACIÓN m	ÁREA m ²	VOLÚMENES		Qvert (m ³ /s) Para Elev (m)			
		PARCIAL	ACUMULADO	1695	1695.5	1696	1696.5
1695.00	5,429.121	2,576.360	14,077.089	0	0	0	0
1695.50	5,973.239	2,850.590	16,927.679	1.011	0	0	0
1696.00	6,529.298	3,125.634	20,053.314	3.219	1.011	0	0
1696.50	7,086.924	3,404.056	23,457.369	6.74	3.215	1.01	0
1697.00	7,664.454	3,687.845	27,145.214	10.469	6.728	3.212	1.01
1697.50	8,247.158	3,977.903	31,123.117	14.761	10.444	6.717	3.209
1698.00	8,842.538	4,272.424	35,395.541	19.575	14.717	10.422	6.708
1698.50	9,444.825	4,571.841	39,967.381	24.885	19.507	14.68	10.403
1699.00	10,074.767	4,879.898	44,847.279	30.67	24.785	19.447	14.646
1699.50	10,747.696	5,205.616	50,052.895	36.915	30.53	24.697	19.395
1700.00	11,448.651	5,549.087	55,601.982	43.608	36.727	30.408	24.619
1700.50	12,146.693	5,898.836	61,500.818	50.741	43.364	36.563	30.299
1701.00	12,833.315	6,245.002	67,745.820	58.306	50.431	43.15	36.417
1701.50	13,516.204	6,587.380	74,333.200	66.297	57.92	50.159	42.96
1702.00	14,193.959	6,927.541	81,260.740	74.711	65.827	57.582	49.918
1702.50	14,857.784	7,262.936	88,523.676	83.544	74.145	65.414	57.283
1703.00	15,502.149	7,589.983	96,113.659	92.792	82.871	73.648	65.049
1703.50	16,112.681	7,903.708	104,017.367	102.455	92.002	82.281	73.208
1704.00	16,697.960	8,202.660	112,220.027	112.53	101.535	91.308	81.758
1704.50	17,282.639	8,495.150	120,715.177	123.016	111.469	100.728	90.694
1705.00	17,868.658	8,787.824	129,503.001	133.912	121.801	110.537	100.014

Tabla 5.1 Curvas elevaciones-áreas-gasto vertido. Sitio Delta

ELEVACIÓN m	ÁREA m ²	VOLÚMENES		Qvert (m ³ /s) Para Elev (m)			
		PARCIAL	ACUMULADO	1695	1695.5	1696	1696.5
1705.50	18,455.840	9,081.125	138,584.126	145.218	132.531	120.735	109.713
1706.00	19,044.326	9,375.042	147,959.167	156.934	143.658	131.319	119.792
1706.50	19,634.210	9,669.634	157,628.801	169.06	155.182	142.289	130.247
1707.00	20,226.355	9,965.141	167,593.942	181.595	167.101	153.644	141.078
1707.50	20,822.688	10,262.261	177,856.203	194.541	179.417	165.383	152.283

* El gasto vertido fue determinado para una longitud de vertedor de 2 m

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, en este caso en particular se consideraron cuatro posibles alturas al vertedor, con las cuales se realizaron los tránsitos de avenidas cuyos resultados se resumen en el siguiente cuadro.

Tabla 5.2 Resultados de los tránsitos de avenida para el sitio Delta

Elev. cresta msnm	Q derramado m ³ /s	Q ingresado m ³ /s	Vol almacenado hm ³	Max elev agua msnm	H max vertedor m	Altura cortina m	Long. Cortina m
1696.500	1.71	3.85	0.020	1696.660	0.160	9.67	96.78
1696.000	1.15	3.85	0.020	1697.030	1.030	9.17	92.31
1695.500	2.23	3.85	0.020	1696.280	0.780	8.67	87.93
1695.000	2.64	3.85	0.020	1695.870	0.870	8.17	83.69

Después de analizar los resultados reportados en el cuadro anterior se determinó que la opción más conveniente es la correspondiente a aquella en que la elevación del vertedor es la cota 1695.50 m, que implica una altura de cortina de 8.67 m, con una longitud de la misma de 87.93 m.

Una vez que se definió la mejor opción se procedió a transitar por la misma estructura la avenida con periodo de retorno de 10 000 años, cuyo gasto máximo es 10.18 m³/s, que al transitar por sobre la cortina no produce reducción, por lo que el gasto vertido es de 10.27 m³/s, alcanzándose una altura máxima de 1696.56 m, es decir que se tendrá un tirante de apenas 0.06 m sobre la corona de la cortina.

Los resultados detallados de los tránsitos de avenidas se encuentran en el anexo B de la presente tesis.

6 DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA.

6.1 *Material propuesto para la construcción de la presa*

Para determinar la estabilidad de la presa, se considera primero que el material para dicha presas será de gaviones

Las presas de gaviones son estructuras permanentes, flexibles y permeables construidas a base de prismas rectangulares de alambre galvanizado denominados gaviones, los cuales se rellenan de piedra con el objeto de formar el cuerpo de la obra que constituye la presa de control.

Las mallas de alambre que forman el gavión presentan la forma de un hexágono entrelazado con triple torsión y de peso por metro cúbico de gavión constante.

6.2 *Ventajas de las presas de gaviones*

- Presentan una amplia adaptabilidad a diversas condiciones, ya que son fáciles de construir aun en zonas inundadas.
- Funcionan como presas filtrantes que permiten el flujo normal del agua y la retención de azolves.
- Son presas flexibles y pueden sufrir deformaciones sin perder eficiencia.
- Debido a que los cajones de gaviones forman una sola estructura tienen mayor resistencia al volteo y al deslizamiento.
- Controlan eficientemente la erosión en cárcavas de diferentes tamaños.
- Tienen costos relativamente bajos, en comparación con las presas de mampostería.
- Tienen una alta eficiencia y durabilidad (mayor a 50 años).

6.3 *Estabilidad de la presa*

Una vez realizados los funcionamientos de vaso y definidos los niveles característicos de las presas (ver capítulo 5 Determinación de la altura de la cortina), se procedió a realizar el análisis de estabilidad de la presa, mismo que se puede consultar en el anexo B de esta tesis, donde se puede apreciar que la presa no corre riesgo dado que se tiene un factor de seguridad contra el volteo de 8.2.

Este coeficiente se obtuvo de la relación entre el momento resistente y el momento actuante, considerando el empuje del agua de la siguiente manera:

$$E = \frac{\gamma_{\text{gavión}} * (h_{\text{vert}} + h_{\text{cortina}})^2}{2}$$

Donde:

E= Empuje del agua en ton

h vert= Altura al vertedor en m

$h_{cortina}$ = Carga sobre cortina en m

$\gamma_{concreto}$ = Peso específico del gavión en ton/m^3

De esta manera el factor de seguridad debe ser ≥ 2 , el factor anterior indica que la presa de gaviones está bien diseñada y cumple con las condiciones de estabilidad que requiere la obra.

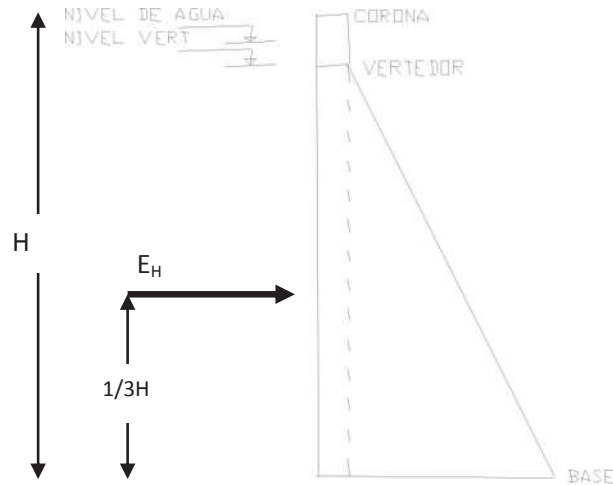


Fig. 6.1 Esquema de fuerzas en la presa

Por otro lado, la presión máxima que se producirá por efecto del peso de la estructura está en relación directa con la altura de la misma, que en este caso es de 9.67 m si se considera el empotramiento, lo que se traduce, considerando un peso volumétrico de los gaviones de $2 \text{ t}/\text{m}^3$, en una presión de $19.3 \text{ t}/\text{m}^2$, claramente inferior al determinado por la geotecnia, de $50 \text{ t}/\text{m}^2$, es decir que se tiene un factor de seguridad de 2.6.

Acto seguido, se elaboró el proyecto propiamente dicho, partiendo de los niveles ya definidos en el tránsito de avenidas (ver capítulo 5 Determinación de la altura de la cortina) y de la recomendación de empotramiento derivada de los estudios geotécnicos, que en este caso es de 1.0 m, proponiéndose en primera instancia la colocación de los gaviones tanto en planta como en cortes longitudinal y transversal a la cortina, generándose así el plano correspondiente que se encuentra en el anexo de los planos de proyecto (Anexo D).

6.4 Características de los gaviones

La estructura de la presa está formada por una serie de gaviones dispuestos convenientemente y unidos unos a otros por medio de ligaduras de alambre del mismo material que del que está conformado el gavión. Los gaviones son una caja en forma de paralelepípedo, construida con malla de alambre de triple torsión galvanizado, resistente a los rayos ultravioleta.

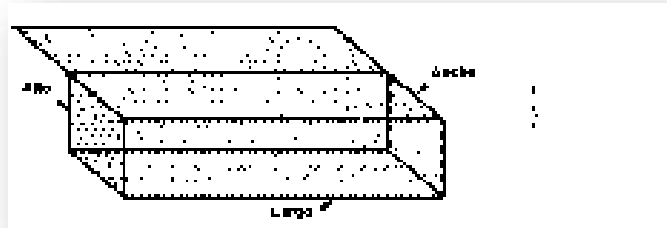


Figura 6.2. Detalle de un gavión (a) y alambre de triple torsión galvanizado (b)

De esta manera, un gavión queda definido por medio de sus dimensiones (largo, ancho y alto), el tamaño de sus mallas y el grosor del alambre que lo constituye.

El grosor del alambre que forma la malla está en función del tamaño de la misma, de tal manera que cuanto mayor es el grosor del alambre, mayor será el tamaño de la malla. Las medidas más usuales de estos alambres y las mallas que forman el gavión se muestran a continuación:

Tabla 6.1. Características de la malla

Características de la malla de alambre	
Diámetro del alambre (mm)	Tamaño de la malla (cm)
2.0	5 x 7
2.4	8 x 10
3.0	12 x 14

Cabe señalar, que para obtener el mejor resultado en la construcción de las estructuras en las que se utilizan gaviones, éstos deben tener la forma más perfecta posible, es decir, aproximarse al máximo a la forma de un bloque regular, ya que de esta forma, se evitan las deformaciones y convexidades en sus caras, de tal manera de lograr un buen asentamiento o contacto íntimo entre un gavión y los adyacentes.

Finalmente, se identificaron y cuantificaron los diferentes conceptos necesarios para la ejecución de la obra, mismos que se plasmaron en un catálogo de conceptos que se incluye en el anexo C.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Cabe mencionar que el proyecto de las cuatro presas Rompepicos se realizaron partiendo de los acuerdos establecidos por la UMSNH, H. Ayuntamiento de La Piedad y la CONAGUA; de los cuales la UMSNH proporcionó resultados de geotecnia en donde destacan datos de estratigrafía, capacidades de carga y recomendaciones para el nivel de empotramiento para dichas presas.

Con los resultados referentes a esta tesis en la cual presentamos el proyecto ejecutivo de únicamente la presa Rompepicos Delta, fue diseñada adoptando un esquema de presas de gaviones con un vertedor central de pared gruesa, con capacidad de manejar la avenida de diseño respecto al periodo de retorno de 50 años; para efectos del diseño de su cortina vertedora la capacidad de diseño para verter dicha avenida fue tomada para un periodo de retorno de 10,000 años de acuerdo a la normativa ya mencionada, dicha presa conforma el proyecto integral del meandro del río Lerma. Lo anterior determinó una elevación del vertedor de 1,695.50 msnm, lo cual implica una altura de la cortina de 8.67 metros y una longitud de la misma de 87.93 metros; el resultado del diseño de avenidas debido a las características de las presas (capítulo 5 Determinación de la altura de la cocina) mientras que el resultado del tránsito de avenidas se presenta detalladamente en el apéndice B memoria de cálculo.

Como se puede apreciar en el desarrollo de la tesis, el proyecto realizado resulta adecuado dado que en conjunto con el diseño de las otras tres presas Rompepicos y la planta de bombeo se podrá obtener una reducción importante en los picos de las avenidas, esto implica un incremento en la seguridad para los habitantes de La Piedad y sus alrededores.

8 REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA

http://es.wikipedia.org/wiki/La_Piedad_%28municipio%29

<http://www.inafed.gob.mx/work/templates/enciclo/michoacan/mpios/16069a.htm>

“FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE” Francisco J. Aparicio Mijares. Editorial Limusa S.A. de C.V. 1992

“HIDRÁUILA GENERAL VOLUMEN 1. FUNDAMENTOS”. Gilberto Sotelo Ávila. Editorial Limusa S.A. de C.V. MÉXICO 1997

“SECRETARÍA DE AGRICULTURA, GANADERÍA, DESARROLLO RURAL, PESCA Y ALIMENTACIÓN”. Subsecretaría de Desarrollo Rural Dirección General de Apoyos Para el Desarrollo Rural. Presas de Gaviones. Especialidad de Hidrociencias del Colegio de Postgraduados, Montecillos, Estado de México. 2009

APÉNDICE A INFORMACIÓN RECOPIADA

1 Memoria Topográfica

Se realizó un recorrido para conocer el sitio físico, donde se comento el objetivo del levantamiento topográfico, además se dieron las indicaciones para sus alcances en cuanto al área por levantar, localización aproximada de la cortina, configuración detallada del cauce, la infraestructura que era necesaria levantar y los rasgos físicos importantes.



Fig. A1 Ubicación de la Presa Delta

En el sitio de la Presa Delta sobre el arroyo Aceves se localiza al Sur-Poniente de la Colonia Delta, se considero importante levantar el área hasta la cota 1715 metros así como detallar el fondo del cauce y cerrar la densidad de puntos sobre el eje preliminar de la cortina de la presa. En lugar de estudio no se encontró infraestructura.

EQUIPO E INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO UTILIZADO

Geoposicionador Satelital GPS: Marca Topcon, Modelo Hiper Plus;GB-500, Doble Frecuencia L1+L2, en Tiempo Real RTK, Precisión de 10mm,. Radio Link, marca Pacific Crest. Con todos sus accesorios, Tripie, Baston, Bipode y Libreta Electrónica.

Materiales e insumos menores.

Marro.

Clavo de acero de 1”.

Rondanas.

Pintura.

Pincel

Cinta Amarilla

Estacas de madera

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

SISTEMA DE COORDENADAS

El sistema de coordenadas es UTM abierto es decir sin liga al RNA de INEGI

Sistema de Proyección: UTM

Zona: 13 Norte

ESTABLECIMIENTO DE PUNTO DE CONTROL HORIZONTAL

Se instaló la base del Geoposicionador Satelital sobre punto previamente marcado y rotulado para su futura identificación; donde se tomaron observaciones durante 10 minutos para obtener las coordenadas Georeferenciadas del primer punto con los siguientes datos:

Número de Punto: 13660

Coordenada Norte o Y=2247942.2460

Coordenada Este o X=815065.0140

Coordenada Z=1723.7860

Descripción= GPS-BN

DESCRIPCION O NOMENCLATURA DE PUNTOS

Para fines de manejo interno y rapidez de proceso se asignaron las siguientes abreviaciones a los rasgos físicos que conformaron el Levantamiento topográfico Altimétrico y Planimétrico, dentro de los cuales se distinguen los siguientes.

Tabla A1 Abreviaciones en plano para rasgos físicos

CODIGO	DESCRIPCION
GPS-BN	PUNTO DE CONTROL HORIZONTAL Y BANCO DE NIVEL
BN	BANCO DE NIVEL
TN	TERRENO NATURAL
F	LINEA DE FLUJO DEL ESCURRIMIENTO
H	HOMBRO DEL RELIEVE
PIE	PIE DE TALUD
PV	POZO DE VISITA DRENAJE SANITARIO
PARM	PARAMENTO
BKL	LINEA DE QUIEBRE O BREAKLINE
CERA	CERCA DE ALAMBRE
OP	ORILLA DE PAVIMENTO
CAMINO	CAMINO EN USO

ESTABLECIMIENTO DE BANCOS DE NIVEL

Se establecieron tres bancos de nivel para esta presa rompepicos tal como se muestran en el plano topográfico. Para obtener la lectura de estos puntos se centro, nivelo, configure el equipo el quipo móvil o ROVER con la precisión deseada de más-menos 3mm dejándolo observar durante 10 minutos para conocer sus coordenadas Norte, Este y Elevación elipsoidal (Y, X, Z) dentro del Sistema de proyección de coordenadas conocido como UTM Zona 13 Norte.

Los Banco establecido es:

BN 1064= BANCO DE NIVEL 1064 ESTABLECIDO EN CABEZA DE CLAVO CON RONDANA, HINCADO EN ROCA BASALTICA SOBRE EN EL HOMBRO DERECHO DE ARROYO ACEVES. CON ELEVACION = 1692.134M, COORDENADAS NORTE Y=2248462.09M, ESTE X=811381.62M

COORDENADAS DEL ESTUDIO ALTIMETRICO Y PLANIMETRICO

Al terminar las mediciones para la configuración de curvas de nivel y de rasgos planimétricos importantes para el proyecto se obtuvieron los puntos con sus coordenadas Y, X, Z que se muestran en el Anexo numero 1 de esta memoria.

TRABAJOS DE GABINETE

PROCESAMIENTO DE COORDENADAS

Los puntos campo con sus coordenadas guardados en la libreta electrónica se procesaron y se exportaron a archivos compatibles para ser leídas por el Software utilizado para los trabajos de gabinete.

Una vez con el archivo de datos de campo se importaron al software para su procesamiento, agrupación y clasificación de puntos de acuerdo a su código, elevación y uso de la información.

CREACION DE CURVAS DE NIVEL

A través de software especializado de topografía se procedió al análisis de puntos y a su agrupación para crear un Modelo de Triangulación del Terreno con el cual se generaron las curvas de nivel. Una parte importante en este proceso es la delineación de “líneas de quiebre o corte” también conocidas como “breaklines” con el propósito de establecer hombros, pies de taludes, líneas de escurrimientos de manera más acercada a la realidad y evitar triangulaciones automáticas equivocadas que no representen el relieve topográfico.

DISEÑO Y DELINEADO DEL PLANO TOPOGRAFICO

Se procedió al análisis de puntos y a su unión de acuerdo a su descripción y al elemento físico que representa.

Se estableció el un eje preliminar que representara la presa rompepicos de acuerdo a las indicaciones recibidas, sobre dicho eje se genero el perfil del terreno natural existente.

ELABORACION DEL PLANO TOPOGRAFICO GENERAL

Se creó la planta topográfica al cual se le añadió una retícula con equidistancias en x y en y que ayuden a la lectura y uso futuro. Se añadió el perfil sobre el eje preliminar que representa la presa rompepicos, complementada con eje horizontal de kilometraje, eje vertical de elevaciones, títulos, escalas notas y textos.

Se inserto una solapa con la información general del proyecto, sobre la cual se coloca croquis de localización, descripción de bancos de nivel e información complementaria.

Se edito un plano para representar la planta general con escala 1:750 y un perfil con escalas horizontal 1:500, escala vertical 1:100.

DATOS IMPORTANTES

AREA LEVANTADA= 5.5 HAS

LONGITUD PRELIMINAR DE CORTINA= 279 METROS

ELEVACION PRELIMINAR MINIMA DE CORTINA =1687.92 METROS

ELEVACION PRELIMINAR MAXIMA DE CORONA=1715 METROS

ALTURA PRELIMINAR DE CORTINA= 25 METROS

2 *Cartas Topográficas*

Para el estudio hidrológico es necesario contar con las cartas topográficas 1:50 000 proporcionadas por el INEGI (Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática), ya que se requieren para la traza del parteaguas y la red de flujo.

Las cartas fueron proporcionadas de manera de digital por el INEGI las cuales se enlistan a continuación:

F14C61

E13B19

F14C81

E14A11

F13D89

F14C71

3 *Estaciones Climatológicas*

Para poder llegar a la conclusión de cuantas y cuales estaciones utilizar en el estudio hidrológico (ver capítulo 4 Estudio Hidrológico) es necesario contar con la ubicación de las estaciones que se encuentren más cerca de la zona de estudio, puede considerarse en un radio aproximadamente de 35 km sin embargo depende mucho del proyecto y las características del mismo, para nuestro caso presentamos aquí una figura con la distribución de las estaciones de acuerdo a sus coordenadas.



Fig. A2 Ubicación de las Estaciones Climatológicas

Como se menciona en el capítulo 4 Estudio Hidrológico, solo se usaron 2 estaciones climatológicas debido a falta de información de las estaciones restantes. Esto lo podemos apreciar más detalladamente en el siguiente cuadro.

Tabla A3 Datos para estaciones climatológicas

clave	nombre	Latitud		Longitud		Altitud	Fechas		años
16141	YURECUARO, YURECUARO	20	21	102	17	1,534	1923-03	2003-01	74
16065	LA PIEDAD CABADAS (DGE)	20	22	102	2	1,700	1925-01	2010-11	64
16024	CORRALES(A.LOS CORRALES)	20	14	101	57	1,750	1934-10	2007-08	69
16117	SANTA FE DEL RIO,	20	12	101	47	1,700	1946-09	2010-12	55
16084	PANINDICUARO,	19	59	101	46	1,638	1946-08	2002-12	44
16137	UREPETIRO, TANGANCICUARO	19	56	102	9	1,754	1949-01	2001-12	49
16014	CAMECUARO, TANGANCICUARO	19	56	102	14	1,630	1951-06	2003-04	51
16031	CHAPARACO, ZAMORA	19	59	102	17	1,633	1948-02	2002-05	54
16044	EL SALTO, LA PIEDAD	20	23	102	6	1,650	1948-06	1997-09	39
16005	ANGAMACUTIRO, (SMN)	20	9	101	43	1,500	1923-09	1980-02	50

De acuerdo a las tabla A2 se descartan las estaciones que su registro de años se presente más disperso, esto es debido a que se obtiene un resgistro promedio por años; por lo tanto si ualguna estación a pesar de tener un buen registro de años los tiene dispersos, nos quietaría años a otra estación que si tiene años consecutivos por lo que perderíamos información muy valiosa.

APÉNDICE B MEMORIA DE CÁLCULO

Tabla B1 Determinación de lluvias ajustadas a distintas funciones de distribución de probabilidad para distintos periodos de retorno

Tr	hp obs	hp Gumbel	hp normal	hp lognor 2	hp lognor 3	hp gamma 2	hp gamma 3	hp expon
65.0000	170.5	112.85	107.25	114.45	127.8	108.64	130.54	140.74
32.5000	148.0	102.42	100.91	104.13	112.34	100.59	115.92	123.3
21.6667	113.0	96.26	96.84	98.00	103.64	95.64	107.33	113.1
16.2500	87.5	91.86	93.75	93.60	97.6	91.99	101.22	105.86
13.0000	84.0	88.41	91.22	90.13	92.99	89.07	96.46	100.24
10.8333	80.0	85.58	89.05	87.26	89.26	86.62	92.55	95.66
9.2857	79.9	83.16	87.13	84.81	86.12	84.49	89.23	91.78
8.1250	76.5	81.04	85.4	82.65	83.42	82.6	86.34	88.42
7.2222	76.3	79.16	83.82	80.72	81.05	80.89	83.78	85.45
6.5000	75.5	77.46	82.35	78.98	78.93	79.33	81.47	82.8
5.9091	75.0	75.91	80.97	77.38	77.02	77.89	79.38	80.4
5.4167	75.0	74.48	79.68	75.90	75.28	76.55	77.46	78.22
5.0000	73.2	73.15	78.45	74.52	73.68	75.29	75.68	76.2
4.6429	72.5	71.91	77.27	73.23	72.19	74.1	74.03	74.34
4.3333	68.7	70.74	76.15	72.01	70.8	72.97	72.48	72.6
4.0625	68.2	69.63	75.06	70.85	69.51	71.89	71.03	70.98
3.8235	68.0	68.59	74.01	69.75	68.28	70.85	69.65	69.45
3.6111	67.0	67.59	72.99	68.70	67.13	69.86	68.35	68.01
3.4211	65.0	66.63	72	67.69	66.03	68.9	67.11	66.65
3.2500	65.0	65.71	71.04	66.73	64.99	67.98	65.93	65.36
3.0952	63.5	64.83	70.09	65.79	63.99	67.08	64.79	64.13
2.9545	63.0	63.98	69.16	64.89	63.03	66.21	63.71	62.96
2.8261	63.0	63.15	68.25	64.02	62.12	65.36	62.66	61.84
2.7083	63.0	62.35	67.36	63.17	61.23	64.53	61.66	60.77
2.6000	62.5	61.58	66.47	62.34	60.38	63.72	60.69	59.75
2.5000	60.0	60.82	65.6	61.53	59.56	62.93	59.75	58.76
2.4074	60.0	60.08	64.73	60.75	58.76	62.15	58.84	57.81
2.3214	59.3	59.36	63.88	59.98	57.99	61.38	57.96	56.89
2.2414	58.0	58.65	63.03	59.22	57.24	60.63	57.1	56.01
2.1667	58.0	57.96	62.18	58.48	56.5	59.89	56.26	55.16
2.0968	56.2	57.28	61.34	57.75	55.79	59.15	55.45	54.33
2.0313	55.0	56.61	60.5	57.03	55.09	58.42	54.66	53.53
1.9697	55.0	55.95	59.66	56.32	54.41	57.7	53.88	52.76
1.9118	55.0	55.29	58.82	55.62	53.74	56.99	53.12	52.01
1.8571	54.5	54.65	57.97	54.93	53.09	56.28	52.38	51.28
1.8056	54.1	54.01	57.13	54.24	52.44	55.57	51.64	50.57

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

Tr	hp obs	hp Gumbel	hp normal	hp lognor 2	hp lognor 3	hp gamma 2	hp gamma 3	hp expon
1.7568	54.0	53.38	56.28	53.55	51.81	54.87	50.93	49.88
1.7105	53.5	52.75	55.42	52.87	51.18	54.16	50.22	49.21
1.6667	53.4	52.12	54.55	52.20	50.56	53.46	49.52	48.56
1.6250	52.5	51.5	53.68	51.52	49.95	52.75	48.84	47.92
1.5854	48.5	50.87	52.8	50.85	49.35	52.04	48.16	47.3
1.5476	48.2	50.25	51.9	50.17	48.75	51.33	47.49	46.69
1.5116	48.0	49.63	50.99	49.50	48.15	50.61	46.83	46.1
1.4773	47.5	49	50.06	48.82	47.56	49.89	46.18	45.52
1.4444	47.0	48.37	49.12	48.14	46.97	49.16	45.53	44.96
1.4130	46.0	47.74	48.15	47.45	46.38	48.42	44.88	44.4
1.3830	45.5	47.1	47.16	46.75	45.79	47.68	44.24	43.86
1.3542	45.5	46.45	46.14	46.05	45.19	46.91	43.61	43.33
1.3265	45.2	45.79	45.09	45.33	44.6	46.14	42.97	42.81
1.3000	44.0	45.12	44.01	44.61	44	45.34	42.34	42.3
1.2745	44.0	44.43	42.88	43.86	43.4	44.53	41.7	41.81
1.2500	43.0	43.73	41.7	43.10	42.79	43.69	41.06	41.32
1.2264	43.0	43.01	40.47	42.32	42.16	42.82	40.42	40.84
1.2037	42.5	42.26	39.18	41.51	41.53	41.92	39.78	40.37
1.1818	42.5	41.48	37.81	40.67	40.88	40.98	39.13	39.91
1.1607	41.4	40.67	36.34	39.79	40.21	39.99	38.47	39.45
1.1404	38.5	39.81	34.75	38.86	39.51	38.94	37.8	39.01
1.1207	38.3	38.89	33.02	37.87	38.78	37.82	37.11	38.57
1.1017	37.5	37.89	31.11	36.81	38.01	36.59	36.41	38.14
1.0833	35.0	36.79	28.94	35.64	37.17	35.24	35.67	37.72
1.0656	34.0	35.55	26.4	34.32	36.26	33.71	34.9	37.3
1.0484	34.0	34.09	23.32	32.77	35.22	31.9	34.08	36.89
1.0317	32.0	32.25	19.25	30.85	33.96	29.62	33.18	36.49
1.0156	31.5	29.54	12.91	28.06	32.24	26.28	32.14	36.09

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.
AJUSTE A FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD

EVENTOS OBSERVADOS

60.00	65.00	75.00	55.00	68.00
47.00	31.50	56.20	68.20	84.00
75.00	53.40	79.90	38.50	55.00
63.00	62.50	37.50	48.00	34.00
45.50	113.00	54.50	32.00	148.00
80.00	34.00	53.50	76.50	45.20
52.50	87.50	72.50	68.70	76.30
47.50	59.30	48.20	63.50	67.00
42.50	54.10	73.20	60.00	45.50
38.30	41.40	42.50	58.00	44.00
48.50	43.00	44.00	54.00	63.00
43.00	58.00	65.00	55.00	35.00
170.50	75.50	46.00	63.00	

MOMENTOS

MEDIA	60.0766
DESVIACION ESTANDAR	23.8313
COEF.DE ASIMETRIA	2.4375

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION GUMBEL

$$F(X)=EXP(-EXP(-ALFA*(X-BETA)))$$

ALFA =	.0538
BETA =	49.3506

NOTA:
EL COEFICIENTE DE ASIMETRIA DE LA DISTRIBUCION GUMBEL ES
1.1396

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION GUMBEL

PROCEDIMIENTO DE MAXIMA VEROSIMILITUD
ITERACION ALFA F(ALFA)

1	.0538	.3476E+03
2	.0650	.4867E+02

3	.0671	.1198E+01
4	.0672	.7579E-03
5	.0672	.3040E-09

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS ESTADISTICOS

ALFA =	.0672	MEDIA	59.4085
BETA =	50.8178	DESVIACION ESTANDAR	19.0872

COEF. DE ASIMETRIA 1.1396

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.
PERIODO DE RETORNO EVENTO OBSERVADO EVENTO ESTIMADO

65.0000	170.50	112.85
32.5000	148.00	102.42
21.6667	113.00	96.26
16.2500	87.50	91.86
13.0000	84.00	88.41
10.8333	80.00	85.58
9.2857	79.90	83.16
8.1250	76.50	81.04
7.2222	76.30	79.16
6.5000	75.50	77.46
5.9091	75.00	75.91
5.4167	75.00	74.48
5.0000	73.20	73.15
4.6429	72.50	71.91
4.3333	68.70	70.74
4.0625	68.20	69.63
3.8235	68.00	68.59
3.6111	67.00	67.59
3.4211	65.00	66.63
3.2500	65.00	65.71
3.0952	63.50	64.83
2.9545	63.00	63.98
2.8261	63.00	63.15
2.7083	63.00	62.35
2.6000	62.50	61.58
2.5000	60.00	60.82
2.4074	60.00	60.08
2.3214	59.30	59.36
2.2414	58.00	58.65
2.1667	58.00	57.96
2.0968	56.20	57.28
2.0313	55.00	56.61

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

1.9697	55.00	55.95
1.9118	55.00	55.29
1.8571	54.50	54.65
1.8056	54.10	54.01
1.7568	54.00	53.38
1.7105	53.50	52.75
1.6667	53.40	52.12
1.6250	52.50	51.50
1.5854	48.50	50.87
1.5476	48.20	50.25
1.5116	48.00	49.63
1.4773	47.50	49.00
1.4444	47.00	48.37
1.4130	46.00	47.74
1.3830	45.50	47.10
1.3542	45.50	46.45
1.3265	45.20	45.79
1.3000	44.00	45.12
1.2745	44.00	44.43
1.2500	43.00	43.73
1.2264	43.00	43.01
1.2037	42.50	42.26
1.1818	42.50	41.48
1.1607	41.40	40.67
1.1404	38.50	39.81
1.1207	38.30	38.89
1.1017	37.50	37.89
1.0833	35.00	36.79
1.0656	34.00	35.55
1.0484	34.00	34.09
1.0317	32.00	32.25
1.0156	31.50	29.54

PER. RETORNO 2 5 10 25 50 100 1000 10000

EVENTO EST. 73.1 84.3 98.4 108.9 119.3 143.3 153.7 187.9

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS PROB. OBSERVADA PROB. ESTIMADA

170.50	.9846	.9997
148.00	.9692	.9985
113.00	.9538	.9848
87.50	.9385	.9184
84.00	.9231	.8979
80.00	.9077	.8686
79.90	.8923	.8678

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

76.50	.8769	.8368
76.30	.8615	.8348
75.50	.8462	.8265
75.00	.8308	.8211
75.00	.8154	.8211
73.20	.8000	.8006
72.50	.7846	.7921
68.70	.7692	.7402
68.20	.7538	.7326
68.00	.7385	.7295
67.00	.7231	.7137
65.00	.7077	.6799
65.00	.6923	.6799
63.50	.6769	.6527
63.00	.6615	.6433
63.00	.6462	.6433
63.00	.6308	.6433
62.50	.6154	.6336
60.00	.6000	.5829
60.00	.5846	.5829
59.30	.5692	.5680
58.00	.5538	.5394
58.00	.5385	.5394
56.20	.5231	.4983
55.00	.5077	.4700
55.00	.4923	.4700
55.00	.4769	.4700
54.50	.4615	.4580
54.10	.4462	.4484
54.00	.4308	.4459
53.50	.4154	.4338
53.40	.4000	.4314
52.50	.3846	.4094
48.50	.3692	.3109
48.20	.3538	.3035
48.00	.3385	.2987
47.50	.3231	.2866
47.00	.3077	.2746
46.00	.2923	.2511
45.50	.2769	.2395
45.50	.2615	.2395
45.20	.2462	.2326
44.00	.2308	.2058
44.00	.2154	.2058
43.00	.2000	.1844
43.00	.1846	.1844
42.50	.1692	.1741
42.50	.1538	.1741

41.40	.1385	.1522
38.50	.1231	.1016
38.30	.1077	.0985
37.50	.0923	.0866
35.00	.0769	.0554
34.00	.0615	.0453
34.00	.0462	.0453
32.00	.0308	.0290
31.50	.0154	.0257

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .0584

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .585772340E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.0339

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION NORMAL

$$F(X) = \text{FUNC.}((X-A)/B)$$

$$A = 60.0766$$

$$B = 23.8313$$

NOTA:

EL COEFICIENTE DE ASIMETRIA DE LA DISTRIBUCION NORMAL ES
CERO

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION NORMAL

METODO DE MINIMOS CUADRADOS

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS
ESTADISTICOS

$$A = 60.0766 \quad \text{MEDIA} \quad 60.0766$$

$$B = 21.8332 \quad \text{DESVIACION ESTANDAR} \quad 21.8332$$

COEF. DE ASIMETRIA .0000

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO	EVENTO OBSERVADO	EVENTO ESTIMADO
65.0000	170.50	107.25
32.5000	148.00	100.91
21.6667	113.00	96.84
16.2500	87.50	93.75
13.0000	84.00	91.22
10.8333	80.00	89.05
9.2857	79.90	87.13
8.1250	76.50	85.40
7.2222	76.30	83.82
6.5000	75.50	82.35
5.9091	75.00	80.97
5.4167	75.00	79.68
5.0000	73.20	78.45
4.6429	72.50	77.27
4.3333	68.70	76.15
4.0625	68.20	75.06
3.8235	68.00	74.01
3.6111	67.00	72.99
3.4211	65.00	72.00
3.2500	65.00	71.04
3.0952	63.50	70.09
2.9545	63.00	69.16
2.8261	63.00	68.25
2.7083	63.00	67.36
2.6000	62.50	66.47
2.5000	60.00	65.60
2.4074	60.00	64.73
2.3214	59.30	63.88
2.2414	58.00	63.03
2.1667	58.00	62.18
2.0968	56.20	61.34
2.0313	55.00	60.50
1.9697	55.00	59.66
1.9118	55.00	58.82
1.8571	54.50	57.97
1.8056	54.10	57.13
1.7568	54.00	56.28
1.7105	53.50	55.42
1.6667	53.40	54.55
1.6250	52.50	53.68
1.5854	48.50	52.80
1.5476	48.20	51.90
1.5116	48.00	50.99

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

1.4773	47.50	50.06
1.4444	47.00	49.12
1.4130	46.00	48.15
1.3830	45.50	47.16
1.3542	45.50	46.14
1.3265	45.20	45.09
1.3000	44.00	44.01
1.2745	44.00	42.88
1.2500	43.00	41.70
1.2264	43.00	40.47
1.2037	42.50	39.18
1.1818	42.50	37.81
1.1607	41.40	36.34
1.1404	38.50	34.75
1.1207	38.30	33.02
1.1017	37.50	31.11
1.0833	35.00	28.94
1.0656	34.00	26.40
1.0484	34.00	23.32
1.0317	32.00	19.25
1.0156	31.50	12.91

PER. RETORNO 2 5 10 25 50 100 1000 10000
 EVENTO EST. 78.4 88.1 98.3 104.9 110.9 122.9 127.6 141.3

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	1.0000
148.00	.9692	1.0000
113.00	.9538	.9923
87.50	.9385	.8955
84.00	.9231	.8634
80.00	.9077	.8193
79.90	.8923	.8181
76.50	.8769	.7740
76.30	.8615	.7713
75.50	.8462	.7600
75.00	.8308	.7529
75.00	.8154	.7529
73.20	.8000	.7261
72.50	.7846	.7153
68.70	.7692	.6536
68.20	.7538	.6451
68.00	.7385	.6417
67.00	.7231	.6244
65.00	.7077	.5892
65.00	.6923	.5892

63.50	.6769	.5623
63.00	.6615	.5533
63.00	.6462	.5533
63.00	.6308	.5533
62.50	.6154	.5442
60.00	.6000	.4986
60.00	.5846	.4986
59.30	.5692	.4858
58.00	.5538	.4621
58.00	.5385	.4621
56.20	.5231	.4295
55.00	.5077	.4081
55.00	.4923	.4081
55.00	.4769	.4081
54.50	.4615	.3992
54.10	.4462	.3921
54.00	.4308	.3904
53.50	.4154	.3816
53.40	.4000	.3799
52.50	.3846	.3643
48.50	.3692	.2980
48.20	.3538	.2932
48.00	.3385	.2901
47.50	.3231	.2823
47.00	.3077	.2746
46.00	.2923	.2596
45.50	.2769	.2522
45.50	.2615	.2522
45.20	.2462	.2478
44.00	.2308	.2308
44.00	.2154	.2308
43.00	.2000	.2171
43.00	.1846	.2171
42.50	.1692	.2104
42.50	.1538	.2104
41.40	.1385	.1962
38.50	.1231	.1615
38.30	.1077	.1593
37.50	.0923	.1505
35.00	.0769	.1254
34.00	.0615	.1162
34.00	.0462	.1162
32.00	.0308	.0992
31.50	.0154	.0953

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .1185

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .857053688E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.3154

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 2 PARAMETROS

$F(X) = \text{FUNC.}((\text{ALOG}(X-\text{DELTA})-\text{MUL})/\text{SIGMAL})$

MUL = 4.0226
SIGMAL = .3823
DELTA = .0000

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 2 PARAMETROS

PROCEDIMIENTO DE MAXIMA VEROSIMILITUD

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS
ESTADISTICOS

DELTA = .0000 MEDIA 59.7532
MU-L = 4.0373 DESVIACION ESTANDAR 19.9630
SIGMA-L = .3253 COEF. DE ASIMETRIA 1.0396

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO	EVENTO OBSERVADO	EVENTO ESTIMADO
65.0000	170.50	114.45
32.5000	148.00	104.13
21.6667	113.00	98.00
16.2500	87.50	93.60
13.0000	84.00	90.13
10.8333	80.00	87.26
9.2857	79.90	84.81
8.1250	76.50	82.65
7.2222	76.30	80.72
6.5000	75.50	78.98
5.9091	75.00	77.38
5.4167	75.00	75.90
5.0000	73.20	74.52

4.6429	72.50	73.23
4.3333	68.70	72.01
4.0625	68.20	70.85
3.8235	68.00	69.75
3.6111	67.00	68.70
3.4211	65.00	67.69
3.2500	65.00	66.73
3.0952	63.50	65.79
2.9545	63.00	64.89
2.8261	63.00	64.02
2.7083	63.00	63.17
2.6000	62.50	62.34
2.5000	60.00	61.53
2.4074	60.00	60.75
2.3214	59.30	59.98
2.2414	58.00	59.22
2.1667	58.00	58.48
2.0968	56.20	57.75
2.0313	55.00	57.03
1.9697	55.00	56.32
1.9118	55.00	55.62
1.8571	54.50	54.93
1.8056	54.10	54.24
1.7568	54.00	53.55
1.7105	53.50	52.87
1.6667	53.40	52.20
1.6250	52.50	51.52
1.5854	48.50	50.85
1.5476	48.20	50.17
1.5116	48.00	49.50
1.4773	47.50	48.82
1.4444	47.00	48.14
1.4130	46.00	47.45
1.3830	45.50	46.75
1.3542	45.50	46.05
1.3265	45.20	45.33
1.3000	44.00	44.61
1.2745	44.00	43.86
1.2500	43.00	43.10
1.2264	43.00	42.32
1.2037	42.50	41.51
1.1818	42.50	40.67
1.1607	41.40	39.79
1.1404	38.50	38.86
1.1207	38.30	37.87
1.1017	37.50	36.81
1.0833	35.00	35.64
1.0656	34.00	34.32

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

1.0484	34.00	32.77
1.0317	32.00	30.85
1.0156	31.50	28.06

PER. RETORNO	2	5	10	25	50	100	1000	10000
EVENTO EST.	74.5	86.0	100.2	110.6	120.8	144.6	154.9	190.0

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	.9996
148.00	.9692	.9984
113.00	.9538	.9831
87.50	.9385	.9091
84.00	.9231	.8868
80.00	.9077	.8554
79.90	.8923	.8545
76.50	.8769	.8218
76.30	.8615	.8197
75.50	.8462	.8110
75.00	.8308	.8055
75.00	.8154	.8055
73.20	.8000	.7842
72.50	.7846	.7755
68.70	.7692	.7229
68.20	.7538	.7154
68.00	.7385	.7123
67.00	.7231	.6966
65.00	.7077	.6633
65.00	.6923	.6633
63.50	.6769	.6367
63.00	.6615	.6275
63.00	.6462	.6275
63.00	.6308	.6275
62.50	.6154	.6182
60.00	.6000	.5696
60.00	.5846	.5696
59.30	.5692	.5554
58.00	.5538	.5283
58.00	.5385	.5283
56.20	.5231	.4897
55.00	.5077	.4633
55.00	.4923	.4633
55.00	.4769	.4633
54.50	.4615	.4521
54.10	.4462	.4432
54.00	.4308	.4409
53.50	.4154	.4297

53.40	.4000	.4274
52.50	.3846	.4070
48.50	.3692	.3160
48.20	.3538	.3093
48.00	.3385	.3048
47.50	.3231	.2936
47.00	.3077	.2825
46.00	.2923	.2606
45.50	.2769	.2498
45.50	.2615	.2498
45.20	.2462	.2434
44.00	.2308	.2182
44.00	.2154	.2182
43.00	.2000	.1980
43.00	.1846	.1980
42.50	.1692	.1881
42.50	.1538	.1881
41.40	.1385	.1672
38.50	.1231	.1173
38.30	.1077	.1142
37.50	.0923	.1021
35.00	.0769	.0692
34.00	.0615	.0581
34.00	.0462	.0581
32.00	.0308	.0394
31.50	.0154	.0355

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .0551

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .562478727E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.0471

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 3 PARAMETROS

F(X) = FUNC.((ALOG(X-DELTA)-MUL)/SIGMAL)
MUL = 3.3306
SIGMAL = .6306
DELTA = 25.9723

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 3 PARAMETROS

PROCEDIMIENTO DE MAXIMA VEROSIMILITUD

ITERACION	DELTA	F(DELTA)
1	26.9325	-.1829E+00
2	25.8658	-.9940E-01
3	24.5957	-.4517E-01
4	23.5378	-.1925E-01
5	22.7523	-.6519E-02
6	22.3500	-.1492E-02
7	22.2306	-.1588E-03
8	22.2164	-.4475E-05
9	22.2160	-.1393E-07

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS ESTADISTICOS

DELTA =	22.2160	MEDIA	59.9571
MU-L =	3.4823	DESVIACION ESTANDAR	22.1888
SIGMA-L =	.5449	COEF. DE ASIMETRIA	1.9670

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO	EVENTO OBSERVADO	EVENTO ESTIMADO
65.0000	170.50	127.80
32.5000	148.00	112.34
21.6667	113.00	103.64
16.2500	87.50	97.60
13.0000	84.00	92.99
10.8333	80.00	89.26
9.2857	79.90	86.12
8.1250	76.50	83.42
7.2222	76.30	81.05
6.5000	75.50	78.93
5.9091	75.00	77.02
5.4167	75.00	75.28
5.0000	73.20	73.68
4.6429	72.50	72.19
4.3333	68.70	70.80
4.0625	68.20	69.51
3.8235	68.00	68.28
3.6111	67.00	67.13
3.4211	65.00	66.03
3.2500	65.00	64.99
3.0952	63.50	63.99
2.9545	63.00	63.03

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

2.8261	63.00	62.12
2.7083	63.00	61.23
2.6000	62.50	60.38
2.5000	60.00	59.56
2.4074	60.00	58.76
2.3214	59.30	57.99
2.2414	58.00	57.24
2.1667	58.00	56.50
2.0968	56.20	55.79
2.0313	55.00	55.09
1.9697	55.00	54.41
1.9118	55.00	53.74
1.8571	54.50	53.09
1.8056	54.10	52.44
1.7568	54.00	51.81
1.7105	53.50	51.18
1.6667	53.40	50.56
1.6250	52.50	49.95
1.5854	48.50	49.35
1.5476	48.20	48.75
1.5116	48.00	48.15
1.4773	47.50	47.56
1.4444	47.00	46.97
1.4130	46.00	46.38
1.3830	45.50	45.79
1.3542	45.50	45.19
1.3265	45.20	44.60
1.3000	44.00	44.00
1.2745	44.00	43.40
1.2500	43.00	42.79
1.2264	43.00	42.16
1.2037	42.50	41.53
1.1818	42.50	40.88
1.1607	41.40	40.21
1.1404	38.50	39.51
1.1207	38.30	38.78
1.1017	37.50	38.01
1.0833	35.00	37.17
1.0656	34.00	36.26
1.0484	34.00	35.22
1.0317	32.00	33.96
1.0156	31.50	32.24

PER. RETORNO 2 5 10 25 50 100 1000 10000
 EVENTO EST. 73.7 87.6 106.7 121.9 137.8 178.3 197.5 269.1

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	.9973
148.00	.9692	.9935
113.00	.9538	.9702
87.50	.9385	.8994
84.00	.9231	.8804
80.00	.9077	.8541
79.90	.8923	.8534
76.50	.8769	.8263
76.30	.8615	.8245
75.50	.8462	.8174
75.00	.8308	.8128
75.00	.8154	.8128
73.20	.8000	.7952
72.50	.7846	.7879
68.70	.7692	.7437
68.20	.7538	.7373
68.00	.7385	.7347
67.00	.7231	.7212
65.00	.7077	.6924
65.00	.6923	.6924
63.50	.6769	.6690
63.00	.6615	.6608
63.00	.6462	.6608
63.00	.6308	.6608
62.50	.6154	.6525
60.00	.6000	.6082
60.00	.5846	.6082
59.30	.5692	.5949
58.00	.5538	.5693
58.00	.5385	.5693
56.20	.5231	.5319
55.00	.5077	.5056
55.00	.4923	.5056
55.00	.4769	.5056
54.50	.4615	.4943
54.10	.4462	.4852
54.00	.4308	.4829
53.50	.4154	.4713
53.40	.4000	.4690
52.50	.3846	.4477
48.50	.3692	.3477
48.20	.3538	.3399
48.00	.3385	.3348
47.50	.3231	.3218
47.00	.3077	.3087
46.00	.2923	.2826
45.50	.2769	.2696

45.50	.2615	.2696
45.20	.2462	.2618
44.00	.2308	.2308
44.00	.2154	.2308
43.00	.2000	.2054
43.00	.1846	.2054
42.50	.1692	.1929
42.50	.1538	.1929
41.40	.1385	.1661
38.50	.1231	.1020
38.30	.1077	.0980
37.50	.0923	.0828
35.00	.0769	.0432
34.00	.0615	.0312
34.00	.0462	.0312
32.00	.0308	.0137
31.50	.0154	.0107

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .0690

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .365532448E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.0463

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION GAMMA DE 2 PARAMETROS

$F(X) = \text{FUNC.}(((X-\text{DELTA})/\text{BETA}, \text{ALFA}))$

ALFA = 29.0449

BETA = .6732

DELTA = .0000

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION GAMMA DE 2 PARAMETROS

PROCEDIMIENO DE MAXIMA VEROSIMILITUD

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS
ESTADISTICOS

ALFA = 6.1070 MEDIA 60.0766
 BETA = 9.8373 DESVIACION ESTANDAR 19.1544
 DELTA = .0000 COEF. DE ASIMETRIA .6377

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO	EVENTO OBSERVADO	EVENTO ESTIMADO
65.0000	170.50	108.64
32.5000	148.00	100.59
21.6667	113.00	95.64
16.2500	87.50	91.99
13.0000	84.00	89.07
10.8333	80.00	86.62
9.2857	79.90	84.49
8.1250	76.50	82.60
7.2222	76.30	80.89
6.5000	75.50	79.33
5.9091	75.00	77.89
5.4167	75.00	76.55
5.0000	73.20	75.29
4.6429	72.50	74.10
4.3333	68.70	72.97
4.0625	68.20	71.89
3.8235	68.00	70.85
3.6111	67.00	69.86
3.4211	65.00	68.90
3.2500	65.00	67.98
3.0952	63.50	67.08
2.9545	63.00	66.21
2.8261	63.00	65.36
2.7083	63.00	64.53
2.6000	62.50	63.72
2.5000	60.00	62.93
2.4074	60.00	62.15
2.3214	59.30	61.38
2.2414	58.00	60.63
2.1667	58.00	59.89
2.0968	56.20	59.15
2.0313	55.00	58.42
1.9697	55.00	57.70
1.9118	55.00	56.99
1.8571	54.50	56.28
1.8056	54.10	55.57
1.7568	54.00	54.87
1.7105	53.50	54.16
1.6667	53.40	53.46
1.6250	52.50	52.75

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

1.5854	48.50	52.04
1.5476	48.20	51.33
1.5116	48.00	50.61
1.4773	47.50	49.89
1.4444	47.00	49.16
1.4130	46.00	48.42
1.3830	45.50	47.68
1.3542	45.50	46.91
1.3265	45.20	46.14
1.3000	44.00	45.34
1.2745	44.00	44.53
1.2500	43.00	43.69
1.2264	43.00	42.82
1.2037	42.50	41.92
1.1818	42.50	40.98
1.1607	41.40	39.99
1.1404	38.50	38.94
1.1207	38.30	37.82
1.1017	37.50	36.59
1.0833	35.00	35.24
1.0656	34.00	33.71
1.0484	34.00	31.90
1.0317	32.00	29.62
1.0156	31.50	26.28

PER. RETORNO 2 5 10 25 50 100 1000 10000
 EVENTO EST. 75.3 85.5 97.4 105.6 113.4 130.4 137.3 159.3

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	1.0000
148.00	.9692	.9997
113.00	.9538	.9896
87.50	.9385	.9135
84.00	.9231	.8885
80.00	.9077	.8529
79.90	.8923	.8519
76.50	.8769	.8148
76.30	.8615	.8124
75.50	.8462	.8026
75.00	.8308	.7963
75.00	.8154	.7963
73.20	.8000	.7724
72.50	.7846	.7626
68.70	.7692	.7042
68.20	.7538	.6959
68.00	.7385	.6925

67.00	.7231	.6753
65.00	.7077	.6393
65.00	.6923	.6393
63.50	.6769	.6109
63.00	.6615	.6012
63.00	.6462	.6012
63.00	.6308	.6012
62.50	.6154	.5914
60.00	.6000	.5407
60.00	.5846	.5407
59.30	.5692	.5261
58.00	.5538	.4986
58.00	.5385	.4986
56.20	.5231	.4599
55.00	.5077	.4338
55.00	.4923	.4338
55.00	.4769	.4338
54.50	.4615	.4229
54.10	.4462	.4142
54.00	.4308	.4120
53.50	.4154	.4011
53.40	.4000	.3990
52.50	.3846	.3794
48.50	.3692	.2940
48.20	.3538	.2878
48.00	.3385	.2837
47.50	.3231	.2735
47.00	.3077	.2634
46.00	.2923	.2436
45.50	.2769	.2339
45.50	.2615	.2339
45.20	.2462	.2281
44.00	.2308	.2057
44.00	.2154	.2057
43.00	.2000	.1877
43.00	.1846	.1877
42.50	.1692	.1790
42.50	.1538	.1790
41.40	.1385	.1606
38.50	.1231	.1169
38.30	.1077	.1141
37.50	.0923	.1035
35.00	.0769	.0743
34.00	.0615	.0643
34.00	.0462	.0643
32.00	.0308	.0469
31.50	.0154	.0431

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .0752

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .684774642E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.1070

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION GAMMA DE 3 PARAMETROS

$F(X) = \text{FUNC.}(((X-\text{DELTA})/\text{BETA}, \text{ALFA}))$

ALFA = 29.0449
BETA = .6732
DELTA = 40.5230

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION GAMMA DE 3 PARAMETROS

PROCEDIMIENO DE MAXIMA VEROSIMILITUD

ITERACION F DELTA

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS
ESTADISTICOS

ALFA = 18.7366 MEDIA 60.0766
BETA = 1.5588 DESVIACION ESTANDAR 23.3930
DELTA = 30.8700 COEF. DE ASIMETRIA 1.6019

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO	EVENTO OBSERVADO	EVENTO ESTIMADO
65.0000	170.50	130.54
32.5000	148.00	115.92
21.6667	113.00	107.33
16.2500	87.50	101.22
13.0000	84.00	96.46
10.8333	80.00	92.55
9.2857	79.90	89.23
8.1250	76.50	86.34

7.2222	76.30	83.78
6.5000	75.50	81.47
5.9091	75.00	79.38
5.4167	75.00	77.46
5.0000	73.20	75.68
4.6429	72.50	74.03
4.3333	68.70	72.48
4.0625	68.20	71.03
3.8235	68.00	69.65
3.6111	67.00	68.35
3.4211	65.00	67.11
3.2500	65.00	65.93
3.0952	63.50	64.79
2.9545	63.00	63.71
2.8261	63.00	62.66
2.7083	63.00	61.66
2.6000	62.50	60.69
2.5000	60.00	59.75
2.4074	60.00	58.84
2.3214	59.30	57.96
2.2414	58.00	57.10
2.1667	58.00	56.26
2.0968	56.20	55.45
2.0313	55.00	54.66
1.9697	55.00	53.88
1.9118	55.00	53.12
1.8571	54.50	52.38
1.8056	54.10	51.64
1.7568	54.00	50.93
1.7105	53.50	50.22
1.6667	53.40	49.52
1.6250	52.50	48.84
1.5854	48.50	48.16
1.5476	48.20	47.49
1.5116	48.00	46.83
1.4773	47.50	46.18
1.4444	47.00	45.53
1.4130	46.00	44.88
1.3830	45.50	44.24
1.3542	45.50	43.61
1.3265	45.20	42.97
1.3000	44.00	42.34
1.2745	44.00	41.70
1.2500	43.00	41.06
1.2264	43.00	40.42
1.2037	42.50	39.78
1.1818	42.50	39.13
1.1607	41.40	38.47

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

1.1404	38.50	37.80
1.1207	38.30	37.11
1.1017	37.50	36.41
1.0833	35.00	35.67
1.0656	34.00	34.90
1.0484	34.00	34.08
1.0317	32.00	33.18
1.0156	31.50	32.14

PER. RETORNO	2	5	10	25	50	100	1000	10000
EVENTO EST.	75.7	90.8	110.4	125.0	139.6	173.7	188.4	238.1

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	.9977
148.00	.9692	.9933
113.00	.9538	.9647
87.50	.9385	.8834
84.00	.9231	.8630
80.00	.9077	.8355
79.90	.8923	.8347
76.50	.8769	.8072
76.30	.8615	.8054
75.50	.8462	.7983
75.00	.8308	.7937
75.00	.8154	.7937
73.20	.8000	.7764
72.50	.7846	.7693
68.70	.7692	.7272
68.20	.7538	.7211
68.00	.7385	.7187
67.00	.7231	.7062
65.00	.7077	.6796
65.00	.6923	.6796
63.50	.6769	.6583
63.00	.6615	.6510
63.00	.6462	.6510
63.00	.6308	.6510
62.50	.6154	.6435
60.00	.6000	.6040
60.00	.5846	.6040
59.30	.5692	.5923
58.00	.5538	.5699
58.00	.5385	.5699
56.20	.5231	.5372
55.00	.5077	.5144
55.00	.4923	.5144
55.00	.4769	.5144

54.50	.4615	.5046
54.10	.4462	.4967
54.00	.4308	.4947
53.50	.4154	.4847
53.40	.4000	.4827
52.50	.3846	.4642
48.50	.3692	.3771
48.20	.3538	.3703
48.00	.3385	.3657
47.50	.3231	.3542
47.00	.3077	.3425
46.00	.2923	.3190
45.50	.2769	.3072
45.50	.2615	.3072
45.20	.2462	.3000
44.00	.2308	.2712
44.00	.2154	.2712
43.00	.2000	.2470
43.00	.1846	.2470
42.50	.1692	.2348
42.50	.1538	.2348
41.40	.1385	.2082
38.50	.1231	.1391
38.30	.1077	.1345
37.50	.0923	.1163
35.00	.0769	.0634
34.00	.0615	.0446
34.00	.0462	.0446
32.00	.0308	.0135
31.50	.0154	.0074

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .0827

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .364900301E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS

PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.1047

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION CALCULADOS
POR EL METODO DE MOMENTOS

DISTRIBUCION EXPONENCIAL

$$F(X)=1-EXP(-(X-ALFA)/BETA)$$

$$ALFA = 36.2453$$

$$BETA = 23.8313$$

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

DISTRIBUCION EXPONENCIAL

METODO DE MINIMOS CUADRADOS

PARAMETROS DE LA FUNCION A PARTIR DE LOS PARAMETROS ESTADISTICOS

$$\begin{array}{llll} ALFA = & 35.7031 & MEDIA & 60.8658 \\ BETA = & 25.1627 & DESVIACION ESTANDAR & 25.1627 \\ & & COEF. DE ASIMETRIA & 2.0000 \end{array}$$

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

PERIODO DE RETORNO EVENTO OBSERVADO EVENTO ESTIMADO

65.0000	170.50	140.74
32.5000	148.00	123.30
21.6667	113.00	113.10
16.2500	87.50	105.86
13.0000	84.00	100.24
10.8333	80.00	95.66
9.2857	79.90	91.78
8.1250	76.50	88.42
7.2222	76.30	85.45
6.5000	75.50	82.80
5.9091	75.00	80.40
5.4167	75.00	78.22
5.0000	73.20	76.20
4.6429	72.50	74.34
4.3333	68.70	72.60
4.0625	68.20	70.98
3.8235	68.00	69.45
3.6111	67.00	68.01
3.4211	65.00	66.65
3.2500	65.00	65.36
3.0952	63.50	64.13
2.9545	63.00	62.96
2.8261	63.00	61.84
2.7083	63.00	60.77
2.6000	62.50	59.75
2.5000	60.00	58.76
2.4074	60.00	57.81
2.3214	59.30	56.89

2.2414	58.00	56.01
2.1667	58.00	55.16
2.0968	56.20	54.33
2.0313	55.00	53.53
1.9697	55.00	52.76
1.9118	55.00	52.01
1.8571	54.50	51.28
1.8056	54.10	50.57
1.7568	54.00	49.88
1.7105	53.50	49.21
1.6667	53.40	48.56
1.6250	52.50	47.92
1.5854	48.50	47.30
1.5476	48.20	46.69
1.5116	48.00	46.10
1.4773	47.50	45.52
1.4444	47.00	44.96
1.4130	46.00	44.40
1.3830	45.50	43.86
1.3542	45.50	43.33
1.3265	45.20	42.81
1.3000	44.00	42.30
1.2745	44.00	41.81
1.2500	43.00	41.32
1.2264	43.00	40.84
1.2037	42.50	40.37
1.1818	42.50	39.91
1.1607	41.40	39.45
1.1404	38.50	39.01
1.1207	38.30	38.57
1.1017	37.50	38.14
1.0833	35.00	37.72
1.0656	34.00	37.30
1.0484	34.00	36.89
1.0317	32.00	36.49
1.0156	31.50	36.09

PER. RETORNO 2 5 10 25 50 100 1000 10000
 EVENTO EST. 76.2 93.6 116.7 134.1 151.6 192.1 209.5 267.5

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES E. C. LA PIEDAD, MICH.

EVENTOS OBSERVADOS	PROB. OBSERVADA	PROB. ESTIMADA
170.50	.9846	.9953
148.00	.9692	.9885
113.00	.9538	.9537
87.50	.9385	.8724
84.00	.9231	.8533

80.00	.9077	.8280
79.90	.8923	.8273
76.50	.8769	.8024
76.30	.8615	.8008
75.50	.8462	.7944
75.00	.8308	.7902
75.00	.8154	.7902
73.20	.8000	.7747
72.50	.7846	.7683
68.70	.7692	.7305
68.20	.7538	.7251
68.00	.7385	.7229
67.00	.7231	.7117
65.00	.7077	.6879
65.00	.6923	.6879
63.50	.6769	.6687
63.00	.6615	.6620
63.00	.6462	.6620
63.00	.6308	.6620
62.50	.6154	.6553
60.00	.6000	.6192
60.00	.5846	.6192
59.30	.5692	.6085
58.00	.5538	.5877
58.00	.5385	.5877
56.20	.5231	.5572
55.00	.5077	.5355
55.00	.4923	.5355
55.00	.4769	.5355
54.50	.4615	.5262
54.10	.4462	.5186
54.00	.4308	.5167
53.50	.4154	.5070
53.40	.4000	.5051
52.50	.3846	.4870
48.50	.3692	.3986
48.20	.3538	.3914
48.00	.3385	.3866
47.50	.3231	.3743
47.00	.3077	.3617
46.00	.2923	.3358
45.50	.2769	.3225
45.50	.2615	.3225
45.20	.2462	.3144
44.00	.2308	.2809
44.00	.2154	.2809
43.00	.2000	.2517
43.00	.1846	.2517

42.50	.1692	.2367
42.50	.1538	.2367
41.40	.1385	.2026
38.50	.1231	.1052
38.30	.1077	.0981
37.50	.0923	.0689
35.00	.0769	.0000
34.00	.0615	.0000
34.00	.0462	.0000
32.00	.0308	.0000
31.50	.0154	.0000

NUMERO DE DATOS = 64

PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV, DIFERENCIA MAYOR = .1051

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE EVENTOS
ESTIMADOS Y EVENTOS OBSERVADOS = .313329540E+04

SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS DE LAS
PROBABILIDADES ESTIMADAS Y PROBABILIDADES OBSERVADAS =
.1680

Tabla B2 Precipitación correspondiente a un periodo de retorno dado

Tr (años)	Gumbel	normal	lognor 2	lognor 3	gamma 2	gamma 3	expon
2	73.1	78.4	74.5	73.7	75.3	75.7	76.2
5	84.3	88.1	86	87.6	85.5	90.8	93.6
10	98.4	98.3	100.2	106.7	97.4	110.4	116.7
25	108.9	104.9	110.6	121.9	105.6	125	134.1
50	119.3	110.9	120.8	137.8	113.4	139.6	151.6
100	143.3	122.9	144.6	178.3	130.4	173.7	192.1
1,000	153.7	127.6	154.9	197.5	137.3	188.4	209.5
10,000	187.9	141.3	190	269.1	159.3	238.1	267.5

Tabla B3 Determinación de probabilidades de ocurrencia de lluvias ajustadas a distintas funciones de distribución de probabilidad

hp	P obs	P Gumbel	P normal	P lognor 2	P lognor 3	P gamma 2	P gamma 3	P expon
170.5000	0.9846	0.9997	1	0.9996	0.9973	1	0.9977	0.9953
148.0000	0.9692	0.9985	1	0.9984	0.9935	0.9997	0.9933	0.9885
113.0000	0.9538	0.9848	0.9923	0.9831	0.9702	0.9896	0.9647	0.9537
87.5000	0.9385	0.9184	0.8955	0.9091	0.8994	0.9135	0.8834	0.8724
84.0000	0.9231	0.8979	0.8634	0.8868	0.8804	0.8885	0.863	0.8533
80.0000	0.9077	0.8686	0.8193	0.8554	0.8541	0.8529	0.8355	0.828
79.9000	0.8923	0.8678	0.8181	0.8545	0.8534	0.8519	0.8347	0.8273
76.5000	0.8769	0.8368	0.774	0.8218	0.8263	0.8148	0.8072	0.8024
76.3000	0.8615	0.8348	0.7713	0.8197	0.8245	0.8124	0.8054	0.8008
75.5000	0.8462	0.8265	0.76	0.811	0.8174	0.8026	0.7983	0.7944
75.0000	0.8308	0.8211	0.7529	0.8055	0.8128	0.7963	0.7937	0.7902
75.0000	0.8154	0.8211	0.7529	0.8055	0.8128	0.7963	0.7937	0.7902
73.2000	0.8	0.8006	0.7261	0.7842	0.7952	0.7724	0.7764	0.7747
72.5000	0.7846	0.7921	0.7153	0.7755	0.7879	0.7626	0.7693	0.7683
68.7000	0.7692	0.7402	0.6536	0.7229	0.7437	0.7042	0.7272	0.7305
68.2000	0.7538	0.7326	0.6451	0.7154	0.7373	0.6959	0.7211	0.7251
68.0000	0.7385	0.7295	0.6417	0.7123	0.7347	0.6925	0.7187	0.7229
67.0000	0.7231	0.7137	0.6244	0.6966	0.7212	0.6753	0.7062	0.7117
65.0000	0.7077	0.6799	0.5892	0.6633	0.6924	0.6393	0.6796	0.6879
65.0000	0.6923	0.6799	0.5892	0.6633	0.6924	0.6393	0.6796	0.6879
63.5000	0.6769	0.6527	0.5623	0.6367	0.669	0.6109	0.6583	0.6687
63.0000	0.6615	0.6433	0.5533	0.6275	0.6608	0.6012	0.651	0.662
63.0000	0.6462	0.6433	0.5533	0.6275	0.6608	0.6012	0.651	0.662
63.0000	0.6308	0.6433	0.5533	0.6275	0.6608	0.6012	0.651	0.662
62.5000	0.6154	0.6336	0.5442	0.6182	0.6525	0.5914	0.6435	0.6553
60.0000	0.6	0.5829	0.4986	0.5696	0.6082	0.5407	0.604	0.6192
60.0000	0.5846	0.5829	0.4986	0.5696	0.6082	0.5407	0.604	0.6192
59.3000	0.5692	0.568	0.4858	0.5554	0.5949	0.5261	0.5923	0.6085

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

hp	P obs	P Gumbel	P normal	P lognor 2	P lognor 3	P gamma 2	P gamma 3	P expon
58.0000	0.5538	0.5394	0.4621	0.5283	0.5693	0.4986	0.5699	0.5877
58.0000	0.5385	0.5394	0.4621	0.5283	0.5693	0.4986	0.5699	0.5877
56.2000	0.5231	0.4983	0.4295	0.4897	0.5319	0.4599	0.5372	0.5572
55.0000	0.5077	0.47	0.4081	0.4633	0.5056	0.4338	0.5144	0.5355
55.0000	0.4923	0.47	0.4081	0.4633	0.5056	0.4338	0.5144	0.5355
55.0000	0.4769	0.47	0.4081	0.4633	0.5056	0.4338	0.5144	0.5355
54.5000	0.4615	0.458	0.3992	0.4521	0.4943	0.4229	0.5046	0.5262
54.1000	0.4462	0.4484	0.3921	0.4432	0.4852	0.4142	0.4967	0.5186
54.0000	0.4308	0.4459	0.3904	0.4409	0.4829	0.412	0.4947	0.5167
53.5000	0.4154	0.4338	0.3816	0.4297	0.4713	0.4011	0.4847	0.507
53.4000	0.4	0.4314	0.3799	0.4274	0.469	0.399	0.4827	0.5051
52.5000	0.3846	0.4094	0.3643	0.407	0.4477	0.3794	0.4642	0.487
48.5000	0.3692	0.3109	0.298	0.316	0.3477	0.294	0.3771	0.3986
48.2000	0.3538	0.3035	0.2932	0.3093	0.3399	0.2878	0.3703	0.3914
48.0000	0.3385	0.2987	0.2901	0.3048	0.3348	0.2837	0.3657	0.3866
47.5000	0.3231	0.2866	0.2823	0.2936	0.3218	0.2735	0.3542	0.3743
47.0000	0.3077	0.2746	0.2746	0.2825	0.3087	0.2634	0.3425	0.3617
46.0000	0.2923	0.2511	0.2596	0.2606	0.2826	0.2436	0.319	0.3358
45.5000	0.2769	0.2395	0.2522	0.2498	0.2696	0.2339	0.3072	0.3225
45.5000	0.2615	0.2395	0.2522	0.2498	0.2696	0.2339	0.3072	0.3225
45.2000	0.2462	0.2326	0.2478	0.2434	0.2618	0.2281	0.3	0.3144
44.0000	0.2308	0.2058	0.2308	0.2182	0.2308	0.2057	0.2712	0.2809
44.0000	0.2154	0.2058	0.2308	0.2182	0.2308	0.2057	0.2712	0.2809
43.0000	0.2	0.1844	0.2171	0.198	0.2054	0.1877	0.247	0.2517
43.0000	0.1846	0.1844	0.2171	0.198	0.2054	0.1877	0.247	0.2517
42.5000	0.1692	0.1741	0.2104	0.1881	0.1929	0.179	0.2348	0.2367
42.5000	0.1538	0.1741	0.2104	0.1881	0.1929	0.179	0.2348	0.2367
41.4000	0.1385	0.1522	0.1962	0.1672	0.1661	0.1606	0.2082	0.2026
38.5000	0.1231	0.1016	0.1615	0.1173	0.102	0.1169	0.1391	0.1052
38.3	0.1077	0.0985	0.1593	0.1142	0.098	0.1141	0.1345	0.0981
37.5	0.0923	0.0866	0.1505	0.1021	0.0828	0.1035	0.1163	0.0689
35	0.0769	0.0554	0.1254	0.0692	0.0432	0.0743	0.0634	0
34	0.0615	0.0453	0.1162	0.0581	0.0312	0.0643	0.0446	0
34	0.0462	0.0453	0.1162	0.0581	0.0312	0.0643	0.0446	0
32	0.0308	0.029	0.0992	0.0394	0.0137	0.0469	0.0135	0
31.5	0.0154	0.0257	0.0953	0.0355	0.0107	0.0431	0.0074	0

Tabla B4 Características físicas del tramo Delta

Dist real	Cadenamiento	Elevación	Dx	S	Dx / S ^{1/2}
	0.000	2090.000			
76.92	76.920	2080.000	76.92	0.13001	213.333
70.80	147.720	2070.000	70.8	0.14124	188.387
97.62	245.340	2060.000	97.62	0.10244	305.006

Facultad de Ingeniería Civil UMSNH

Dist real	Cadenamiento	Elevación	Dx	S	Dx / S ^{1/2}
93.90	339.240	2050.000	93.9	0.10650	287.739
94.53	433.770	2040.000	94.53	0.10579	290.639
127.98	561.750	2030.000	127.98	0.07814	457.839
130.50	692.250	2020.000	130.5	0.07663	471.428
73.46	765.710	2010.000	73.46	0.13613	199.102
99.56	865.270	2000.000	99.56	0.10044	314.143
154.83	1020.100	1990.000	154.83	0.06459	609.232
152.39	1172.490	1980.000	152.39	0.06562	594.887
219.94	1392.430	1970.000	219.94	0.04547	1,031.469
309.31	1701.740	1960.000	309.31	0.03233	1,720.248
274.63	1976.370	1950.000	274.63	0.03641	1,439.203
248.16	2224.530	1940.000	248.16	0.04030	1,236.225
282.37	2506.900	1930.000	282.37	0.03541	1,500.472
209.88	2716.780	1920.000	209.88	0.04765	961.516
238.26	2955.040	1910.000	238.26	0.04197	1,162.992
119.48	3074.520	1900.000	119.48	0.08370	412.993
87.47	3161.990	1890.000	87.47	0.11432	258.695
153.86	3315.850	1880.000	153.86	0.06499	603.516
148.51	3464.360	1870.000	148.51	0.06734	572.313
163.47	3627.830	1860.000	163.47	0.06117	660.932
334.41	3962.240	1850.000	334.41	0.02990	1,933.833
270.03	4232.270	1840.000	270.03	0.03703	1,403.195
174.94	4407.210	1830.000	174.94	0.05716	731.701
190.91	4598.120	1820.000	190.91	0.05238	834.148
189.88	4788.000	1810.000	189.88	0.05266	827.406
172.63	4960.630	1800.000	172.63	0.05793	717.256
794.02	5754.650	1790.000	794.02	0.01259	7,075.338
885.38	6640.030	1780.000	885.38	0.01129	8,330.951
844.48	7484.510	1770.000	844.48	0.01184	7,760.399
783.70	8268.210	1760.000	783.7	0.01276	6,937.848
1306.33	9574.540	1750.000	1306.33	0.00766	14,930.672
32.77	9607.310	1740.000	32.77	0.30516	59.322
20.59	9627.900	1730.000	20.59	0.48567	29.545
19.64	9647.540	1720.000	19.64	0.50916	27.524
68.09	9715.630	1710.000	68.09	0.14686	177.674
146.67	9862.300	1700.000	146.67	0.06818	561.710
105.96	9968.260	1696.000	105.96	0.03775	545.360
		394.000		S	68,376.192

Longitud de recorrido del agua: 9968.3 m

Pendiente media del cauce en el tramo: 0.02125

Área de la cuenca: 9.282 km²

DETERMINACIÓN DEL GASTO DE PICO POR DISTINTOS MÉTODOS

1. ENVOLVENTES

Lowry

$$q = CL / (Ac + 259)^{0.85}$$

$$Cc = 1290 \text{ (Lerma-Santiago)}$$

$$q = 11.12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = 103.264 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. MÉTODO DE CHOW

$$Q_p = 0.278 Pe Ac Z / de$$

$$tc = 1.717 h \text{ (Kirpich: } tc = 0.000325 L^{0.77} / S^{0.385})$$

$$tr = 6.213 h \text{ (Kirpich: } tr = 0.005 (L / S)^{0.64})$$

$$de = 1.717 h \text{ (} de = tc \text{)}$$

$$de / tr = 0.2763$$

$$Z = 0.2$$

$$N = 77.15$$

Tabla B5 Precipitación y gasto dado un periodo de retorno (Chow)

Tr	P	P ₆₀	P _{de}	Pe	Q
2	7.37	2.61	3.18	0.31	0.92
5	8.76	3.11	3.78	0.53	1.59
10	10.67	3.78	4.60	0.90	2.72
25	12.19	4.32	5.26	1.25	3.76
50	13.78	4.89	5.95	1.65	4.96
100	17.83	6.32	7.69	2.79	8.40
1000	19.75	7.00	8.52	3.39	10.18
10000	26.91	9.54	11.61	5.80	17.42

3. MÉTODO RACIONAL AMERICANO

$$Q = 0.278 C i A$$

$$de = 1.717 h \text{ (} tp = tr + de / 2 \text{)}$$

$$C = 0.650 \text{ (Suelo tipo C según SCS, } A > 100 \text{ km}^2 \text{)}$$

Tabla B6 Precipitación y gasto dado un periodo de retorno (Racional Americano)

Tr	P _{24 h}	P ₆₀	P _{de}	i	Q
2	7.37	2.61	3.18	1.8525	3.107
5	8.76	3.11	3.78	2.2019	3.693
10	10.67	3.78	4.60	2.6820	4.499
25	12.19	4.32	5.26	3.0640	5.139
50	13.78	4.89	5.95	3.4637	5.810
100	17.83	6.32	7.69	4.4817	7.517
1000	19.75	7.00	8.52	4.9643	8.327
10000	26.91	9.54	11.61	6.7640	11.345

4. HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$qp = 0.555 Ac / tb$$

$$tb = 5.043 h \quad (tb = 2.67 tp)$$

$$tp = 1.889 h \quad (tp = 0.6 tc + de / 2)$$

$$qp = 1.022 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

Tabla B6 Precipitación y gasto dado un periodo de retorno (Hidrograma unitario triangular)

Tr	P	Pe	Q
2	7.37	0.31	3.12
5	8.76	0.53	5.40
10	10.67	0.90	9.24
25	12.19	1.25	12.78
50	13.78	1.65	16.85
100	17.83	2.79	28.55
1000	19.75	3.39	34.61
10000	26.91	5.80	59.21

Análisis de Tránsitos para las elevaciones propuestas

PRESA ROMPEPICOS DELTA (z=1695 m, L= 2 m, Tr = 50 años)

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA NEN = 55
 NUMERO DE TERNAS ELEV-CAP-GASTOS DEL VERTEDOR NP = 40
 INTERVALO DE TIEMPO DT = .1 h
 NUMERO DE INTERVALOS DE CALCULO EN CADA DT NINT= 1
 GASTO DE EXTRACCION POR LA OBRA DE TOMA QT = .00 m³/s

VOLUMEN hm ³	DERRAME POR	
	ELEVACION m	EL VERTEDOR m ³ /s
.000	1688.000	.000
.000	1688.500	.000
.000	1689.000	.000
.000	1689.500	.000
.000	1690.000	.000
.001	1690.500	.000
.001	1691.000	.000
.002	1691.500	.000
.003	1692.000	.000
.004	1692.500	.000
.005	1693.000	.000
.007	1693.500	.000
.009	1694.000	.000
.012	1694.500	.000
.014	1695.000	.000
.017	1695.500	1.011
.020	1696.000	3.219
.023	1696.500	6.740
.027	1697.000	10.469
.031	1697.500	14.761
.035	1698.000	19.575
.040	1698.500	24.885
.045	1699.000	30.670
.050	1699.500	36.915
.056	1700.000	43.608
.062	1700.500	50.741
.068	1701.000	58.306
.074	1701.500	66.297
.081	1702.000	74.711
.089	1702.500	83.544
.096	1703.000	92.792
.104	1703.500	102.455
.112	1704.000	112.530
.121	1704.500	123.016
.130	1705.000	133.912

.139	1705.500	145.218
.148	1706.000	156.934
.158	1706.500	169.060
.168	1707.000	181.595
.178	1707.500	194.541

GASTOS DE ENTRADA

TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s
.0	.00	.1	.06	.2	.13	.3	.27
.4	.43	.5	.58	.6	.75	.7	.96
.8	1.21	.8	1.53	.9	1.87	1.0	2.20
1.1	2.55	1.2	2.85	1.3	3.14	1.4	3.37
1.5	3.56	1.6	3.70	1.7	3.80	1.8	3.84
1.9	3.85	2.0	3.84	2.1	3.80	2.2	3.70
2.3	3.58	2.4	3.45	2.5	3.30	2.5	3.14
2.6	2.96	2.7	2.79	2.8	2.62	2.9	2.40
3.0	2.20	3.1	1.98	3.2	1.79	3.3	1.64
3.4	1.51	3.5	1.39	3.6	1.27	3.7	1.19
3.8	1.11	3.9	1.04	4.0	.96	4.1	.88
4.2	.81	4.2	.76	4.3	.71	4.4	.66
4.5	.61	4.6	.57	4.7	.52	4.8	.47
4.9	.42	5.0	.37	5.1	.32		

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN000 hm³
 ELEVACION..... 1688.500 m
 GASTO DE ENTRADA..... .000 m³/s
 GASTO DE SALIDA..... .000 m³/s

TIEMPO	VOL. ALM.	ELEV.	Q DE ENT.	Q DE SAL.
h	hm ³	m	m ³ /s	m ³ /s
.00	.000	1688.50	.00	.00
.09	.000	1688.59	.06	.00
.19	.000	1688.87	.13	.00
.28	.000	1689.20	.27	.00
.38	.000	1689.58	.43	.00
.47	.000	1689.92	.58	.00
.57	.001	1690.24	.75	.00
.66	.001	1690.58	.96	.00
.76	.001	1690.92	1.21	.00
.85	.002	1691.27	1.53	.00
.94	.002	1691.64	1.87	.00
1.04	.003	1692.02	2.20	.00
1.13	.004	1692.38	2.55	.00
1.23	.005	1692.73	2.85	.00
1.32	.006	1693.08	3.14	.00
1.42	.007	1693.41	3.37	.00
1.51	.008	1693.72	3.56	.00

1.61	.009	1694.02	3.70	.00
1.70	.011	1694.30	3.80	.00
1.79	.012	1694.57	3.84	.00
1.89	.013	1694.83	3.85	.00
1.98	.014	1695.07	3.84	.14
2.08	.016	1695.28	3.80	.56
2.17	.017	1695.45	3.70	.92
2.27	.018	1695.59	3.58	1.42
2.36	.018	1695.69	3.45	1.87
2.46	.019	1695.77	3.30	2.19
2.55	.019	1695.82	3.14	2.41
2.64	.019	1695.85	2.96	2.55
2.74	.019	1695.86	2.79	2.62
2.83	.019	1695.87	2.62	2.64
2.93	.019	1695.86	2.40	2.61
3.02	.019	1695.85	2.20	2.54
3.12	.019	1695.83	1.98	2.45
3.21	.019	1695.80	1.79	2.33
3.31	.019	1695.77	1.64	2.20
3.40	.018	1695.74	1.51	2.06
3.49	.018	1695.71	1.39	1.93
3.59	.018	1695.68	1.27	1.80
3.68	.018	1695.65	1.19	1.68
3.78	.018	1695.63	1.11	1.57
3.87	.018	1695.60	1.04	1.46
3.97	.017	1695.58	.96	1.36
4.06	.017	1695.56	.88	1.27
4.15	.017	1695.54	.81	1.18
4.25	.017	1695.52	.76	1.09
4.34	.017	1695.50	.71	1.02
4.44	.017	1695.48	.66	.98
4.53	.017	1695.46	.61	.94
4.63	.017	1695.44	.57	.90
4.72	.016	1695.42	.52	.86
4.82	.016	1695.40	.47	.82
4.91	.016	1695.38	.42	.77
5.00	.016	1695.36	.37	.73
5.10	.016	1695.34	.32	.69

MAXIMO GASTO DE INGRESO AL EMBALSE	3.85 m ³ /s
MAXIMA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA EN LA PRESA	1695.87 m
MAXIMO GASTO DERRAMADO POR EL VERTEDOR	2.64 m ³ /s
TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL MAXIMO VERTIDO	2.83 h
VOLUMEN MAXIMO ALMACENADO EN EL EMBALSE	.02 hm ³
VOLUMEN RETENIDO AL FINAL DEL TRANSITO	.02 hm ³
VOLUMEN TOTAL DESALOJADO POR EL VERTEDOR	.02 hm ³

PRESA ROMPEPICOS DELTA ($z=1695.5$ m, $L= 2$ m, $Tr = 50$ años)

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA NEN = 55
 NUMERO DE TERNAS ELEV-CAP-GASTOS DEL VERTEDOR NP = 40
 INTERVALO DE TIEMPO DT = .1 h
 NUMERO DE INTERVALOS DE CALCULO EN CADA DT NINT= 1
 GASTO DE EXTRACCION POR LA OBRA DE TOMA QT = .00 m³/s

DERRAME POR		
VOLUMEN	ELEVACION	EL VERTEDOR
hm ³	m	m ³ /s
.000	1688.000	.000
.000	1688.500	.000
.000	1689.000	.000
.000	1689.500	.000
.000	1690.000	.000
.001	1690.500	.000
.001	1691.000	.000
.002	1691.500	.000
.003	1692.000	.000
.004	1692.500	.000
.005	1693.000	.000
.007	1693.500	.000
.009	1694.000	.000
.012	1694.500	.000
.014	1695.000	.000
.017	1695.500	.000
.020	1696.000	1.011
.023	1696.500	3.215
.027	1697.000	6.728
.031	1697.500	10.444
.035	1698.000	14.717
.040	1698.500	19.507
.045	1699.000	24.785
.050	1699.500	30.530
.056	1700.000	36.727
.062	1700.500	43.364
.068	1701.000	50.431
.074	1701.500	57.920
.081	1702.000	65.827
.089	1702.500	74.145
.096	1703.000	82.871
.104	1703.500	92.002
.112	1704.000	101.535
.121	1704.500	111.469
.130	1705.000	121.801
.139	1705.500	132.531
.148	1706.000	143.658

.158	1706.500	155.182
.168	1707.000	167.101
.178	1707.500	179.417

GASTOS DE ENTRADA

TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s
.0	.00	.1	.06	.2	.13	.3	.27
.4	.43	.5	.58	.6	.75	.7	.96
.8	1.21	.8	1.53	.9	1.87	1.0	2.20
1.1	2.55	1.2	2.85	1.3	3.14	1.4	3.37
1.5	3.56	1.6	3.70	1.7	3.80	1.8	3.84
1.9	3.85	2.0	3.84	2.1	3.80	2.2	3.70
2.3	3.58	2.4	3.45	2.5	3.30	2.5	3.14
2.6	2.96	2.7	2.79	2.8	2.62	2.9	2.40
3.0	2.20	3.1	1.98	3.2	1.79	3.3	1.64
3.4	1.51	3.5	1.39	3.6	1.27	3.7	1.19
3.8	1.11	3.9	1.04	4.0	.96	4.1	.88
4.2	.81	4.2	.76	4.3	.71	4.4	.66
4.5	.61	4.6	.57	4.7	.52	4.8	.47
4.9	.42	5.0	.37	5.1	.32		

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN000 hm³
 ELEVACION..... 1688.500 m
 GASTO DE ENTRADA..... .000 m³/s
 GASTO DE SALIDA..... .000 m³/s

TIEMPO	VOL. ALM.	ELEV.	Q DE ENT.	Q DE SAL.
h	hm ³	m	m ³ /s	m ³ /s
.00	.000	1688.50	.00	.00
.09	.000	1688.59	.06	.00
.19	.000	1688.87	.13	.00
.28	.000	1689.20	.27	.00
.38	.000	1689.58	.43	.00
.47	.000	1689.92	.58	.00
.57	.001	1690.24	.75	.00
.66	.001	1690.58	.96	.00
.76	.001	1690.92	1.21	.00
.85	.002	1691.27	1.53	.00
.94	.002	1691.64	1.87	.00
1.04	.003	1692.02	2.20	.00
1.13	.004	1692.38	2.55	.00
1.23	.005	1692.73	2.85	.00
1.32	.006	1693.08	3.14	.00
1.42	.007	1693.41	3.37	.00
1.51	.008	1693.72	3.56	.00
1.61	.009	1694.02	3.70	.00

1.70	.011	1694.30	3.80	.00
1.79	.012	1694.57	3.84	.00
1.89	.013	1694.83	3.85	.00
1.98	.014	1695.07	3.84	.00
2.08	.016	1695.30	3.80	.00
2.17	.017	1695.52	3.70	.04
2.27	.018	1695.71	3.58	.42
2.36	.019	1695.87	3.45	.74
2.46	.020	1696.00	3.30	1.02
2.55	.021	1696.10	3.14	1.45
2.64	.021	1696.17	2.96	1.77
2.74	.022	1696.22	2.79	1.99
2.83	.022	1696.25	2.62	2.13
2.93	.022	1696.27	2.40	2.21
3.02	.022	1696.28	2.20	2.23
3.12	.022	1696.27	1.98	2.20
3.21	.022	1696.26	1.79	2.14
3.31	.022	1696.24	1.64	2.05
3.40	.022	1696.22	1.51	1.96
3.49	.021	1696.19	1.39	1.86
3.59	.021	1696.17	1.27	1.75
3.68	.021	1696.15	1.19	1.65
3.78	.021	1696.12	1.11	1.55
3.87	.021	1696.10	1.04	1.46
3.97	.021	1696.08	.96	1.37
4.06	.020	1696.06	.88	1.28
4.15	.020	1696.04	.81	1.19
4.25	.020	1696.02	.76	1.11
4.34	.020	1696.01	.71	1.04
4.44	.020	1695.99	.66	.99
4.53	.020	1695.97	.61	.95
4.63	.020	1695.95	.57	.91
4.72	.020	1695.93	.52	.87
4.82	.020	1695.91	.47	.83
4.91	.019	1695.89	.42	.79
5.00	.019	1695.87	.37	.75
5.10	.019	1695.85	.32	.71

MAXIMO GASTO DE INGRESO AL EMBALSE	3.85 m ³ /s
MAXIMA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA EN LA PRESA	1696.28 m
MAXIMO GASTO DERRAMADO POR EL VERTEDOR	2.23 m ³ /s
TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL MAXIMO VERTIDO	3.02 h
VOLUMEN MAXIMO ALMACENADO EN EL EMBALSE	.02 hm ³
VOLUMEN RETENIDO AL FINAL DEL TRANSITO	.02 hm ³
VOLUMEN TOTAL DESALOJADO POR EL VERTEDOR	.01 hm ³

PRESA ROMPEPICOS DELTA (z=1696 m, L= 2 m, Tr = 50 años)

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA NEN = 55
 NUMERO DE TERNAS ELEV-CAP-GASTOS DEL VERTEDOR NP = 40
 INTERVALO DE TIEMPO DT = .1 h
 NUMERO DE INTERVALOS DE CALCULO EN CADA DT NINT= 1
 GASTO DE EXTRACCION POR LA OBRA DE TOMA QT = .00 m³/s

DERRAME POR

VOLUMEN hm ³	ELEVACION m	EL VERTEDOR m ³ /s
.000	1688.000	.000
.000	1688.500	.000
.000	1689.000	.000
.000	1689.500	.000
.000	1690.000	.000
.001	1690.500	.000
.001	1691.000	.000
.002	1691.500	.000
.003	1692.000	.000
.004	1692.500	.000
.005	1693.000	.000
.007	1693.500	.000
.009	1694.000	.000
.012	1694.500	.000
.014	1695.000	.000
.017	1695.500	.000
.020	1696.000	.000
.023	1696.500	1.010
.027	1697.000	3.212
.031	1697.500	6.717
.035	1698.000	10.422
.040	1698.500	14.680
.045	1699.000	19.447
.050	1699.500	24.697
.056	1700.000	30.408
.062	1700.500	36.563
.068	1701.000	43.150
.074	1701.500	50.159
.081	1702.000	57.582
.089	1702.500	65.414
.096	1703.000	73.648
.104	1703.500	82.281
.112	1704.000	91.308
.121	1704.500	100.728
.130	1705.000	110.537
.139	1705.500	120.735
.148	1706.000	131.319
.158	1706.500	142.289

.168 1707.000 153.644
 .178 1707.500 165.383

GASTOS DE ENTRADA

TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
GASTO							
h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s
.0	.00	.1	.06	.2	.13	.3	.27
.4	.43	.5	.58	.6	.75	.7	.96
.8	1.21	.8	1.53	.9	1.87	1.0	2.20
1.1	2.55	1.2	2.85	1.3	3.14	1.4	3.37
1.5	3.56	1.6	3.70	1.7	3.80	1.8	3.84
1.9	3.85	2.0	3.84	2.1	3.80	2.2	3.70
2.3	3.58	2.4	3.45	2.5	3.30	2.5	3.14
2.6	2.96	2.7	2.79	2.8	2.62	2.9	2.40
3.0	2.20	3.1	1.98	3.2	1.79	3.3	1.64
3.4	1.51	3.5	1.39	3.6	1.27	3.7	1.19
3.8	1.11	3.9	1.04	4.0	.96	4.1	.88
4.2	.81	4.2	.76	4.3	.71	4.4	.66
4.5	.61	4.6	.57	4.7	.52	4.8	.47
4.9	.42	5.0	.37	5.1	.32		

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN000 hm³
 ELEVACION..... 1688.500 m
 GASTO DE ENTRADA..... .000 m³/s
 GASTO DE SALIDA..... .000 m³/s

TIEMPO	VOL. ALM.	ELEV.	Q DE ENT.	Q DE SAL.
h	hm ³	m	m ³ /s	m ³ /s
.00	.000	1688.50	.00	.00
.09	.000	1688.59	.06	.00
.19	.000	1688.87	.13	.00
.28	.000	1689.20	.27	.00
.38	.000	1689.58	.43	.00
.47	.000	1689.92	.58	.00
.57	.001	1690.24	.75	.00
.66	.001	1690.58	.96	.00
.76	.001	1690.92	1.21	.00
.85	.002	1691.27	1.53	.00
.94	.002	1691.64	1.87	.00
1.04	.003	1692.02	2.20	.00
1.13	.004	1692.38	2.55	.00
1.23	.005	1692.73	2.85	.00
1.32	.006	1693.08	3.14	.00
1.42	.007	1693.41	3.37	.00
1.51	.008	1693.72	3.56	.00
1.61	.009	1694.02	3.70	.00

1.70	.011	1694.30	3.80	.00
1.79	.012	1694.57	3.84	.00
1.89	.013	1694.83	3.85	.00
1.98	.014	1695.07	3.84	.00
2.08	.016	1695.30	3.80	.00
2.17	.017	1695.52	3.70	.00
2.27	.018	1695.72	3.58	.00
2.36	.019	1695.91	3.45	.00
2.46	.021	1696.08	3.30	.17
2.55	.022	1696.23	3.14	.46
2.64	.022	1696.35	2.96	.71
2.74	.023	1696.45	2.79	.92
2.83	.024	1696.53	2.62	1.16
2.93	.024	1696.59	2.40	1.41
3.02	.024	1696.63	2.20	1.57
3.12	.025	1696.65	1.98	1.67
3.21	.025	1696.66	1.79	1.71
3.31	.025	1696.66	1.64	1.71
3.40	.025	1696.65	1.51	1.69
3.49	.025	1696.64	1.39	1.64
3.59	.024	1696.63	1.27	1.59
3.68	.024	1696.62	1.19	1.52
3.78	.024	1696.60	1.11	1.45
3.87	.024	1696.58	1.04	1.38
3.97	.024	1696.57	.96	1.31
4.06	.024	1696.55	.88	1.24
4.15	.024	1696.54	.81	1.17
4.25	.024	1696.52	.76	1.10
4.34	.023	1696.50	.71	1.03
4.44	.023	1696.49	.66	.99
4.53	.023	1696.47	.61	.95
4.63	.023	1696.45	.57	.92
4.72	.023	1696.44	.52	.88
4.82	.023	1696.42	.47	.85
4.91	.023	1696.40	.42	.81
5.00	.023	1696.38	.37	.77
5.10	.023	1696.36	.32	.73

MAXIMO GASTO DE INGRESO AL EMBALSE	3.85 m ³ /s
MAXIMA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA EN LA PRESA	1696.66 m
MAXIMO GASTO DERRAMADO POR EL VERTEDOR	1.71 m ³ /s
TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL MAXIMO VERTIDO	3.31 h
VOLUMEN MAXIMO ALMACENADO EN EL EMBALSE	.02 hm ³
VOLUMEN RETENIDO AL FINAL DEL TRANSITO	.02 hm ³
VOLUMEN TOTAL DESALOJADO POR EL VERTEDOR	.01 hm ³

PRESA ROMPEPICOS DELTA (z=1696.5 m, L= 2 m, Tr = 50 años)

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA NEN = 55
NUMERO DE TERNAS ELEV-CAP-GASTOS DEL VERTEDOR NP = 40
INTERVALO DE TIEMPO DT = .1 h
NUMERO DE INTERVALOS DE CALCULO EN CADA DT NINT= 1
GASTO DE EXTRACCION POR LA OBRA DE TOMA QT = .00 m3/s

DERRAME POR		
VOLUMEN	ELEVACION	EL VERTEDOR
hm ³	m	m ³ /s
.000	1688.000	.000
.000	1688.500	.000
.000	1689.000	.000
.000	1689.500	.000
.000	1690.000	.000
.001	1690.500	.000
.001	1691.000	.000
.002	1691.500	.000
.003	1692.000	.000
.004	1692.500	.000
.005	1693.000	.000
.007	1693.500	.000
.009	1694.000	.000
.012	1694.500	.000
.014	1695.000	.000
.017	1695.500	.000
.020	1696.000	.000
.023	1696.500	.000
.027	1697.000	1.010
.031	1697.500	3.209
.035	1698.000	6.708
.040	1698.500	10.403
.045	1699.000	14.646
.050	1699.500	19.395
.056	1700.000	24.619
.062	1700.500	30.299
.068	1701.000	36.417
.074	1701.500	42.960
.081	1702.000	49.918
.089	1702.500	57.283
.096	1703.000	65.049
.104	1703.500	73.208
.112	1704.000	81.758
.121	1704.500	90.694
.130	1705.000	100.014
.139	1705.500	109.713
.148	1706.000	119.792
.158	1706.500	130.247

.168 1707.000 141.078
 .178 1707.500 152.283

GASTOS DE ENTRADA

TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s	h	m3/s
.0	.00	.1	.06	.2	.13	.3	.27
.4	.43	.5	.58	.6	.75	.7	.96
.8	1.21	.8	1.53	.9	1.87	1.0	2.20
1.1	2.55	1.2	2.85	1.3	3.14	1.4	3.37
1.5	3.56	1.6	3.70	1.7	3.80	1.8	3.84
1.9	3.85	2.0	3.84	2.1	3.80	2.2	3.70
2.3	3.58	2.4	3.45	2.5	3.30	2.5	3.14
2.6	2.96	2.7	2.79	2.8	2.62	2.9	2.40
3.0	2.20	3.1	1.98	3.2	1.79	3.3	1.64
3.4	1.51	3.5	1.39	3.6	1.27	3.7	1.19
3.8	1.11	3.9	1.04	4.0	.96	4.1	.88
4.2	.81	4.2	.76	4.3	.71	4.4	.66
4.5	.61	4.6	.57	4.7	.52	4.8	.47
4.9	.42	5.0	.37	5.1	.32		

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN000 hm³
 ELEVACION..... 1688.500 m
 GASTO DE ENTRADA..... .000 m³/s
 GASTO DE SALIDA..... .000 m³/s

TIEMPO	VOL. ALM.	ELEV.	Q DE ENT.	Q DE SAL.
h	hm ³	m	m ³ /s	m ³ /s
.00	.000	1688.50	.00	.00
.09	.000	1688.59	.06	.00
.19	.000	1688.87	.13	.00
.28	.000	1689.20	.27	.00
.38	.000	1689.58	.43	.00
.47	.000	1689.92	.58	.00
.57	.001	1690.24	.75	.00
.66	.001	1690.58	.96	.00
.76	.001	1690.92	1.21	.00
.85	.002	1691.27	1.53	.00
.94	.002	1691.64	1.87	.00
1.04	.003	1692.02	2.20	.00
1.13	.004	1692.38	2.55	.00
1.23	.005	1692.73	2.85	.00
1.32	.006	1693.08	3.14	.00
1.42	.007	1693.41	3.37	.00
1.51	.008	1693.72	3.56	.00
1.61	.009	1694.02	3.70	.00
1.70	.011	1694.30	3.80	.00

1.79	.012	1694.57	3.84	.00
1.89	.013	1694.83	3.85	.00
1.98	.014	1695.07	3.84	.00
2.08	.016	1695.30	3.80	.00
2.17	.017	1695.52	3.70	.00
2.27	.018	1695.72	3.58	.00
2.36	.019	1695.91	3.45	.00
2.46	.021	1696.09	3.30	.00
2.55	.022	1696.25	3.14	.00
2.64	.023	1696.40	2.96	.00
2.74	.024	1696.54	2.79	.08
2.83	.025	1696.65	2.62	.31
2.93	.025	1696.75	2.40	.51
3.02	.026	1696.83	2.20	.67
3.12	.026	1696.89	1.98	.79
3.21	.027	1696.94	1.79	.89
3.31	.027	1696.98	1.64	.96
3.40	.027	1697.00	1.51	1.03
3.49	.027	1697.02	1.39	1.10
3.59	.027	1697.03	1.27	1.14
3.68	.027	1697.03	1.19	1.15
3.78	.027	1697.03	1.11	1.15
3.87	.027	1697.03	1.04	1.14
3.97	.027	1697.02	.96	1.12
4.06	.027	1697.02	.88	1.08
4.15	.027	1697.01	.81	1.04
4.25	.027	1697.00	.76	1.00
4.34	.027	1696.98	.71	.98
4.44	.027	1696.97	.66	.95
4.53	.027	1696.96	.61	.93
4.63	.027	1696.94	.57	.90
4.72	.027	1696.93	.52	.86
4.82	.026	1696.91	.47	.83
4.91	.026	1696.89	.42	.80
5.00	.026	1696.88	.37	.76
5.10	.026	1696.86	.32	.72

MAXIMO GASTO DE INGRESO AL EMBALSE	3.85 m ³ /s
MAXIMA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA EN LA PRESA	1697.03 m
MAXIMO GASTO DERRAMADO POR EL VERTEDOR	1.15 m ³ /s
TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL MAXIMO VERTIDO	3.68 h
VOLUMEN MAXIMO ALMACENADO EN EL EMBALSE	.03 hm ³
VOLUMEN RETENIDO AL FINAL DEL TRANSITO	.03 hm ³
VOLUMEN TOTAL DESALOJADO POR EL VERTEDOR	.01 hm ³

Tabla B7 Valores de escurrimiento en el sitio Delta (Tr=50 años)

Adimensional		Delta	
t / tp	q / qp	t / h	$Q / m^3/s$
0.000	0.000	0.000	0.000
0.045	0.014	0.086	0.069
0.091	0.027	0.172	0.134
0.136	0.059	0.258	0.293
0.182	0.096	0.343	0.476
0.227	0.132	0.429	0.654
0.273	0.168	0.515	0.833
0.318	0.211	0.601	1.046
0.364	0.266	0.687	1.319
0.409	0.325	0.773	1.611
0.455	0.404	0.858	2.003
0.500	0.484	0.944	2.400
0.545	0.564	1.030	2.796
0.591	0.646	1.116	3.203
0.636	0.719	1.202	3.565
0.682	0.791	1.288	3.922
0.727	0.851	1.374	4.219
0.773	0.900	1.459	4.462
0.818	0.941	1.545	4.665
0.864	0.968	1.631	4.799
0.909	0.991	1.717	4.913
0.955	0.996	1.803	4.938
1.000	1.000	1.889	4.958
1.045	0.996	1.975	4.938
1.091	0.991	2.060	4.913
1.136	0.968	2.146	4.799
1.182	0.941	2.232	4.665
1.227	0.911	2.318	4.517
1.273	0.877	2.404	4.348
1.318	0.843	2.490	4.179
1.364	0.802	2.575	3.976
1.409	0.761	2.661	3.773
1.455	0.720	2.747	3.570
1.500	0.680	2.833	3.371
1.545	0.629	2.919	3.118
1.591	0.580	3.005	2.876
1.636	0.529	3.091	2.623
1.682	0.480	3.176	2.380
1.727	0.441	3.262	2.186
1.773	0.411	3.348	2.038
1.818	0.381	3.434	1.889
1.864	0.352	3.520	1.745
1.909	0.325	3.606	1.611
1.955	0.306	3.691	1.517
2.000	0.289	3.777	1.433
2.045	0.271	3.863	1.344
2.091	0.252	3.949	1.249

Adimensional		Delta	
t / t_p	q / q_p	t h	Q m^3/s
2.136	0.234	4.035	1.160
2.182	0.216	4.121	1.071
2.227	0.202	4.207	1.001
2.273	0.191	4.292	0.947
2.318	0.180	4.378	0.892
2.364	0.168	4.464	0.833
2.409	0.157	4.550	0.778
2.455	0.146	4.636	0.724
2.500	0.134	4.722	0.664
2.545	0.123	4.807	0.610
2.591	0.111	4.893	0.550
2.636	0.100	4.979	0.496
2.682	0.089	5.065	0.441
2.727	0.077	5.151	0.382

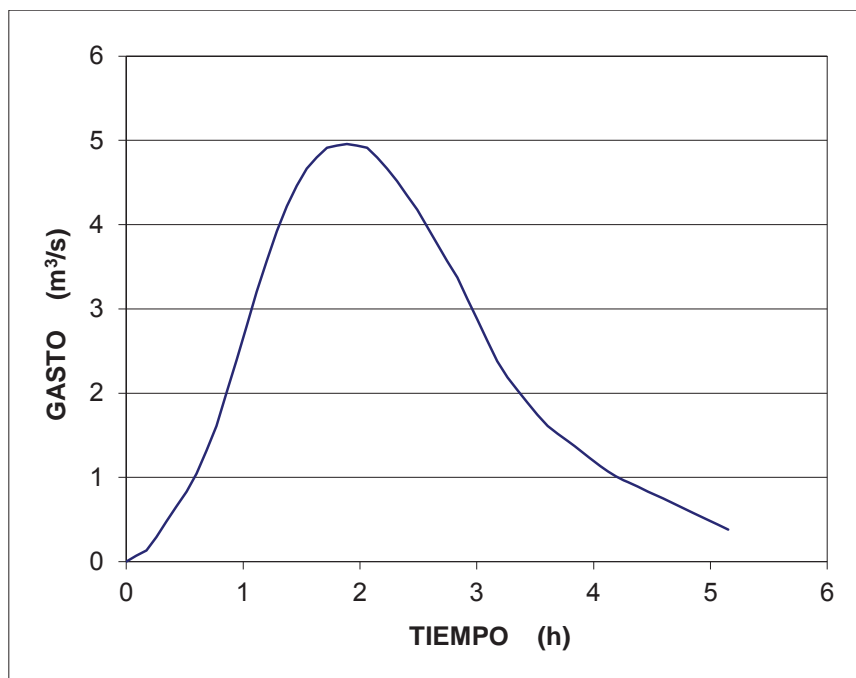


Fig B1 Hidrograma de Esguerrimiento

Tabla B8 Características del vaso vertedor de la presa rompepicos

ELEVACIÓN m	ÁREA m ²	VOLÚMENES		e / h	e	Cd	e. Cd	GASTO VERTIDO (m ³ /s)											
		PARCIAL m ³	ACUMULADO m ³					1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5			
1687.83	0.000							0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1688.00	6.669	0.567	0.567	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1688.50	62.851	17.380	17.947	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1689.00	162.252	56.276	74.223	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1689.50	364.720	131.743	205.966	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1690.00	637.952	250.668	456.634	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1690.50	923.583	390.384	847.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1691.00	1,243.805	541.847	1,388.864	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1691.50	1,597.965	710.443	2,099.307	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1692.00	1,998.367	899.083	2,998.390	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1692.50	2,462.483	1,115.213	4,113.602	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1693.00	3,076.913	1,384.849	5,498.451	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1693.50	3,718.500	1,698.853	7,197.305	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1694.00	4,309.441	2,006.985	9,204.290	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1694.50	4,876.318	2,296.440	11,500.730	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1695.00	5,429.121	2,576.360	14,077.089	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1695.50	5,973.239	2,850.590	16,927.679	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1696.00	6,529.298	3,125.634	20,053.314	2.000	0.793	1.804	1.429	0.505	0.758	1.011	1.263	1.516	1.769	2.022	2.274	2.527	2.779	3.031	3.283
1696.50	7,086.924	3,404.056	23,457.369	1.000	0.885	1.816	1.608	1.608	2.411	3.215	4.019	4.823	5.626	6.430	7.234	8.038	8.841	9.645	10.449
1697.00	7,664.454	3,687.845	27,145.214	0.667	1.000	1.831	1.831	3.364	5.046	6.728	8.410	10.092	11.774	13.456	15.138	16.820	18.502	20.184	21.866
1697.50	8,247.158	3,977.903	31,123.117	0.500	1.000	1.846	1.846	5.222	7.833	10.444	13.055	15.666	18.277	20.888	23.499	26.110	28.721	31.332	33.943
1698.00	8,842.538	4,272.424	35,395.541	0.400	1.000	1.862	1.862	7.359	11.038	14.717	18.397	22.076	25.756	29.435	33.114	36.794	40.473	44.152	47.831
1698.50	9,444.825	4,571.841	39,967.381	0.333	1.000	1.877	1.877	9.754	14.630	19.507	24.384	29.261	34.138	39.014	43.891	48.768	53.645	58.522	63.399
1699.00	10,074.767	4,879.898	44,847.279	0.286	1.000	1.893	1.893	12.393	18.589	24.785	30.981	37.178	43.374	49.570	55.766	61.963	68.159	74.355	80.551
1699.50	10,747.696	5,205.616	50,052.895	0.250	1.000	1.908	1.908	15.265	22.898	30.530	38.163	45.795	53.428	61.060	68.693	76.326	83.959	91.592	99.225
1700.00	11,448.651	5,549.087	55,601.982	0.222	1.000	1.924	1.924	18.364	27.545	36.727	45.909	55.091	64.273	73.454	82.636	91.818	100.999	110.181	119.363
1700.50	12,146.693	5,898.836	61,500.818	0.200	1.000	1.939	1.939	21.682	32.923	43.364	54.205	65.046	75.887	86.728	97.569	108.410	119.251	130.092	140.933
1701.00	12,833.315	6,245.002	67,745.820	0.182	1.000	1.955	1.955	25.215	37.823	50.431	63.039	75.646	88.254	100.862	113.469	126.077	138.684	151.291	163.898

ELEVACIÓN m	ÁREA m ²	VOLÚMENES		e / h	e	Cd.	e. Cd.	GASTO VERTIDO (m ³ /s)									
		PARCIAL m ³	ACUMULADO m ³					LONGITUD DE CRESTA (m)									
								1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	
1701.50	13,516.204	6,587.380	74,333.200	0.167	1.000	1.970	1.970	28.960	43.440	57.920	72.401	86.881	101.361	115.841	130.321	144.801	
1702.00	14,193.959	6,927.541	81,260.740	0.154	1.000	1.986	1.986	32.913	49.370	65.827	82.283	98.740	115.197	131.654	148.110	164.567	
1702.50	14,857.784	7,262.936	88,523.676	0.143	1.000	2.002	2.002	37.072	55.609	74.145	92.681	111.217	129.754	148.290	166.826	185.362	
1703.00	15,502.149	7,589.983	96,113.659	0.133	1.000	2.017	2.017	41.435	62.153	82.871	103.589	124.306	145.024	165.742	186.460	207.177	
1703.50	16,112.681	7,903.708	104,017.367	0.125	1.000	2.033	2.033	46.001	69.001	92.002	115.002	138.003	161.003	184.004	207.004	230.005	
1704.00	16,697.960	8,202.660	112,220.027	0.118	1.000	2.049	2.049	50.768	76.151	101.535	126.919	152.303	177.686	203.070	228.454	253.838	
1704.50	17,282.639	8,495.150	120,715.177	0.111	1.000	2.064	2.064	55.734	83.601	111.469	139.336	167.203	195.070	222.937	250.804	278.671	
1705.00	17,868.658	8,787.824	129,503.001	0.105	1.000	2.080	2.080	60.900	91.351	121.801	152.251	182.701	213.152	243.602	274.052	304.502	
1705.50	18,455.840	9,081.125	138,584.126	0.100	1.000	2.096	2.096	66.266	99.398	132.531	165.664	198.797	231.929	265.062	298.195	331.328	
1706.00	19,044.326	9,375.042	147,959.167	0.095	1.000	2.111	2.111	71.829	107.744	143.658	179.373	215.487	251.402	287.316	323.231	359.145	
1706.50	19,634.210	9,669.634	157,628.801	0.091	1.000	2.127	2.127	77.591	116.386	155.182	193.977	232.773	271.568	310.363	349.159	387.954	
1707.00	20,226.355	9,965.141	167,593.942	0.087	1.000	2.142	2.142	83.551	125.326	167.101	208.877	250.652	292.427	334.203	375.978	417.753	
1707.50	20,822.688	10,262.261	177,856.203	0.083	1.000	2.158	2.158	89.709	134.563	179.417	224.271	269.126	313.980	358.834	403.689	448.543	
1708.00	21,422.057	10,561.186	188,417.389	0.080	1.000	2.174	2.174	96.065	144.097	192.129	240.161	288.194	336.226	384.258	432.291	480.323	
1708.50	22,025.594	10,861.913	199,279.302	0.077	1.000	2.189	2.189	102.619	153.928	205.238	256.547	307.857	359.166	410.475	461.785	513.094	
1709.00	22,632.914	11,164.627	210,443.929	0.074	1.000	2.205	2.205	109.372	164.057	218.743	273.429	328.115	382.801	437.487	492.172	546.858	
1709.50	23,244.632	11,469.387	221,913.316	0.071	1.000	2.221	2.221	116.323	174.485	232.646	290.808	348.969	407.131	465.293	523.454	581.616	
1710.00	23,860.200	11,776.208	233,689.524	0.069	1.000	2.236	2.236	123.474	185.211	246.948	308.684	370.421	432.158	493.895	555.632	617.369	
1710.50	24,480.266	12,085.117	245,774.640	0.067	1.000	2.252	2.252	130.824	196.236	261.648	327.060	392.472	457.884	523.296	588.708	654.120	
1711.00	25,104.503	12,396.192	258,170.832	0.065	1.000	2.268	2.268	138.374	207.561	276.748	345.935	415.122	484.309	553.496	622.683	691.870	
1711.50	25,733.951	12,709.614	270,880.446	0.063	1.000	2.283	2.283	146.124	219.187	292.249	365.311	438.373	511.436	584.498	657.560	730.622	
1712.00	26,367.415	13,025.342	283,905.787	0.061	1.000	2.299	2.299	154.076	231.114	308.152	385.190	462.227	539.265	616.303	693.341	770.379	
1712.50	27,009.426	13,344.210	297,249.998	0.059	1.000	2.314	2.314	162.229	243.343	324.457	405.372	486.686	567.800	648.915	730.029	811.143	
1713.00	27,652.721	13,665.537	310,915.534	0.057	1.000	2.330	2.330	170.584	255.875	341.167	426.459	511.751	597.042	682.334	767.626	852.918	
1713.50	28,293.247	13,986.492	324,902.026	0.056	1.000	2.346	2.346	179.141	268.712	358.282	447.853	537.423	626.994	716.564	806.135	895.705	
1714.00	28,929.938	14,305.796	339,207.823	0.054	1.000	2.361	2.361	187.902	281.853	375.804	469.755	563.706	657.656	751.607	845.558	939.509	
1714.50	29,555.922	14,621.465	353,829.288	0.053	1.000	2.377	2.377	196.867	295.300	393.733	492.166	590.600	689.033	787.466	885.899	984.333	
1715.00	30,174.875	14,932.699	368,761.987	0.051	1.000	2.393	2.393	206.036	309.054	412.072	515.089	618.107	721.125	824.143	927.161	1030.179	

Vertedor 1

Nivel de la cresta = 1695.50 m

w = 7.67 m



e = 1 m

D = 0.45 m

n = 0.012

L tub = 16.34 m

APÉNDICE C PRESUPUESTO

		LICITACIÓN No.:	ANEXO
OBRA:		Presa rompepicos Delta en La Piedad, Mich.	

NUMERO EN ORDEN PROGRESIVO	CLAVE	CONCEPTOS DE OBRA DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	IMPORTE ACUMULADO HOJA ANTERIOR:		IMPORTE EN PESOS
					PRECIO UNITARIO	CON LETRA	

PRESUPUESTO BASE



PRESAS ROMPEPICOS



PARTIDA: PRELIMINARES

	1002.00	DESMONTE, DESENRACE, DESYERBE Y LIMPIA DE TERRENO P/PROPOSITOS DE CONSTRUCCION EN VEGETACION TIPO.....					
1	1002.03	MONTE DE REGIONES DESERTICAS, ZONAS CULTIVADAS O PASTIZALES.	389.25	m ³	3,550.43		1,381,997.78
	1005.00	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.					
2	1005.01	TRAZO Y NIVELACION DEL AREA DE TRABAJO	778.50	m ²	8.81		6,858.55

PARTIDA: TERRACERIAS

3	1090.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN, EN SECO P/DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	583.87	m ³	27.55		16,085.67
	1070.00	EXCAVACION EN ROCA FIJA, PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, EN SECO.....					
4	1070.02	HASTA 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	194.62	m ³	144.54		28,130.95

LICITACIÓN No.:		OBRA:				ANEXO			
 		Presa rompepicos Delta en La Piedad, Mich.							
		5	SIC	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA, CRIBADO EN EL SITIO DE ROCA, Y COLOCACIÓN PARA LA FORMACIÓN DE LOS GAVIONES CON ACARREO LIBRE HASTA EL SITIO DE SU COLOCACIÓN.	3,144.75	m ³	1,235.14	3,884,206.52	
			9000 00	ACARREO 1er. KM DE MATERIALES PETREOS, ARENA, GRAVA, MAT. PROD. DE EXC. EN CAMION VOLTEO, DESCARGA A VOLTEO, EN CAMINO...					
		6	9000 01	PLANO REVESTIDO Y LOMERIO SUAVE PAVIMENTADO.	729.84	m ³	9.09	6,634.25	
			9002 00	ACARREO KM SUBSECUENTES AL 1o. DE MAT. PETREOS, ARENA, GRAVA, MAT. PROD. DE EXC. EN CAMION VOLTEO, EN CAMINO...					
		7	9002 01	PLANO REVESTIDO Y LOMERIO SUAVE PAVIMENTADO.	2,919.36	m3.km	3.84	11,210.34	
		8	GAV-1-2	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 2 x 1 x 1, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	163.00	pza.	653.82	106,572.66	
		9	GAV-1-3	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 3 x 1 x 1, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	8.00	pza.	933.89	7,471.12	
		RAZÓN SOCIAL DEL LICITANTE		PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE				5,449,167.84	
				FIRMA DEL LICITANTE	→			5,449,167.84	
PARTIDA: SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA E INSTALACIÓN									
10	GAV-1-4	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 4 x 1 x 1, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	399.00	pza.	1,213.67	484,254.33			
					ESTA HOJA :				
					ACUMULADO :				

LICITACIÓN No.:		ANEXO				
 		Obra: Presa rompepicos Delta en La Piedad, Mich.				
11	GAV-1/2-1	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 1/2 x 1 x 1, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	26.00	pza.	283.62	7,374.12
12	GAV-1/2-2	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 1/2 x 1 x 2, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	28.00	pza.	464.44	13,004.32
13	GAV-1/2-3	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 1/2 x 1 x 3, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	1.00	pza.	642.10	642.10
14	GAV-1/2-4	SUMINISTRO AL SITIO DE LA OBRA DE CAJA GAVIÓN, CON DIMENSIONES DE 1/2 x 1 x 4, MALLA HEXAGONAL DE ALTA RESISTENCIA, TRIPLE TORSIÓN CON ABERTURA TIPO 8x10, RELLENAS Y DISPUESTAS EN LA FORMA INDICADA EN EL DISEÑO.	54.00	pza.	876.76	47,345.04
15	RET-MAQ	RETIRO DE MAQUINARIA Y LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	1.00	LOTE	33,275.00	33,275.00
RAZÓN SOCIAL DEL LICITANTE FIRMA DEL LICITANTE		PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE	PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE	PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE	PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE	PARA USO EXCLUSIVO Y POSTERIOR DE
		ESTA HOJA :	ESTA HOJA :	ESTA HOJA :	ESTA HOJA :	ESTA HOJA :
		ACUMULADO :	ACUMULADO :	ACUMULADO :	ACUMULADO :	ACUMULADO :
		IMPREVISTOS (15%)	IMPREVISTOS (15%)	IMPREVISTOS (15%)	IMPREVISTOS (15%)	IMPREVISTOS (15%)
		SUBTOTAL	SUBTOTAL	SUBTOTAL	SUBTOTAL	SUBTOTAL
		IVA 16%	IVA 16%	IVA 16%	IVA 16%	IVA 16%
		TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL

APÉNDICE D PLANOS DE PROYECTO

