



Taller de  
**Ingeniería y Diseño**  
S.A. de C.V.

# **DESARROLLO DE ESTUDIO HIDROLÓGICO Y PROYECTO CONCEPTUAL HIDRÁULICO DE LA TERCERA SECCIÓN DEL BOSQUE DE CHAPULTEPEC**

## CONTENIDO

1. CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA DE LA ZONA DE ESTUDIO
    - 1.1 Región hidrológica dentro del Valle de México y características fisiográficas
    - 1.2 Delimitación de cuenca de estudio en el contexto de la poligonal de la Tercera Sección del Bosque de Chapultepec
  2. ANÁLISIS DE LA PRESA DOLORES
    - 2.1 Revisión de batimetría de 1980 y de 2016
    - 2.2 Estimación de la batimetría de 2010 con topografía Lidar
    - 2.3 Representación de sección transversal con elementos operativos
    - 2.4 Descripción de operatividad de la Presa
  3. INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA URBANA
    - 3.1 Red de agua residual tratada
    - 3.2 Red de drenaje sanitario
    - 3.3 Vialidades y escurrimientos pluviales
  4. MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE LA CUENCA Y DIAGNÓSTICO
    - 4.1 Descripción del modelo
    - 4.2 Armado de modelo
    - 4.3 Resultados para periodos de retorno de 2 años, 10 años y 100 años
    - 4.4 Diagnóstico hidrológico y zonificación potencial
  5. PROPUESTA DE INGENIERÍA CONCEPTUAL DE ACCIONES HIDRÁULICAS
- CONCLUSIONES
- CRÉDITOS

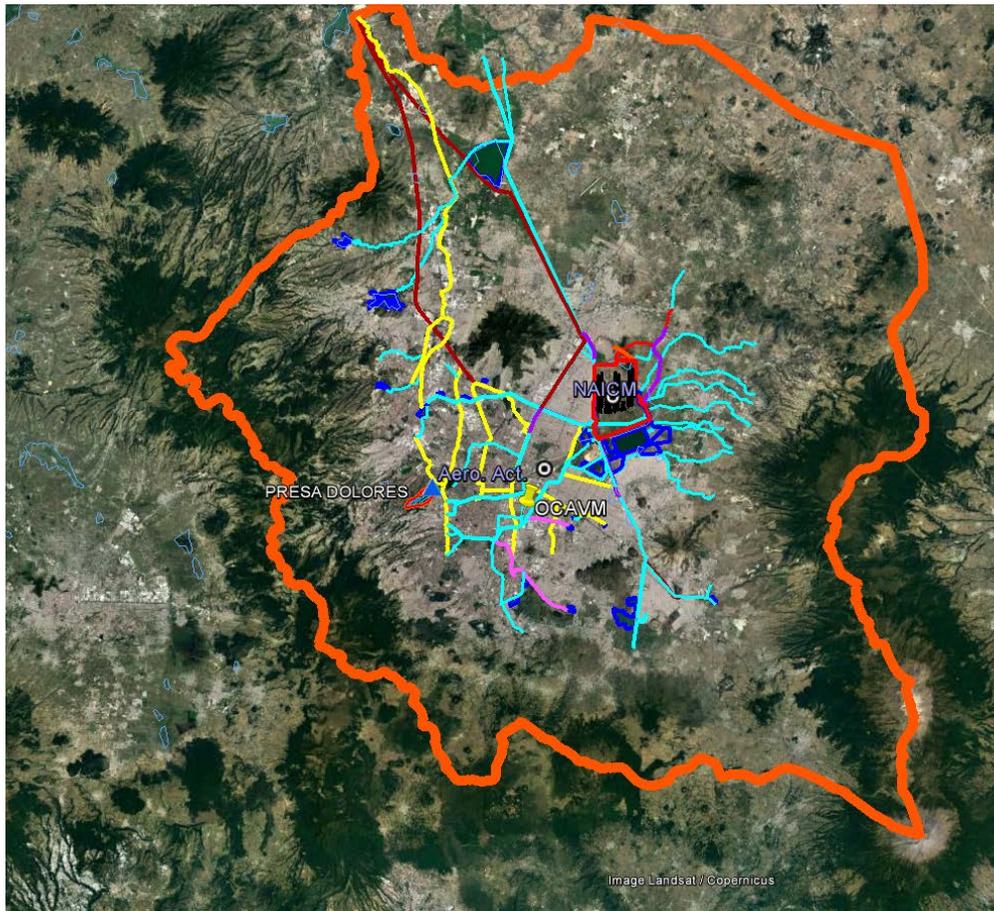
### 1. CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA DE LA ZONA DE ESTUDIO

### 1.1 Región hidrológica dentro del Valle de México y características fisiográficas

La cuenca del Valle de México, se divide en ocho regiones generales, entre las que se encuentra la del Poniente, que cuenta con 42 subcuencas que descargan sus escurrimientos al Interceptor del Poniente. Una de estas subcuencas es la relativa al cauce Dolores, que es donde se ubica la poligonal relativa a la tercera sección del Bosque de Chapultepec.

La cuenca en estudio se ubica en las coordenadas geográficas 478178.24 de Longitud Este y 2146883.29 de Latitud norte, sistema UTM, geoida WGS84, perteneciente a la región hidrológica No. 26 "Pánuco", al poniente del Valle de México.

En la figura 1, se muestra la cuenca del Valle de México y la ubicación de la cuenca de estudio, también se presenta la red de drenaje principal de drenaje del Valle, y en la figura 2, se observa que los escurrimientos de la presa Dolores descargan hacia el Interceptor Poniente, y este descarga al Canal Emisor Poniente, para finalmente descargar al río El Salto - río Tula.



**Figura 1.** Cuenca del Valle de México y ubicación de cuenca presa Dolores.



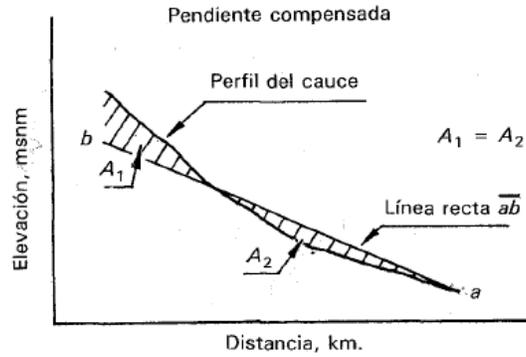
**Figura 2.** Cuenca presa Dolores y red de drenaje local.

Para obtener las características de las cuencas de aportación, se empleó el programa de cómputo AutoCAD y las cartas topográficas de INEGI escala 1:50,000. Dichas características se muestran en la tabla 1:

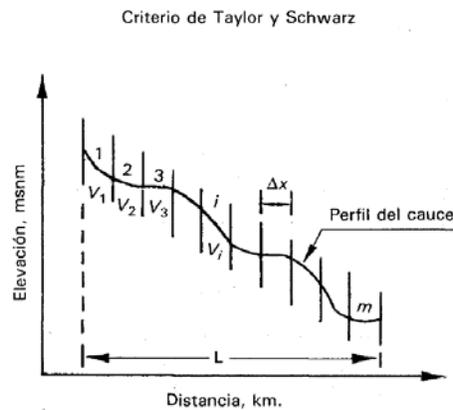
**Tabla 1.** Características fisiográficas de las cuencas.

CUENCA	ÁREA (Km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (Km)	PENDIENTE DEL CAUCE
Única	4.32	4332	0.032

La pendiente de la cuenca tiene una importante correlación con la infiltración del escurrimiento superficial y la humedad del suelo. Es uno de los factores físicos que controla el flujo sobre el terreno y tiene una influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecientes.



El cálculo de la pendiente media del cauce se realizó por el método de Taylor – Schwarz, el cual se muestra a continuación.



$$S = \left[ \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

L= Longitud total del cauce  
 Lm= Longitud del tramo (m)  
 Sm= Pendiente del tramo (m)  
 S= Pendiente del Cauce

La elevación en la parte superior de la cuenca corresponde a la cota 2,440 msnm y la zona baja la cota 2,270 msnm, con una pendiente del cauce principal igual a desnivel entre longitud de cauce principal igual a 0.039; misma que al calcular con el Método de Taylor- Schwarz es de 0.0322.

#### Edafología de la cuenca

La zona de estudio se ubica al Poniente del Valle de México, en la figura 3 se muestra el tipo de cobertura vegetal, con tipo de suelo Feozem 100 %. Por lo tanto, de acuerdo a la clasificación de tipo de suelo del Soil Conservation Service (SCS), corresponde a un tipo de suelo C (véase tabla 2).



**Figura 3.** Tipo de suelo en la zona de estudio.

La edafología de la cuenca en estudio, se obtuvo empleando la carta edafológica editadas por el INEGI, con escala 1:250,000.

**Tabla 2.** Tipo de suelo por uso de tierra de acuerdo al SCS.

Uso de tierra	Condición de la cobertura vegetal de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
cultivados	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Camino	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surco en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surco en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
	Curva de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

### Uso del suelo o cobertura vegetal de la cuenca

Dado que para la estimación de los periodos de retorno se deben considerar las características originales de la cuenca, la cobertura vegetal para la cuenca de estudio se estimó utilizando la carta de uso del suelo y vegetación de INEGI escala 1:250,000. Los datos de uso del suelo estimados en la cuenca de estudio se muestran en la figura 4.



**Figura 4.** Cobertura Vegetal.

### Número de escurrimiento N

Para determinar el valor de N se emplearon las cartas disponibles de edafología y uso de suelo y vegetación de la cuenca arriba citadas.

Para conocer el número N de escurrimiento se traslaparon los planos de edafología y de uso de suelo y vegetación mencionados, con el fin de determinar el tipo de suelo asociado a cada cobertura vegetal y/o uso del suelo de la cuenca en estudio.

Se usaron los valores de N por el tipo de suelo del Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos (tabla 2).

El número N ponderado y representativo de la cuenca de estudio, hasta el sitio de estudio se muestra enseguida.

En la tabla 3 se muestra el cálculo del número de curva de la cuenca total en estudio. Con una N promedio de 84.8.

**Tabla 3.** Numero N de la cuenca total.

CLAVE	TIPO DE SUELO	TIPO SUBSUELO	TIPO HIDROLÓGICO	TIPO DE VEGETACIÓN	ÁREA, km <sup>2</sup>	NÚMERO N	% ÁREA	N
ZU				ZONA URBANA	3.678	85	85.021%	72.3
ZU				ZONA URBANA	0.444	85	10.264%	8.7
H1+I+Hh/2/D	Feozem	lúvico	C	AGRICOLA-PECUARIA-FORESTAL	0.204	80	4.716%	3.8
					4.326		100%	<b>84.8</b>

### Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (Tc) corresponde al tiempo que transcurre desde el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio; equivale al tiempo que tarda el agua para trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma.

El cálculo del tiempo de concentración se realizó usando los métodos de Rowe, Kirpich y del Servicio de Conservación de suelos, los cuales se describen a continuación:

El método de Rowe se basa en la siguiente expresión:

$T_c = \left( \frac{0.86 L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$	<p>Donde:</p> <p>Tc = Tiempo de concentración, h  L = Longitud del cauce principal, km  ΔH = Desnivel del cauce principal, m</p>
--	--

El tiempo de concentración calculado por el método de Kirpich se calcula con la expresión siguiente:

$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$	<p>Donde:</p> <p>Tc = Tiempo de concentración, h  L = Longitud del cauce principal, m  S = Pendiente del colector principal, calculada por el método de Taylor – Schwarz</p>
--	--

El Método del Servicio de Conservación de suelos (SCS) considera la siguiente ecuación para la estimación del tiempo de concentración:

$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085 H^{0.38}}$	<p>Donde:</p> <p>L = longitud del cauce principal, m  H = Desnivel máximo del cauce, m</p>
--	--

Los tiempos de concentración calculados por los tres métodos arriba descritos se indican en las siguientes tablas:

**Tabla 4.** Tiempo de concentración.

Método	tc, horas	tc, minutos
Kirpich	0.71	43
Rowe	0.77	46
SCS	0.70	42

En la tabla 5 se muestran los principales parámetros de la cuenca.

**Tabla 5.** Parámetros de la cuenca.

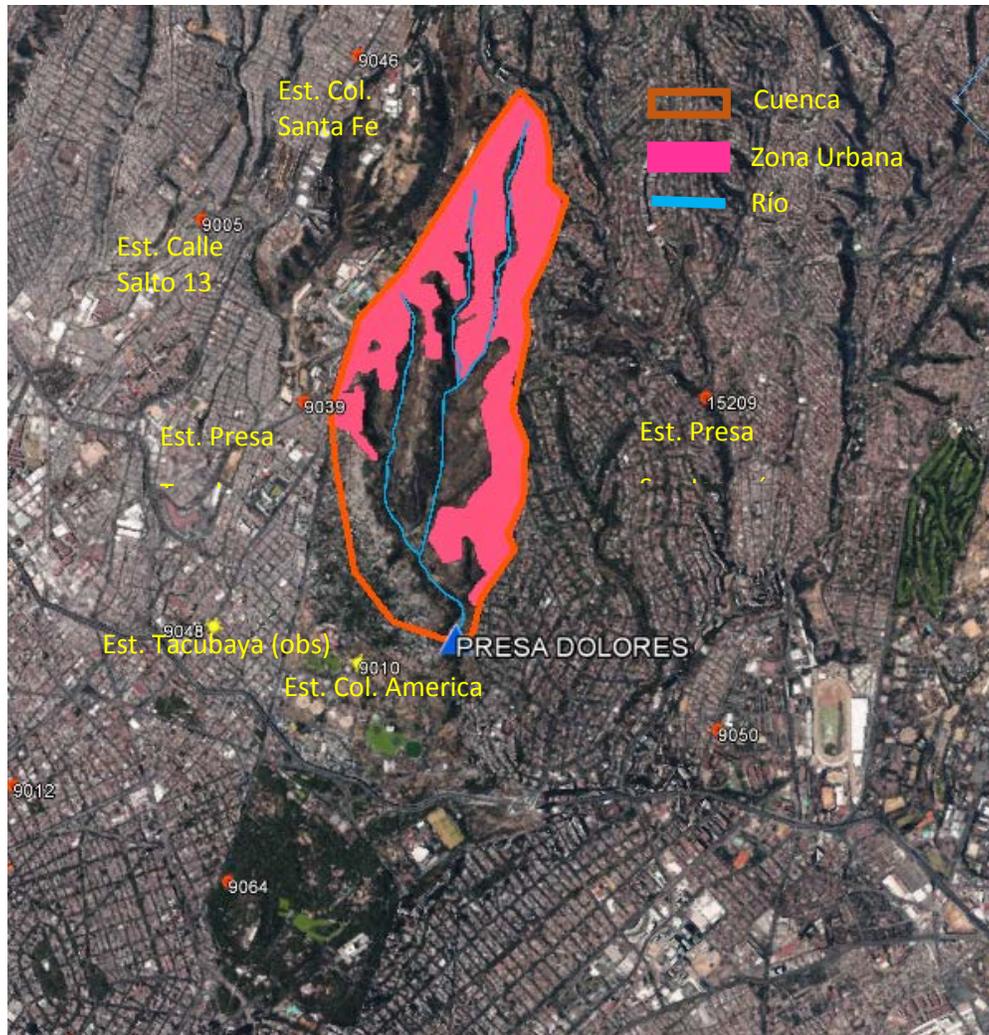
	Cuenca =	1	
Área de cuenca	A =	4.32	km <sup>2</sup>
Número de escurrimiento	N =	84.8	adim
Longitud del cauce	L=	4332.00	m
Desnivel Topográfico	D=	170.00	m
Pendiente del cauce	S=	0.0320	m/m
Tiempo de concentración	Tc =	0.70	hr
Tiempo de retraso	Tr=	0.42	hr
Duración en exceso	de=	1.67	hr
Tiempo pico	Tp =	1.26	hr
Tiempo base	Tb=	3.36	hr
Coefficiente de Kuishling	e=	0.737	0.70
Gasto Pico	qp=	0.27	m <sup>3</sup> /s/mm

Para el caso de estudio se considerará el menor tiempo de concentración calculado, debido a que este representa la condición más desfavorable. Así, el Tc empleado es 42 minutos.

### Precipitación

En la zona de estudio, se ubican seis estaciones climatológicas, cuatro de ellas fuera de operación (Col. Santa Fe, Presa San Joaquín, Presa Tacubaya, Calle Salto 13) y dos en operación (Colonia América y Tacubaya Observatorio) Para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas representativa de la cuenca de estudio, se consideraron los registros de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación climatológica Tacubaya Observatorio, que es la estación con

mayor años de registro y que está aproximadamente a 2 km de la zona de estudio y dado que el área de influencia de una estación climatológica de acuerdo a la Organización Meteorológica Mundial es de 15 km<sup>2</sup>, la estación climatológica Tacubaya Observatorio, representa las condiciones de lluvia de la cuenca en estudio.

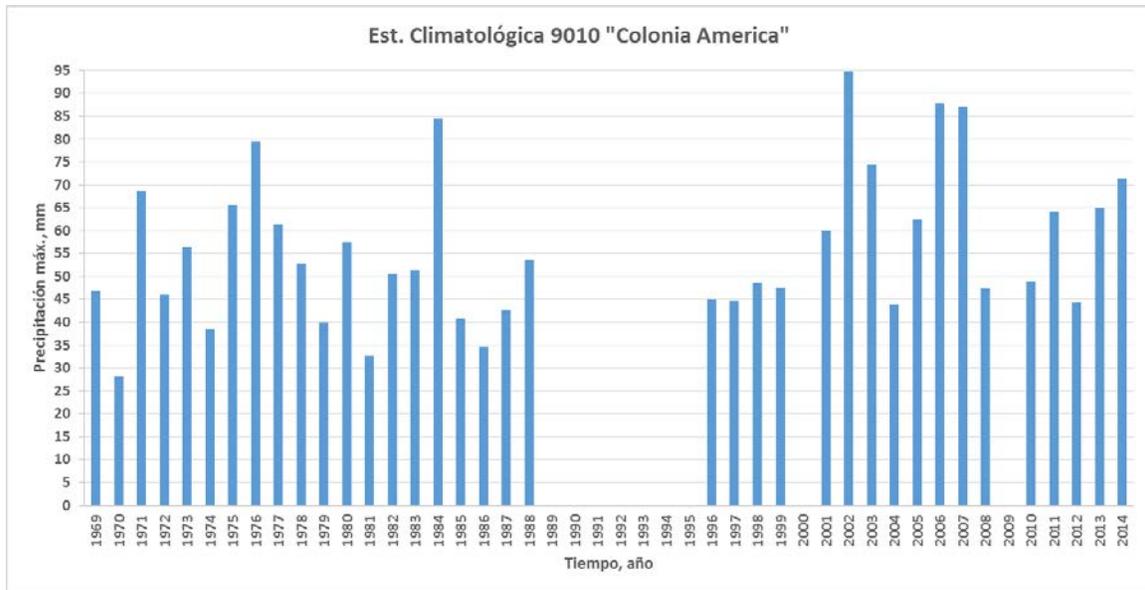


**Figura 5.** Estaciones climatológicas.

En la tabla 6 se muestran las alturas de lluvia máxima de 24 horas de la estación climatológica Colonia América, mientras que en la figura 6 se muestra el gráfico de las alturas de lluvia máximas de 24 horas anuales, puede observarse que cuenta con 37 años de registro.

**Tabla 6.** Datos de lluvia estación colonia América, tiempo 24 horas.

<b>Año</b>	<b>hp máx, mm</b>	<b>Año</b>	<b>hp máx, mm</b>
1969	46.8	1996	45
1970	28.1	1997	44.7
1971	68.8	1998	48.7
1972	46	1999	47.5
1973	56.5	2000	
1974	38.5	2001	60
1975	65.6	2002	94.6
1976	79.5	2003	74.3
1977	61.4	2004	43.9
1978	52.7	2005	62.4
1979	40	2006	87.8
1980	57.5	2007	87.1
1981	32.7	2008	47.4
1982	50.6	2009	
1983	51.4	2010	48.9
1984	84.5	2011	64
1985	40.8	2012	44.3
1986	34.6	2013	64.9
1987	42.6	2014	71.2
1988	53.7		
1989		<b>No Datos:</b>	<b>37</b>
1990		<b>Promedio:</b>	<b>55.92</b>
1991		<b>Máx:</b>	<b>94.6</b>
1992		<b>Mín:</b>	<b>28.1</b>
1993		<b>DesvEst:</b>	<b>16.4</b>
1994		<b>CV:</b>	<b>0.29</b>
1995			

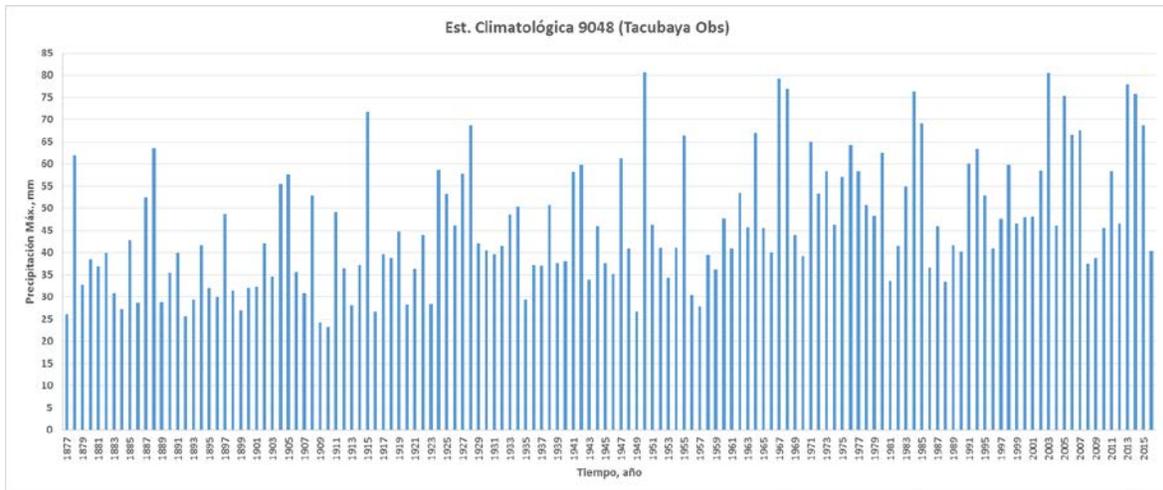


**Figura 6.** Lluvia máxima diaria anual, estación climatológica Colonia América.

En la tabla 7 se presenta el registro de lluvias máximas anuales diarias de la estación climatológica Tacubaya Observatorio, mientras que en la figura 7 se muestra el gráfico de dichas alturas de lluvias. Puede observarse que el registro es de 138 años. Con una altura de lluvia media de 46.2 mm y una altura máxima de lluvia de 80.6 mm.

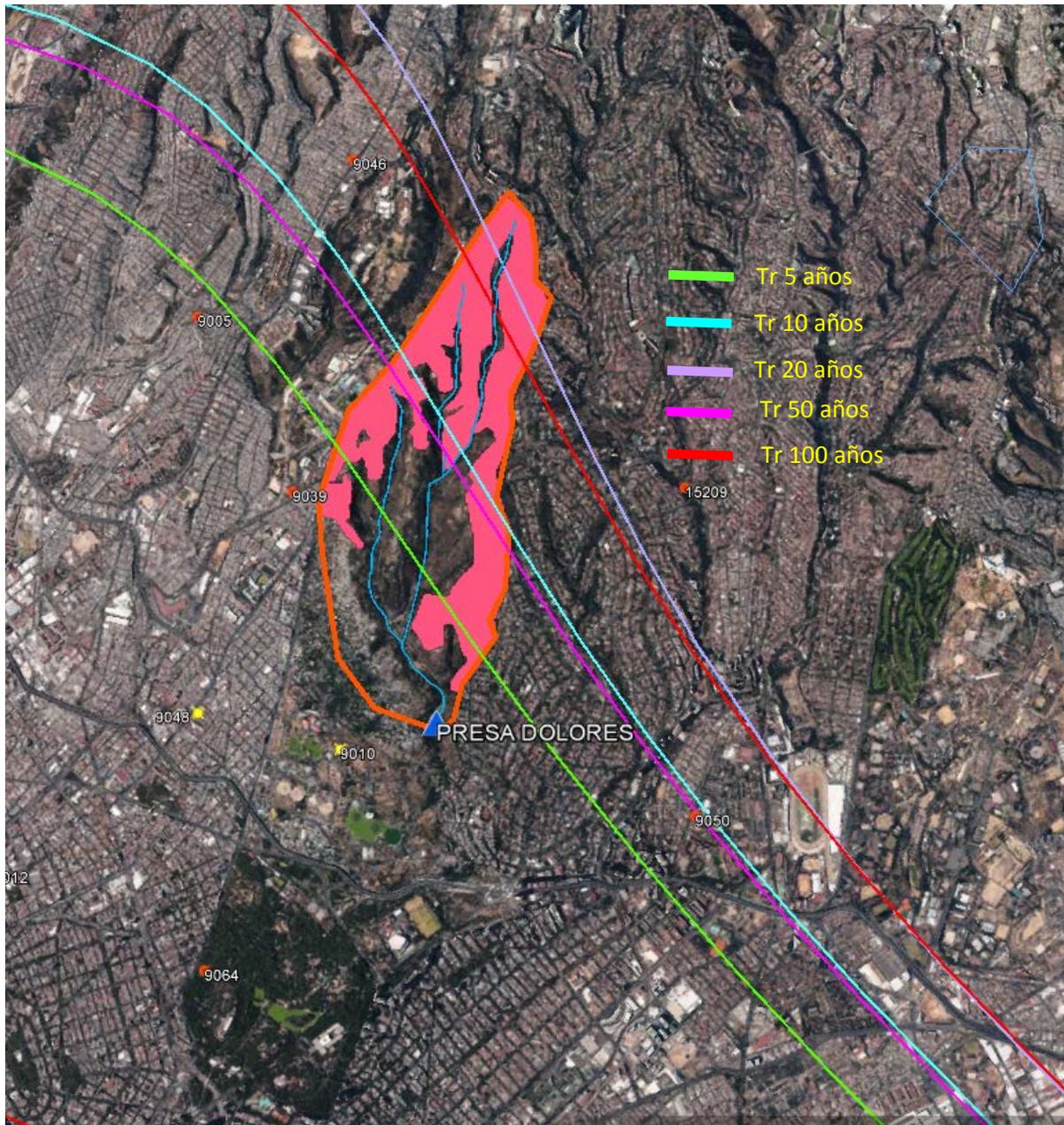
**Tabla 7.** Datos de lluvia estación Tacubaya Obs, tiempo 24 horas.

Año	hp máx, mm	Año	hp máx, mm	Año	hp máx, mm
1877	26.2	1926	46.2	1975	57.1
1878	62	1927	57.8	1976	64.2
1879	32.7	1928	68.8	1977	58.4
1880	38.5	1929	42.2	1978	50.8
1881	37	1930	40.5	1979	48.4
1882	40	1931	39.7	1980	62.6
1883	31	1932	41.5	1981	33.7
1884	27.2	1933	48.6	1982	41.5
1885	42.8	1934	50.4	1983	54.9
1886	28.7	1935	29.5	1984	76.4
1887	52.4	1936	37.2	1985	69.1
1888	63.5	1937	37.1	1986	36.7
1889	28.9	1938	50.8	1987	46
1890	35.5	1939	37.7	1988	33.5
1891	40	1940	38.1	1989	41.6
1892	25.7	1941	58.2	1990	40.3
1893	29.4	1942	59.9	1991	60.1
1894	41.6	1943	33.9	1992	63.4
1895	32	1944	46	1995	52.9
1896	30	1945	37.7	1996	40.9
1897	48.7	1946	35.2	1997	47.7
1898	31.5	1947	61.2	1998	59.8
1899	27	1948	41	1999	46.6
1900	32	1949	26.7	2000	48
1901	32.3	1950	80.6	2001	48.2
1902	42.2	1951	46.3	2002	58.5
1903	34.7	1952	41.1	2003	80.5
1904	55.5	1953	34.3	2004	46.2
1905	57.7	1954	41.1	2005	75.3
1906	35.6	1955	66.4	2006	66.6
1907	31	1956	30.4	2007	67.6
1908	52.9	1957	27.9	2008	37.5
1909	24.2	1958	39.5	2009	38.7
1910	23.2	1959	36.2	2010	45.6
1911	49.2	1960	47.8	2011	58.3
1912	36.5	1961	40.9	2012	46.5
1913	28.2	1962	53.5	2013	77.9
1914	37.3	1963	45.7	2014	75.7
1915	71.7	1964	67	2015	68.7
1916	26.7	1965	45.6	2016	40.4
1917	39.7	1966	40.1		
1918	38.7	1967	79.3	<b>No Datos:</b>	<b>138</b>
1919	44.8	1968	77	<b>Promedio:</b>	<b>46.20</b>
1920	28.4	1969	43.9	<b>Máx:</b>	<b>80.6</b>
1921	36.4	1970	39.3	<b>Mín:</b>	<b>23.2</b>
1922	43.9	1971	65	<b>DesvEst:</b>	<b>14.0</b>
1923	28.5	1972	53.4	<b>CV:</b>	<b>0.30</b>
1924	58.6	1973	58.3		
1925	53.2	1974	46.3		



**Figura 7.** Lluvia máxima diaria anual, estación climatológica Tacubaya Observatorio.

Por otra parte, se consultaron las isoyetas del CENAPRED 2010. En la figura 8 se muestra las isoyetas para los Tr de 5, 10, 20, 50 y 100 años, en la zona de estudio, mientras que en la tabla 8, se presenta las alturas de lluvia diaria máxima para los diferentes Tr en la zona de estudio.



**Figura 8.** Isoyetas CENAPRED 2010.

**Tabla 8.** Isoyetas CENAPRED 2010, lluvia 24 horas.

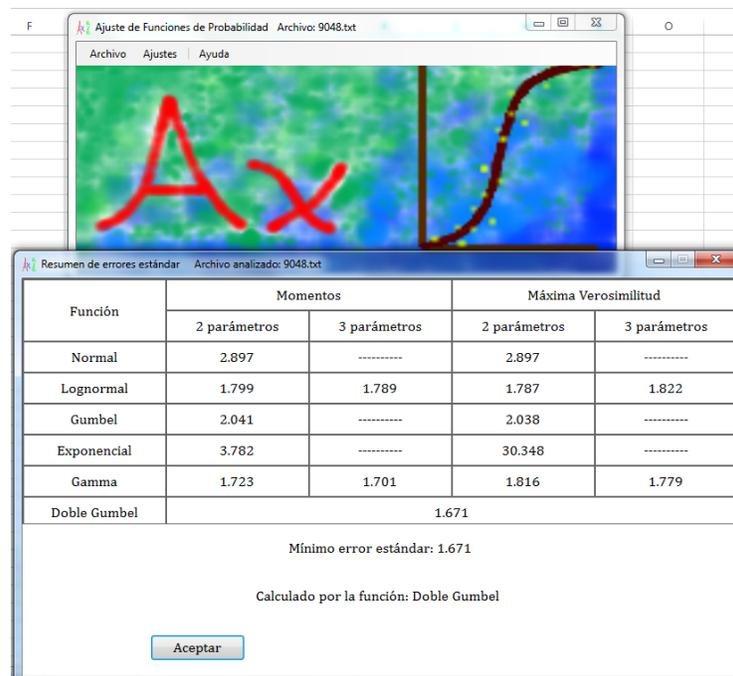
Tr, años	h <sub>pmáx</sub> , mm
5	60
10	70
20	78
50	90
100	98

Para determinar las avenidas de diseño, se trabaja solo con los datos de lluvia de la estación climatológica Tacubaya, por presentar un registro completo y por estar cercano a la zona de estudio.

### Función de distribución de probabilidades

El análisis estadístico de los registros de precipitación máxima en 24 horas de la estación antes referida, se obtuvieron las distribuciones de probabilidad como son Normal, Lognormal, y Gumbel a través de los cuales se ajustaron a diferentes funciones de distribución de probabilidad, para obtener valores extrapolados de precipitación asociados a diferentes periodos de retorno.

Los registros de precipitación analizados (Tacubaya Obs) se ajustan mejor al comportamiento de la función Doble Gumbel, como se observa en la figura 9 del Ax (programa del CENAPRED).



**Figura 9.** Análisis de funciones de distribución de probabilidades, estación clim. Tacubaya Obs.

En la tabla 9 se muestra las alturas de lluvia asociada a diferentes periodos de retorno de la estación climatológica Tacubaya Obs, mismos que para  $T_r$  pequeños ( $T_r$  5 y 10 años) son semejantes a los valores de las isoyetas del CENAPRED, 2010, y para  $T_r$  grandes (20, 50 y 100 años) son menores del orden del 10 %, debido a que las isoyetas son calculadas a partir de regionalización de lluvias y depende del año de registro de las estaciones y en este caso, las estaciones aledañas cuenta con menos de 40 años de registro, que al ser comparadas con el registro de 138 años (Tacubaya Observatorio), la extrapolación individual da alturas de lluvias menores.

**Tabla 9.** Altura de lluvia para diferentes Tr, estación Tacubaya Observatorio.

Tr, años	h <sub>pmáx</sub> , mm
2	43
5	60.7
10	68.2
20	73.4
50	79.7
100	84.4
200	89.1
500	95.4
1000	100.4
2000	105.4
5000	112.6
10000	117.7

### Precipitación media de diseño

La precipitación media de diseño se puede calcular con la fórmula propuesta por E. Kuishling y C. E. Gransky, la cual se apega a las curvas de máxima intensidad:

$Hp_d = \frac{K Tc^{1-e}}{1-e}$	<p>Donde:</p> <p>Hp<sub>d</sub> = Lluvia media de diseño, mm                  K = Coeficiente, adimensional.                  Tc = Tiempo de concentración, h                  e = coeficiente que depende del tiempo de concentración, adimensional.</p>
---------------------------------	---

De acuerdo al instructivo utilizado, los valores de “e” se presentan a continuación:

e	Tc (h)	Descripción
0.45 a 0.50	≥ 48	Cuencas muy grandes
0.50 a 0.55	48 a 24	Cuencas grandes
0.55 a 0.60	24 a 6	Cuencas medianas
0.60 a 0.70	6 a 1	Cuencas chicas
0.70 a 0.80	< 1	Cuencas muy pequeñas

Por lo tanto, para la cuenca de estudio el valor de e a utilizar es de 0.70 a 0.80 (k=0.73, tabla 5), dado que se trata de una cuenca muy pequeña:

El valor del coeficiente K de la ecuación arriba mencionada se determina con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{Hp_d(1-e)}{24^{1-e}}$$

En la cual  $H_{pd}$  es igual a la precipitación máxima en 24 h, asociada al periodo de retorno respectivo, obteniéndose los valores de K mencionados en el cuadro siguiente. Con estos valores del coeficiente K se calcula el valor de la precipitación media de diseño mostrada a continuación para el caso de la cuenca 1.

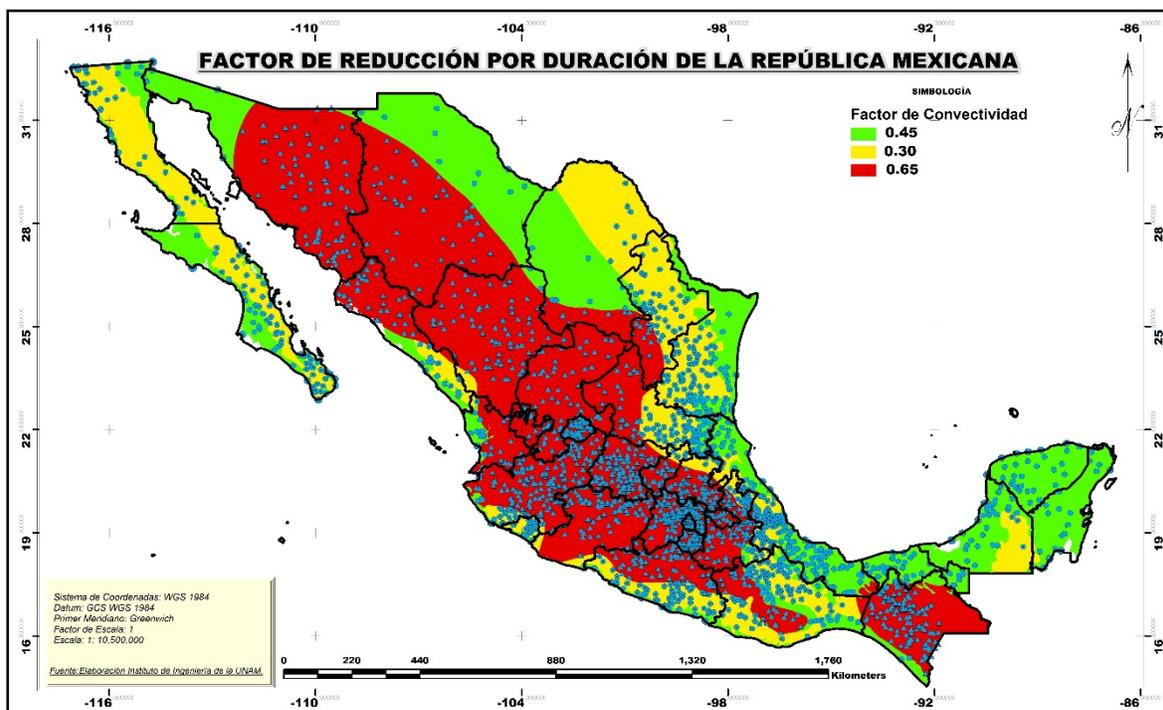
**Tabla 10.** Altura de lluvia efectiva para la cuenca de la Presa Dolores.

Tr	Precipitacion de Diseño (mm)	k	P Efectiva (mm)
2	17.20	4.96	1.2
5	22.26	6.42	2.95
10	25.58	7.37	4.38
20	28.78	8.30	5.94
50	32.94	9.49	8.19
100	36.02	10.38	10.00
200	39.10	11.27	11.9
500	43.18	12.45	14.6
1,000	46.26	13.34	16.7
2,000	49.34	14.23	18.9
5,000	53.42	15.40	21.9
10,000	56.50	16.29	24.2

Sin embargo, no se usa esta metodología, ya que los valores E. Kuishling son valores de envolventes mundiales, y subestima la lluvia de diseño, dependiendo de la región de estudio y del tiempo de concentración. Por ejemplo, para el presente caso, de acuerdo a esta metodología, el índice de convectividad sería igual a la lluvia de diseño entre la altura de lluvia de 24 horas. En la tabla 11 se muestra el índice de convectividad de la zona de estudio igual a 0.39, para el tiempo de concentración de 1 hora; esto quiere decir, que en la zona de estudio en una hora llueve el 39 % de la lluvia de 24 horas, lo cual es incorrecto, ya que en la zona de estudio el índice de convectividad es de 0.65, como se observa en la figura 10.

**Tabla 11.** Índice de convectividad zona de estudio por Kuishling.

Tr	Precipitación de Diseño (mm)	Precipitación, 24 horas	Índice de convectividad
2	16.77	43.5	0.39
5	21.70	56.3	0.39
10	24.94	64.7	0.39
20	28.06	72.8	0.39
50	32.11	83.3	0.39
100	35.11	91.1	0.39
200	38.12	98.9	0.39
500	42.09	109.2	0.39
1,000	45.09	117	0.39
2,000	48.10	124.8	0.39
5,000	52.07	135.1	0.39
10,000	55.08	142.9	0.39



**Figura 10.** Índice de convectividad (Baeza, 2007), tesis de Maestría UNAM.

Por lo tanto, en el presente estudio, el cálculo de las avenidas de diseño, no se calcula con los Métodos de HUT ni de Chow, por usar la lluvia efectiva a partir de la metodología de Kuishling. Y las avenidas de diseño se estiman a partir de método Racional Trapezoidal.

### CALCULO DEL GASTO MÁXIMO. Método Racional Trapezoidal.

El método racional se basa en la siguiente ecuación:

$Q = 0.278 C I A$	<p>Donde:</p> <p>Q = Gasto máximo, m<sup>3</sup>/s</p> <p>C = Coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.</p> <p>I = Intensidad de la lluvia, mm/h</p> <p>A = Área de la cuenca, km<sup>2</sup></p>
-------------------	---

Para obtener el gasto máximo con el método racional trapezoidal se emplea la siguiente forma de hidrograma.

El hidrograma trapezoidal sube en un tiempo correspondiente al menor entre delta t ( $\Delta t$ ) y el tiempo de concentración ( $T_c$ ), se mantiene constante hasta el mayor de ellos y desciende en 1.4 veces el tiempo de ascenso, como se muestra en la figura 11.

La altura del trapecio se obtiene igualando su área con el volumen de escurrimiento directo, esto es, en el caso de que  $\Delta t < t_c$  como se observa en la misma Figura 11.

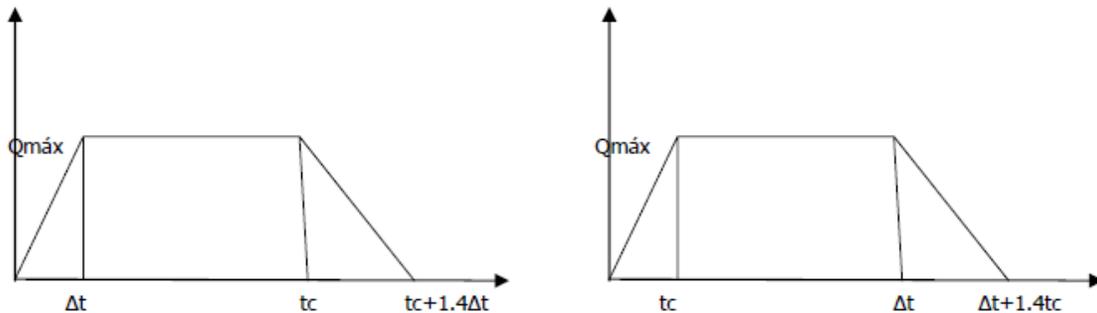


Figura 11. Obtención de los volúmenes de escurrimiento mediante la forma de los hidrogramas

El volumen de escurrimiento directo es el área bajo la curva y éste se obtiene como el área de un trapecio, entonces se tiene:

El área de un trapecio es:  $A = \frac{B+b}{h} h$

$B = T_c + 1.4\Delta t;$                        $b = T_c - \Delta t;$                        $B+b= 2T_c + 0.4T_c$

Donde, B es la base mayor del trapecio, en h; b es la base menor del trapecio, en h;  $T_c$  es el tiempo de concentración, en h;  $\Delta t$  es el tiempo de subida del hidrograma, en h, igual a una hora, de acuerdo a la metodología de las 8 barras;

Entonces el volumen de escurrimiento directo (VED) es:

$$V_{ED} = \frac{2T_c + 0.4\Delta t}{2} Q_{m\acute{a}x}$$

Donde,  $T_c$  es el tiempo de concentración, en h; VED es el volumen escurrido, en  $m^3$ ; y  $Q_{m\acute{a}x}$  es el caudal, en  $m^3/s$ .

Pero, lo que se desea es conocer es el gasto máximo, que al despejar resulta:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{2V_{ED}}{2T_c + 0.4T_c}$$

Donde,  $Q_{m\acute{a}x}$  es el caudal, en  $m^3/s$ ; VED es el volumen escurrido, en  $m^3$ ; y  $T_c$  es el tiempo de concentración, en h.

El volumen de escurrimiento directo se calcula como:

$$V_{ED} = C_E PA$$

Donde:

P es la precipitación asociada a la duración que se seleccione, en m.

$C_E$  es el coeficiente de escurrimiento, adimensional.

A es el área de la cuenca, en  $m^2$ .

El hidrograma de ingreso al sistema de regulación o drenaje se determina mediante hidrogramas sintéticos triangulares o trapezoidales, según la relación entre el tiempo de concentración de la cuenca analizada y la duración de la lluvia.

En el Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez, 1982) se recomienda que para estudios del sistema principal de drenaje se utilice una duración total de 8 h (para la que el valor de la lluvia coincide con el de 24 h, en el caso del Valle de México) con incrementos cada hora, a las que se asignaron los porcentajes de lluvia que se muestran en la Tabla12.

**Tabla12.** Porcentajes de lluvia con duraciones de 8 horas

1	2	3	4	5	6	7	8
0.02	0.03	0.06	0.120	0.65	0.048	0.035	0.025

## Coeficientes de Escurrimiento

La determinación de las pérdidas (diferencia entre el volumen llovido y el escurrido) en una cuenca, tiene gran importancia en la relación lluvia-escurrimiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas.

Entre los factores que afectan la capacidad de infiltración se encuentran los siguientes: textura del suelo, contenido de humedad inicial, contenido de humedad de saturación, cobertura vegetal, uso del suelo, aire atrapado, lavado de material fino, compactación, temperatura.

Para estimar el coeficiente de escurrimiento en las cuencas del Valle de México, se han realizado mediciones experimentales de las que se han derivado la siguiente ecuación, según Domínguez (1997).

$$C_E = C_{NU} \frac{A_{NU}}{A_T} + 0.45 I_U \frac{A_U}{A_T}$$

Donde

$C_E$  Coeficiente de escurrimiento asociado a una cuenca con un área total  $A_T$  de la cual  $A_{NU}$  no está urbanizada y  $A_U$  área urbanizada.

$C_{NU}$  Coeficiente de escurrimiento para las áreas no urbanizadas, se obtiene de un mapa basado en estudios regionales que cubre todo el Valle de México.

$I_U$  índice de urbanización que varía entre 0.6 y 1.0 según la densidad de urbanización del área urbanizada.

Los valores de  $C_{NU}$  puede observarse en la Figura 12, mientras que en la figura 13 se observan los índices de urbanización para condiciones actuales.

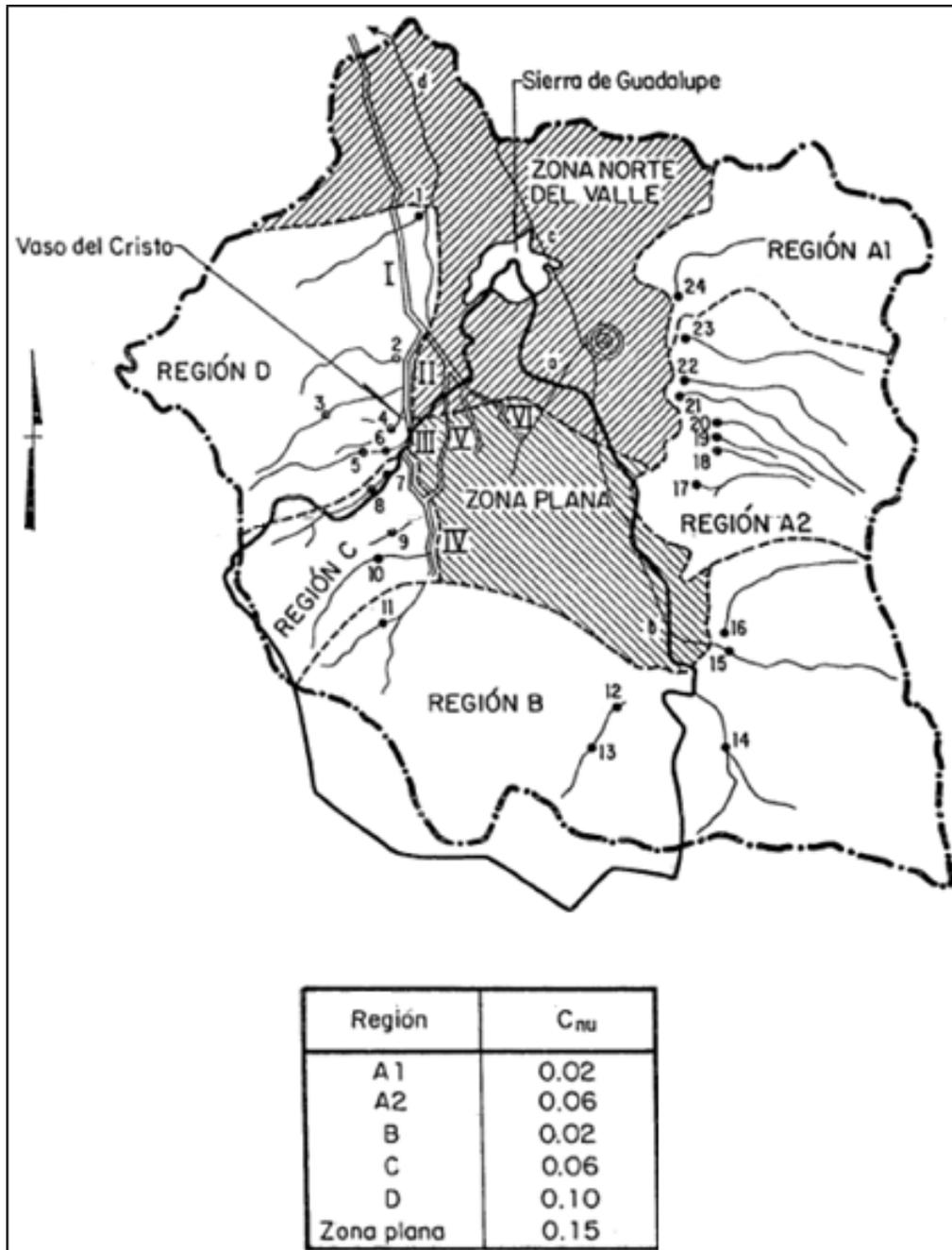
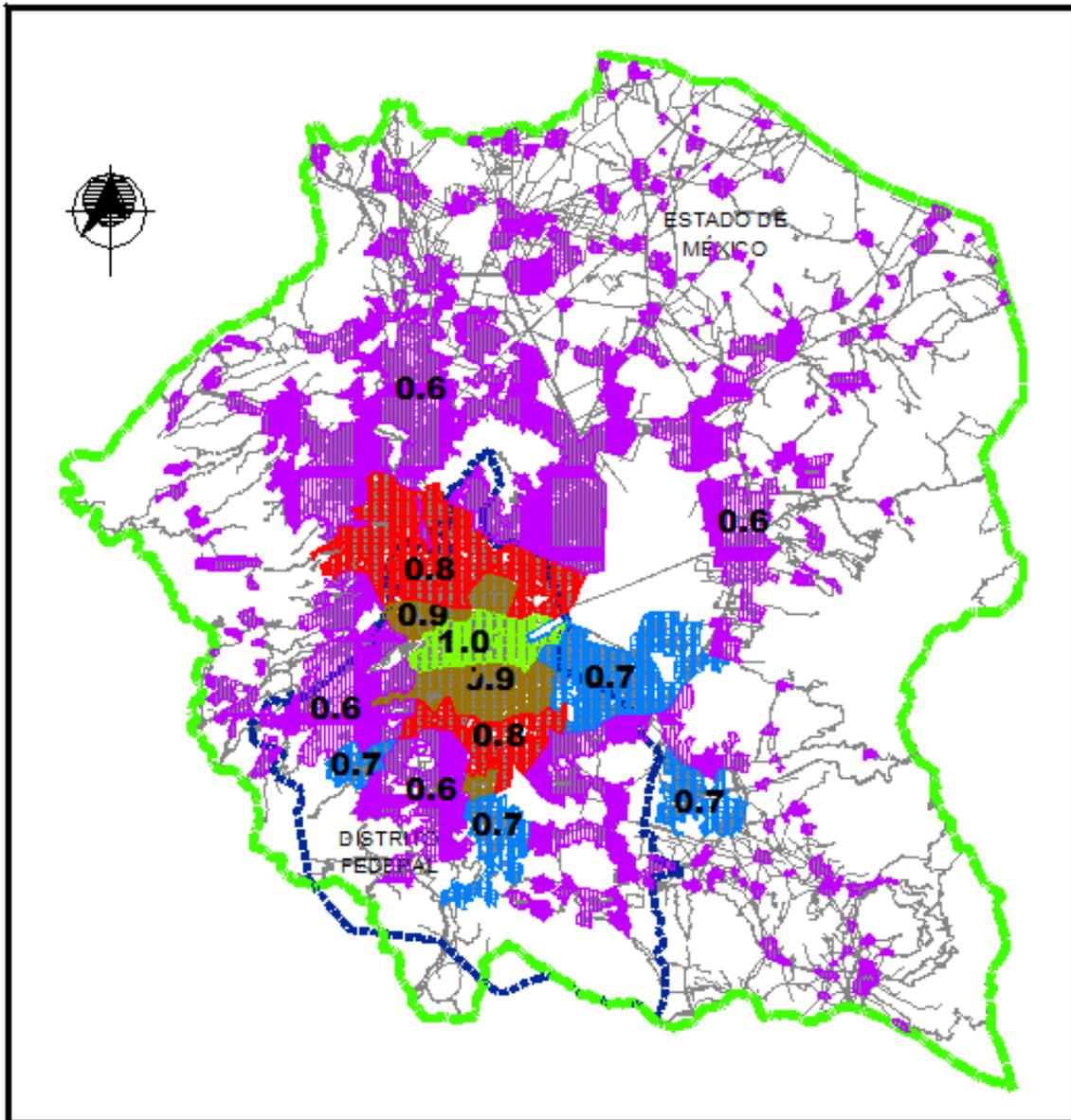


Figura 12. Regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano.

## INDICE DE URBANIZACIÓN



**Figura 13.** Índice de urbanización.

Lo anterior implica que el coeficiente de escurrimiento urbano varía de acuerdo con la Tabla 13.

**Tabla 13.** Coeficientes de escurrimiento urbano.

Índice de urbanización	Coeficiente de Escurrimiento Urbano
1.0	0.5
0.9	0.4
0.8	0.4
0.7	0.3
0.6	0.3

En la figura 14 se muestra la delimitación de áreas urbanas en la cuenca de estudio. Con un área total urbano de 2.189 km<sup>2</sup>.



**Figura 14.** Área urbana y no urbana.

A partir de la ecuación de coeficiente de escurrimiento, se obtiene el siguiente valor de  $C_e = 0.17$ .

$$C_E = 0.06 \frac{2.13}{4.32} + 0.45 * 0.6 \frac{2.19}{4.32} = 0.17$$

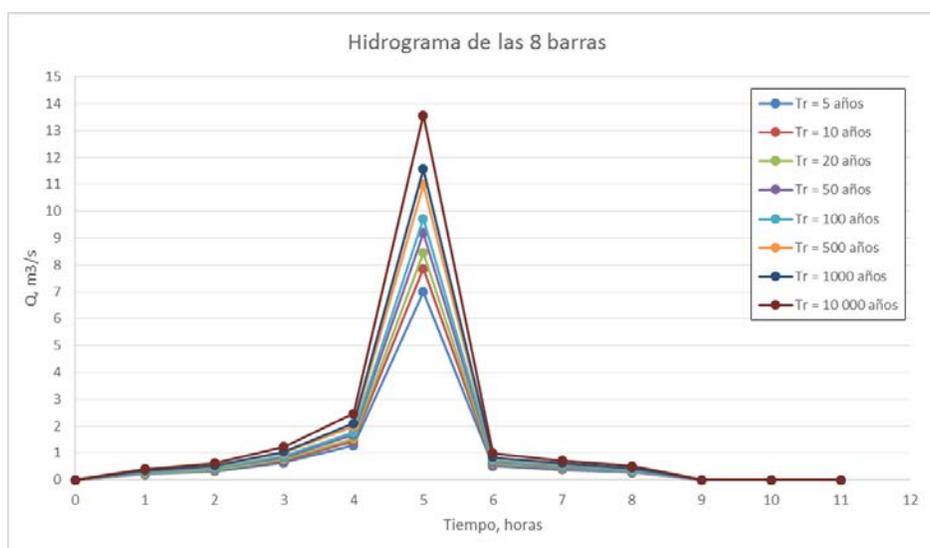
### **Resumen de los gastos máximos obtenidos con los 2 métodos empleados**

En las tabla 14 se muestran los resultados obtenidos a partir de los métodos Racional trapezoidal, de las avenidas máximas de diseño para diferentes  $T_r$ .

**Tabla 14.** Avenidas de diseño cuenca de estudio.

Tiempo, en h	Tr, años							
	5	10	20	50	100	500	1000	10000
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.212	0.238	0.256	0.278	0.295	0.333	0.351	0.411
2	0.318	0.357	0.384	0.417	0.442	0.500	0.526	0.617
3	0.636	0.714	0.769	0.835	0.884	0.999	1.052	1.233
4	1.272	1.429	1.538	1.670	1.768	1.999	2.104	2.466
5	6.995	7.859	8.458	9.184	9.726	10.994	11.570	13.563
6	0.509	0.572	0.615	0.668	0.707	0.800	0.841	0.986
7	0.371	0.417	0.449	0.487	0.516	0.583	0.614	0.719
8	0.265	0.298	0.320	0.348	0.368	0.416	0.438	0.514
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
<b>Q Máx:</b>	<b>6.995</b>	<b>7.859</b>	<b>8.458</b>	<b>7.859</b>	<b>9.726</b>	<b>10.994</b>	<b>11.570</b>	<b>13.563</b>
<b>Vol, m3</b>	<b>38,078</b>	<b>42,782</b>	<b>46,044</b>	<b>49,996</b>	<b>52,945</b>	<b>59,845</b>	<b>62,982</b>	<b>73,834</b>

En la figura 15 se presentan los hidrogramas de diseño para diferentes Tr.



**Figura 15.** Hidrogramas de diseño.

De acuerdo a los resultados obtenidos, el gasto de diseño asociado a un Tr de 10 000 años, de la presa Dolores es de 13.56 m<sup>3</sup>/s, y un volumen de escurrimiento de 73,834 m<sup>3</sup>, dicho volumen de escurrimiento está asociado al coeficiente de escurrimiento de 0.17. Para lluvias asociadas a un Tr de 5 años, el caudal de creciente es de 6.9 m<sup>3</sup>/s y el volumen escurrido se estima en 38,078 m<sup>3</sup>.

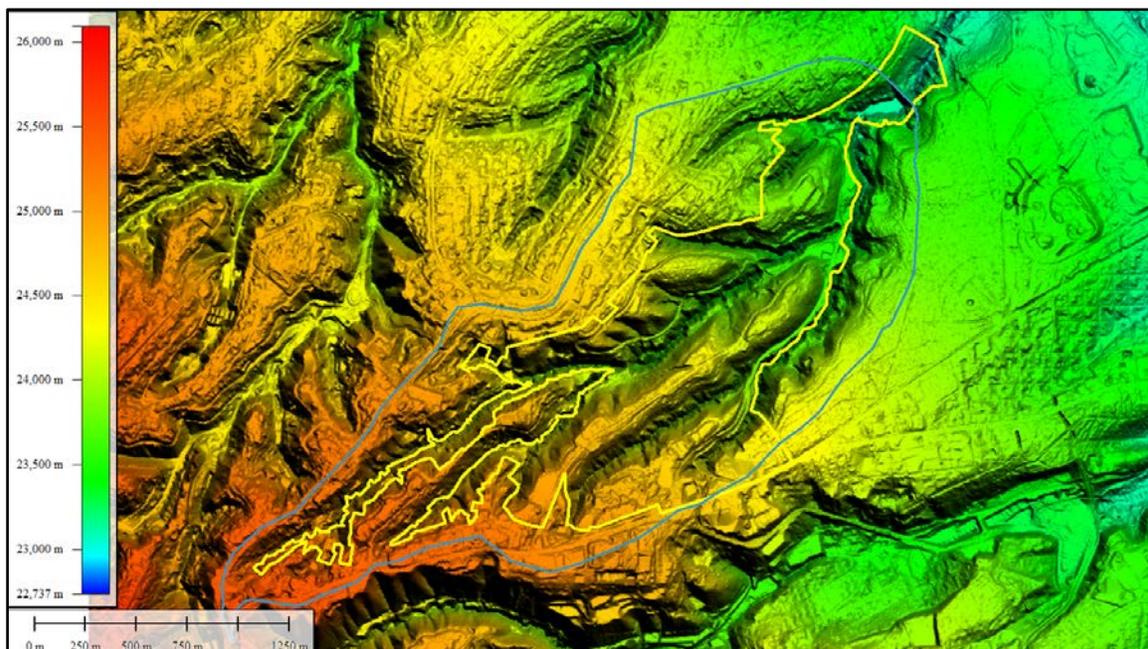
Por tratarse de una cuenca pequeña, su tiempo de concentración igual a 42 minutos, el gasto pico sube muy rápido y por lo tanto, el hidrograma presenta un ascenso y descenso fuerte, como se observa en la figura de los hidrogramas.

## 1.2. Delimitación de cuenca de estudio en el contexto de la poligonal de la Tercera Sección del Bosque de Chapultepec. Características principales.

Al interior de la poligonal que delimita la Tercera Sección del Bosque de Chapultepec se localiza la Presa Dolores. Su principal función es la de regular las crecientes que se generan en el Río Dolores durante fuertes precipitaciones, evitando que los volúmenes de agua generados en su cuenca afecten a la zona urbana localizada aguas abajo. Así mismo junto con otras 26 presas, localizadas sobre los principales escurrimientos del poniente de la Ciudad de México, evitan la saturación del sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México durante las temporadas de tormentas.

Se tomó a la Presa Dolores como elemento clave para la delimitación del parteaguas de la cuenca del Río Dolores. En la siguiente figura se muestra representada en color amarillo la poligonal que delimita a la 3ra Sección del Bosque de Chapultepec con una superficie aproximada de 245 ha. Mientras que la poligonal correspondiente al parteaguas de la cuenca del Río Dolores, con una superficie de 432 ha, se representa en color azul.

Para el trazado del parteaguas de la cuenca del Río Dolores se utilizó un modelo de terreno LiDAR, con resolución horizontal de 5 x 5 metros. El modelo de terreno LiDAR procede del Instituto Nacional de Estadística y Geografía, INEGI, con fecha al año 2011. En la figura 16 se muestra una figura de dicho modelo.



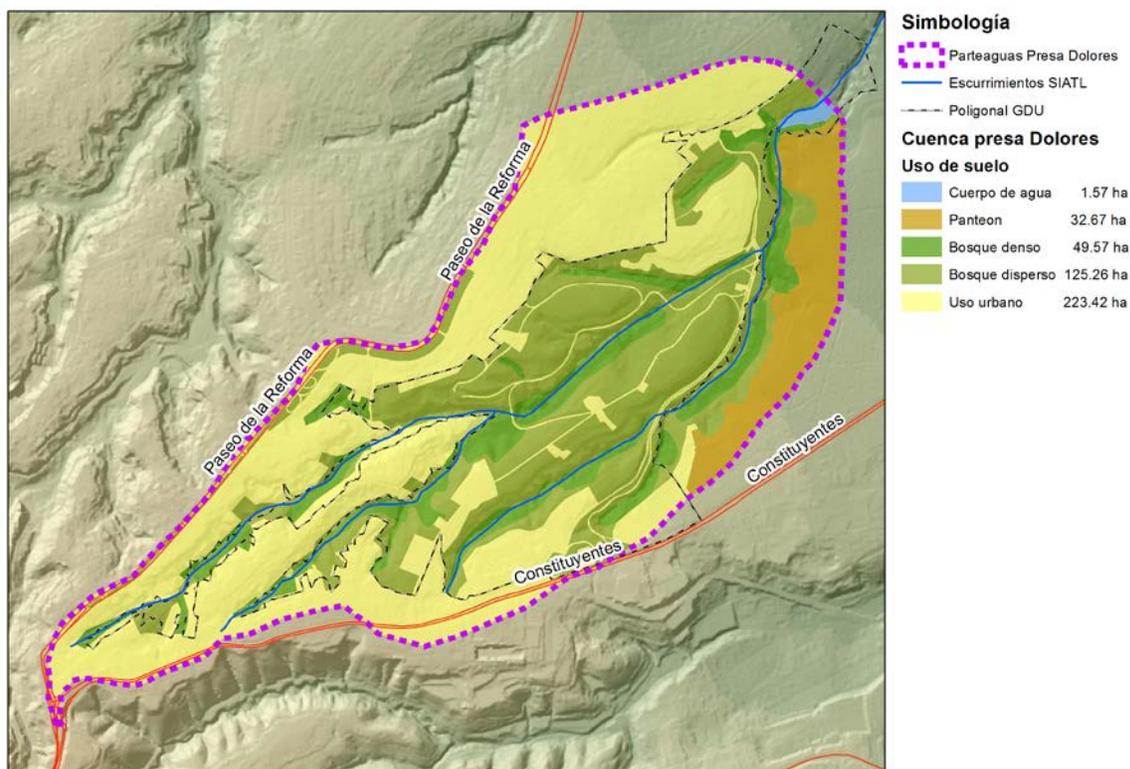
**Figura 16. Delimitación de la cuenca de estudio y su relación con la 3ra Sección del BCH**

Principales características de la cuenca del Río Dolores hasta la presa del mismo nombre:

- La cuenca tiene una superficie aproximada de 432 ha.
- La pendiente media del escurrimiento principal es del 4%.
- Tiene un tiempo de concentración de 45 minutos.

### Cobertura y usos de suelo presentes en la cuenca del Río Dolores.

A partir de una imagen aérea de *Google Earth*, con fecha de febrero de 2016, se definieron y se clasificaron las coberturas y usos de suelo existentes en la cuenca del Río Dolores. Esta información es necesaria para determinar el coeficiente de escurrimiento, insumo necesario para la elaboración de los modelos lluvia-escurrimiento en periodos ordinarios y extraordinarios. Se definieron 3 usos de suelo y 2 tipos de coberturas, para un total de 5 diferentes clasificaciones dentro de la cuenca, mismos que se presentan en la figura 17.



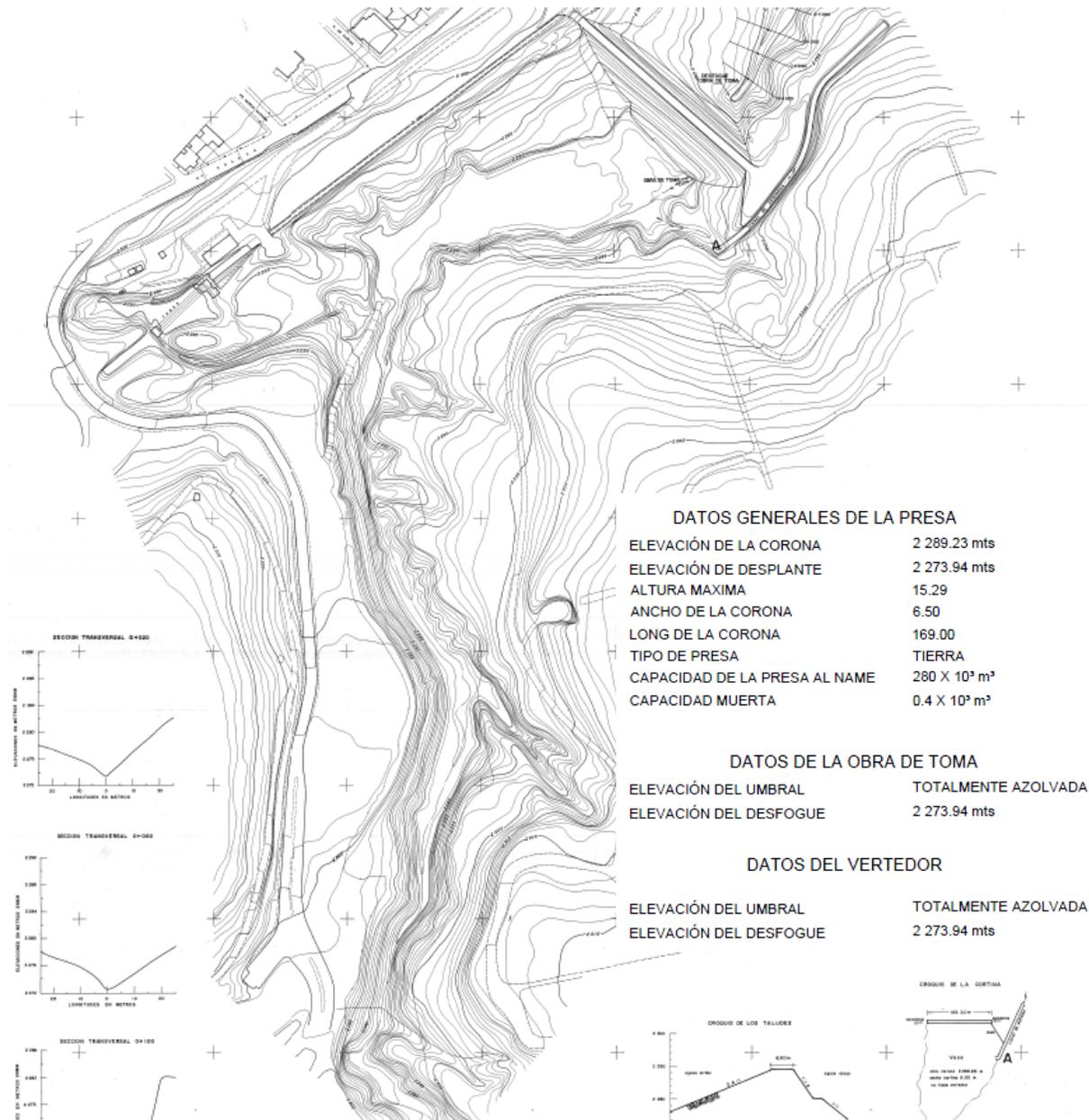
**Figura 17. Usos de suelo y coberturas de la cuenca del Río Dolores.**

De las 432 ha de la cuenca, el 51% pertenecen a suelo urbano (viviendas, vialidades y equipamientos públicos); el 29% corresponden a bosque disperso mientras que apenas el 11% de la superficie corresponde a bosque denso; La superficie del panteón representa el 7.5%; finalmente el embalse de la presa caracterizado como cuerpo de agua representa el restante 1.5%. Con estos valores se determinó un coeficiente de escurrimiento general de 0.17, valor que se utiliza en las modelaciones lluvia-escurrimiento.

#### **2.1 Revisión de batimetría de 1983 y de 2017.**

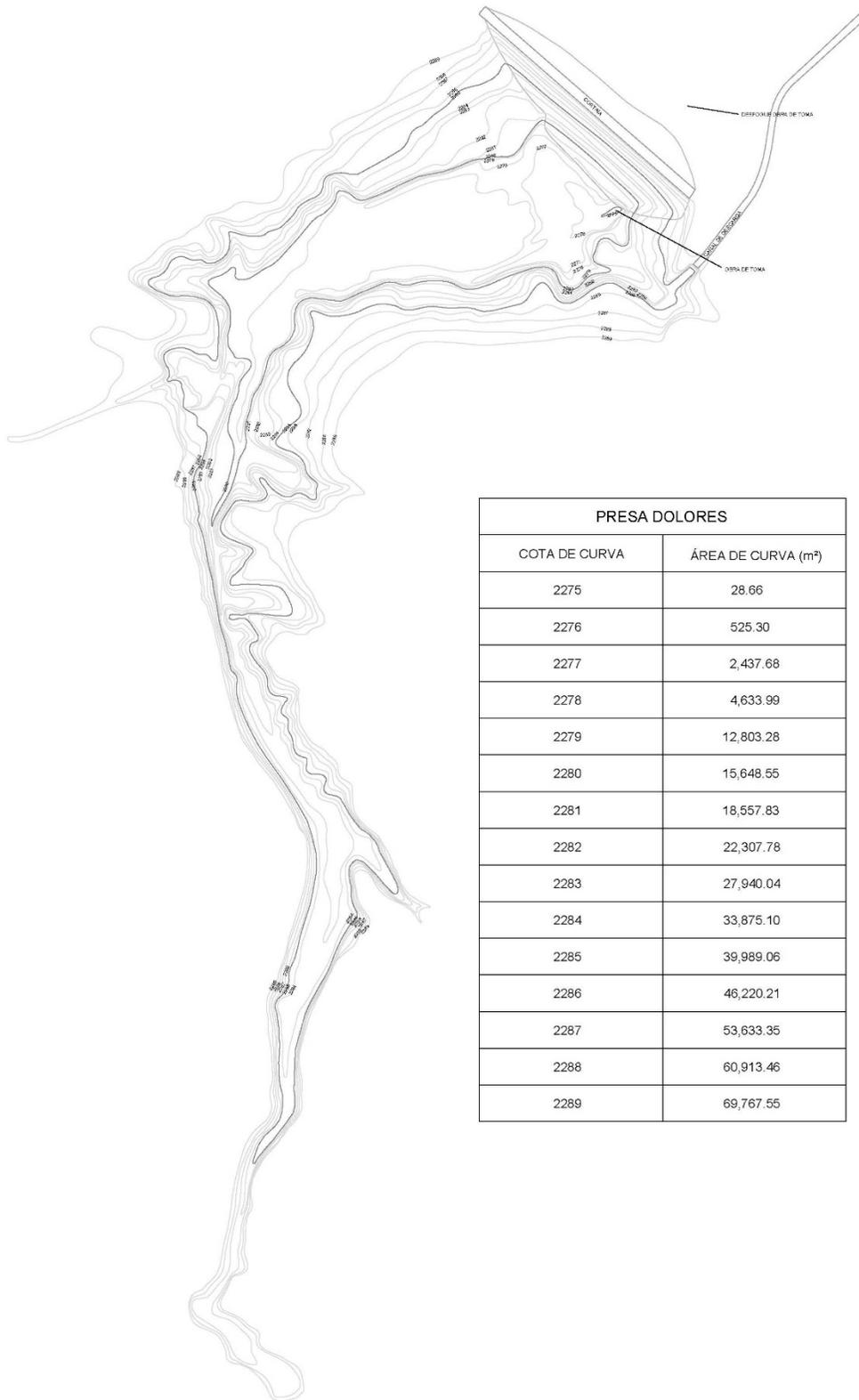
De acuerdo al vuelo fotogramétrico que realizó el Departamento del Distrito Federal y La Secretaría General de Obras y Servicios sobre la Presa Dolores en el año 1983, y con información proporcionada en aquel entonces se generó un plano detallado el cual contiene tanto la

topografía original como las características constructivas de la cortina de la presa. En la figura 18 se presenta una digitalización de dicha información.



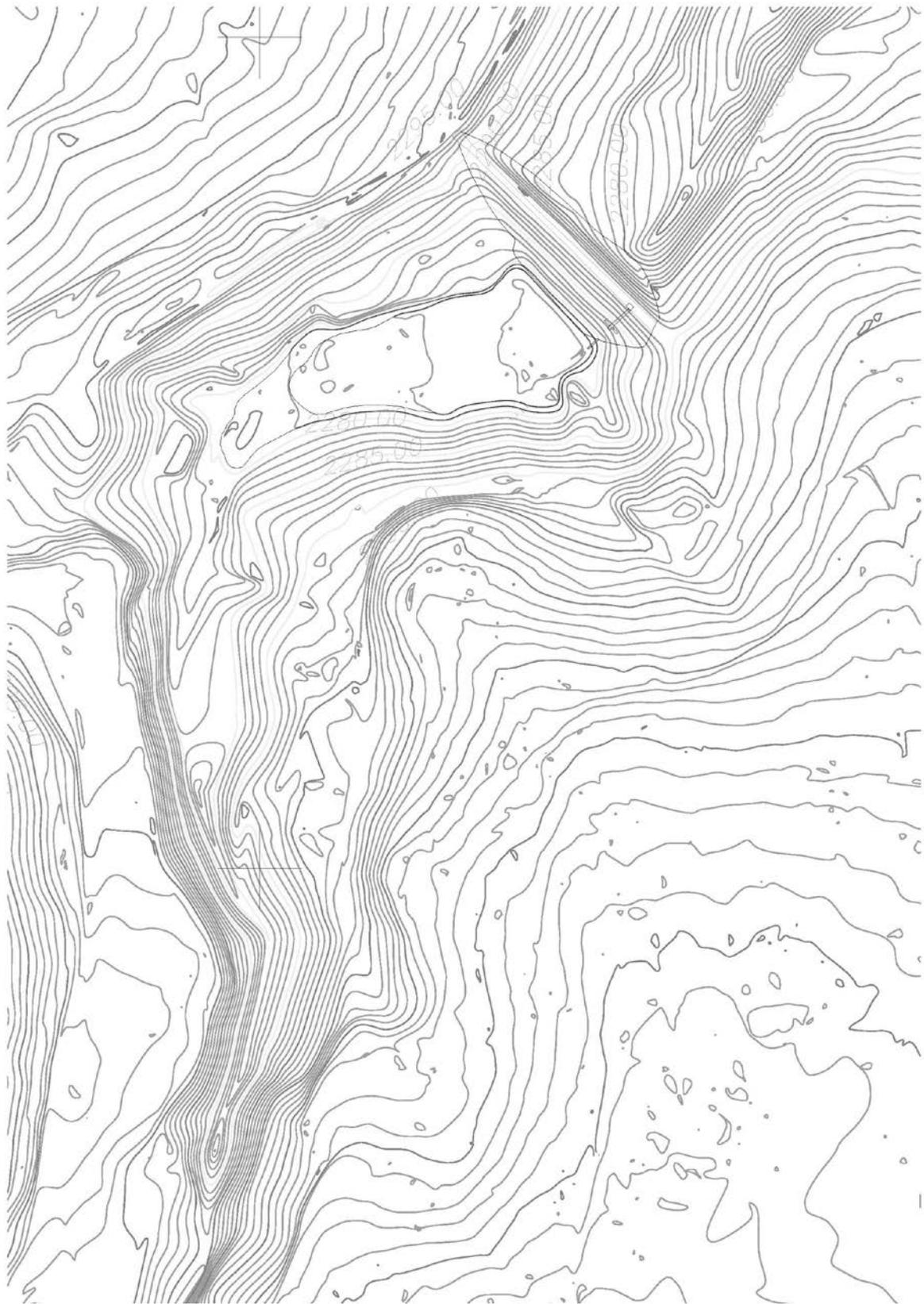
**Figura 18. Plano Aero-fotogramétrico realizado a mano en el año 1983.**

Para poder realizar la comparación de la batimetría presente en la Presa de Dolores en el año 1983 con la batimetría levantada en el año 2017 con tecnología de vuelo dron, se procedió a la digitalización y posterior vectorización, que se presenta en la figura 19. La figura siguiente corresponde al trabajo de vectorización en software CAD, resaltando elementos principales como la corona de la cortina y la obra de toma de la presa.



PRESA DOLORES	
COTA DE CURVA	ÁREA DE CURVA (m²)
2275	28.66
2276	525.30
2277	2,437.68
2278	4,633.99
2279	12,803.28
2280	15,648.55
2281	18,557.83
2282	22,307.78
2283	27,940.04
2284	33,875.10
2285	39,989.06
2286	46,220.21
2287	53,633.35
2288	60,913.46
2289	69,767.55

**Figura 19. Vectorización del Plano Aero-fotogramétrico del año 1983.**



**Figura 20. Plano Aero-fotogramétrico realizado con dron en el año 2017.**

Se realizó una comparación de la batimetría proporcionada por La Secretaría General de Obras y Servicios del año 1983 y el vuelo Aero-fotogramétrico realizado con dron en el año 2017 (Figura 20), llegando a las siguientes conclusiones:

- a) El nivel de la corona corresponde en ambas batimetrías con la cota 2289 m.s.n.m.
- b) En la batimetría correspondiente al año 1983, el nivel de fondo de la presa correspondía con la cota 2275 m.s.n.m. con una superficie de  $28.66\text{m}^2$ , mientras que para el año 2017 el nivel de fondo corresponde a la cota 2277 m.s.n.m. con una superficie de  $1,911.03\text{m}^2$ .
- c) Con este comparativo se puede interpretar que desde la construcción de la presa hasta la actualidad el arrastre natural de sedimentos ha ido disminuyendo la capacidad de regulación de la presa.
- d) La topografía del fondo del embalse presenta variaciones, lo que es indicativo de un proceso de deposición de sedimentos, los cuales han azolvando en 34 años el vaso de la presa.

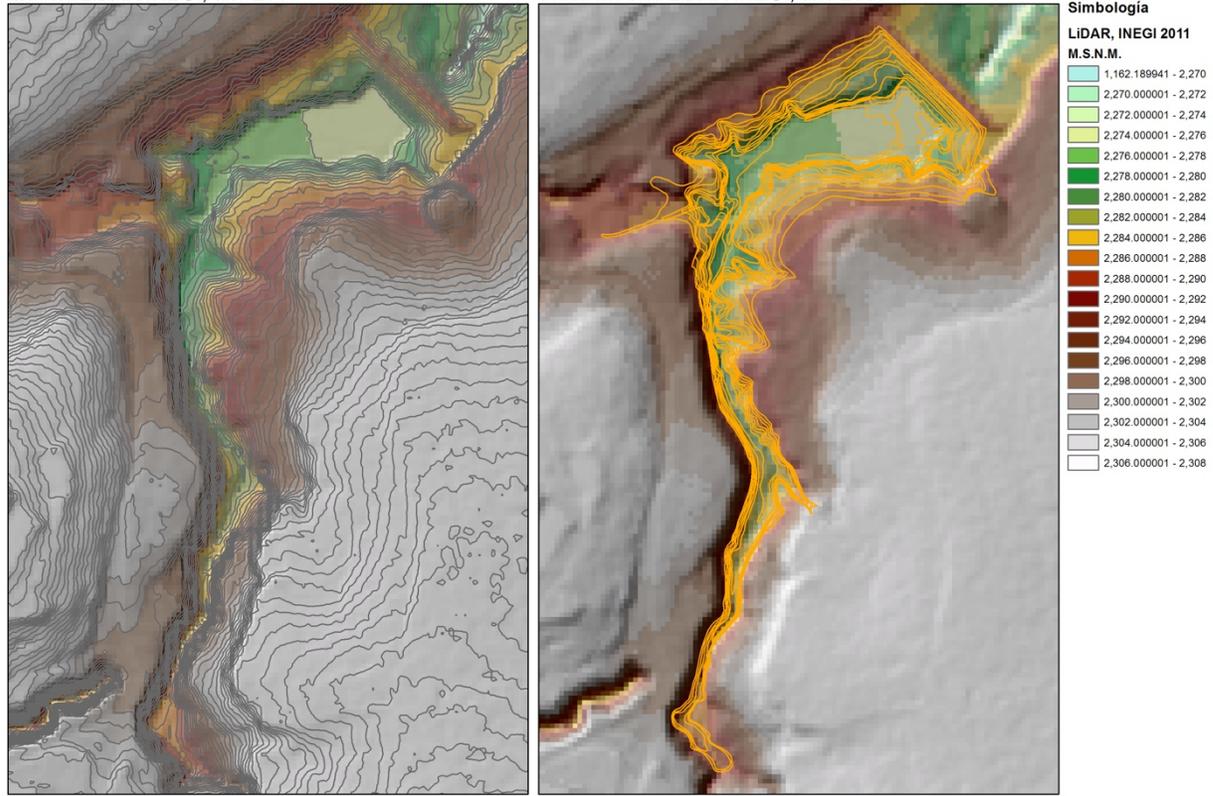
## **2.2 Elaboración de batimetría con topografía LiDAR, edición 2011, INEGI.**

Se utilizó información proveniente de LiDAR INEGI edición 2011, para elaborar la batimetría de la Presa Dolores. Se seleccionó el modelo que refleja únicamente las características del terreno, con una resolución horizontal de 5m x 5m, el cual descarta las coberturas vegetales así como estructuras artificiales como son casas y edificios. Cabe aclarar que por las características constructivas de la cortina de la Presa Dolores a base de tierra y enrocamiento, ésta sí queda reflejada dentro del modelo LiDAR.

Con el objetivo de comparar el estado actual de la presa con la batimetría del proyecto original que data del año 1983, se elaboraron las curvas de nivel a intervalo de 1 metro en el eje vertical a partir del modelo LiDAR de terreno. En la figura 21 de lado izquierdo se muestran las curvas de nivel generadas a partir del modelo de terreno LiDAR, mientras que del lado derecho, resaltadas en color anaranjado, se muestra la batimetría del proyecto original del año 1983.

Batimetría generada a partir de modelo LiDAR INEGI, año 2011

Superposición batimetría año 1983 sobre modelo LiDAR INEGI, año 2011



**Figura 21. Superposición batimetría año 1983 sobre modelo LiDAR 2011.**

Podemos observar que no existen variaciones en cuanto los límites del embalse, se mantienen las fronteras originales sin aparentes procesos erosivos que modifiquen la morfología de las márgenes. Lo que si se observa es un aumento en la cota de fondo, pasando de la 2275 M.S.N.M. en el año 1983, a la cota 2276 M.S.N.M. en el año 2011.

Obtenemos los siguientes resultados del análisis de la batimetría:

- El fondo de la presa se localiza en la cota 2276 m.s.n.m., un metro por encima de la cota 2275 proveniente de información de la Secretaria General de Obras y Servicios del año 1983.
- Mientras que la cota de la corona de la cortina se ubica sobre los 2289 m.s.n.m., quedando 0.23 metros por debajo de la altura encontrada en los planos digitalizados del año 1983 (2289.23 m.s.n.m. información de Secretaria General de Obras y Servicios, año 1983).
- La diferencia entre el fondo de la presa y la corona de la cortina de la presa es de 13 metros, a diferencia de los 14.23 metros con información de Secretaria General de Obras y Servicios, año 1983.

### 2.3 Comparativo de curvas área volumen de las batimetrías año 1983, año 2011 y año 2016.

Se realizó una comparación cuantitativa de las batimetrías correspondientes a los años 1983, 2011 y 2017 anteriormente descritas. Para cada de una de las batimetrías se calculó el área correspondiente en función de su cota, obteniéndose los resultados que se muestran en la tabla 1. Al comparar las áreas de las 3 batimetrías, se observa claramente que las áreas de origen LiDAR año 2011 son mucho mayores a las batimetrías de los años 1983 y 2017. Las áreas de la batimetría LiDAR son en promedio 115% superiores a las curvas obtenidas por vuelo fotogramétrico del año 1983, y 120% a las curvas obtenidas por vuelo DRON en el año 2017.

**Tabla 1. Relación área - cota, de las batimetrías años 1983, 2011 y 2017.**

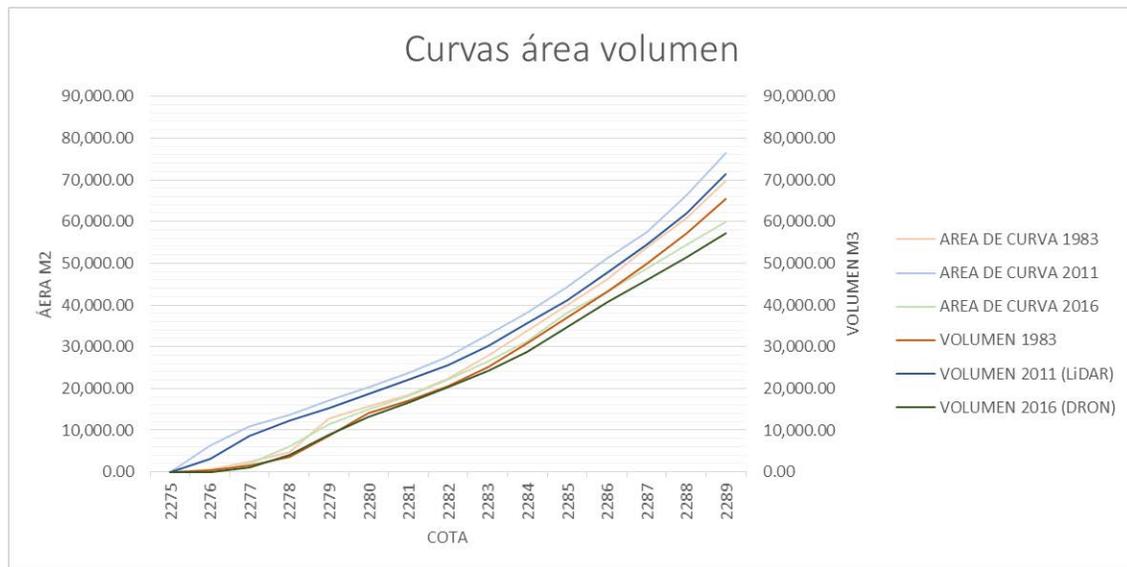
COTA DE CURVA	ÁREA DE CURVA 1983	ÁREA DE CURVA 2011 (LiDAR)	ÁREA DE CURVA 2017 (DRON)
2275	28.66	N/A	N/A
2276	525.30	6,334.96	N/A
2277	2,437.68	10,950.43	1,912.94
2278	4,633.99	13,662.47	6,189.75
2279	12,803.28	17,016.94	11,380.79
2280	15,648.55	20,414.49	15,131.08
2281	18,557.83	23,748.80	18,308.83
2282	22,307.78	27,548.22	22,186.25
2283	27,940.04	32,917.18	26,403.15
2284	33,875.10	38,172.92	31,360.41
2285	39,989.06	44,272.98	38,244.92
2286	46,220.21	51,223.26	43,219.72
2287	53,633.35	57,516.92	48,684.36
2288	60,913.46	66,450.91	54,414.67
2289	69,767.55	76,390.24	59,904.18

Así mismo se calcularon las capacidades volumétricas de las tres batimetrías, Tabla 2. La capacidad de regulación de la presa es variable en función de la batimetría utilizada. Mientras que la capacidad volumétrica calculada a partir de la batimetría de origen LiDAR del año 2011 es de 448,425 m<sup>3</sup>, ésta se reduce hasta los cerca de 347,388 m<sup>3</sup> para la batimetría de origen DRON del año 2017; con una gran diferencia de cerca de 100,000 m<sup>3</sup>, lo que representa una capacidad 28% menor.

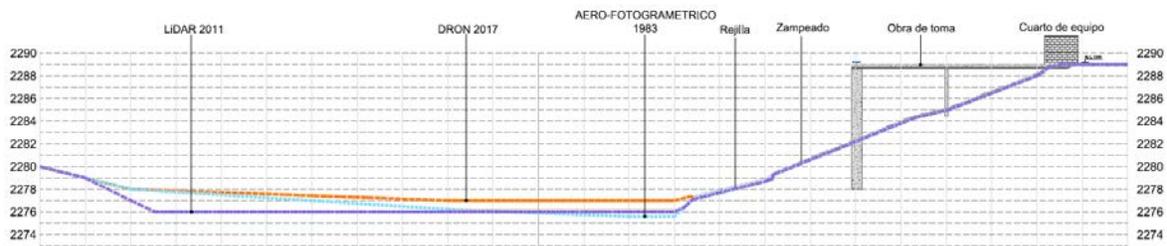
**Tabla 2. Relación volumen - cota, de las batimetrías años 1983, 2011 y 2017.**

COTA DE CURVA	VOLUMEN 1983	VOLUMEN 2011 (LiDAR)	VOLUMEN 2017 (DRON)
2275	N/A	N/A	N/A
2276	276.98	3,167.48	N/A
2277	1,481.49	8,642.70	956.47
2278	3,535.84	12,306.45	4,051.35
2279	8,718.64	15,339.71	8,785.27
2280	14,225.92	18,715.72	13,255.94
2281	17,103.19	22,081.65	16,719.96
2282	20,432.81	25,648.51	20,247.54
2283	25,123.91	30,232.70	24,294.70
2284	30,907.57	35,545.05	28,881.78
2285	36,932.08	41,222.95	34,802.67
2286	43,104.64	47,748.12	40,732.32
2287	49,926.78	54,370.09	45,952.04
2288	57,273.41	61,983.92	51,549.52
2289	65,340.51	71,420.58	57,159.43
TOTAL	374,383.74	448,425.60	347,388.96

Estas diferencias de superficie como capacidad volumétrica existentes entre las diferentes batimetrías se hacen evidentes al momento de graficarlas. En la gráfica de la figura 22 se observa como la batimetría de origen LiDAR año 2011 presenta mayores superficies y capacidades volumétricas. Esta variabilidad creemos se debe principalmente a la tecnología y técnicas utilizadas para el levantamiento y elaboración de la batimetría en cada periodo de tiempo.



**Figura 22. Grafica comparativa, área vs volumen de las batimetrías, años 1983, 2011 y 2016.**



**Figura 23. Comparativo de batimetrías, años 1983, 2011 y 2016.**

#### 2.4 Representación de sección transversal con elementos operativos de la Presa Dolores.

En la Presa Dolores se verificó que los elementos de desfogue estén trabajando adecuadamente, con una salida de agua continua así mismo es necesaria la limpieza de taludes, aunque la obra de toma requiere mantenimiento para abertura y cierre continuo. Durante uno de los recorridos se apreciaron las condiciones de la obra de toma, compuesta de una torre desde donde se opera la compuerta deslizante en la parte baja, en donde existe una rejilla para el Nivel de aguas Máximo Ordinario (NAMO) y un vertedor de demasías en una parte más alta. Se apreció que esta infraestructura requiere mantenimiento y también se apreció que la corona de la cortina sirve como terraplén para conectar la margen izquierda con la derecha, y que no opera propiamente un nivel de agua hasta la parte alta de la cortina, lo cual fue corroborado en entrevista con la Dirección Técnica del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX).



**Figura 24. Fotografía panorámica de la presa y obra de toma (Imagen TID)**



**Figura 25. Fotografía panorámica de la presa y obra de toma (Imagen TID)**



**Figura 26. Rejilla de Obra de Toma (Imagen TID)**



Figura 27. Planta de detalles y secciones.

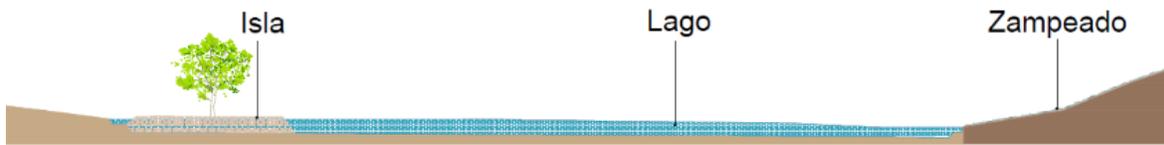


Figura 28. Corte longitudinal "A"

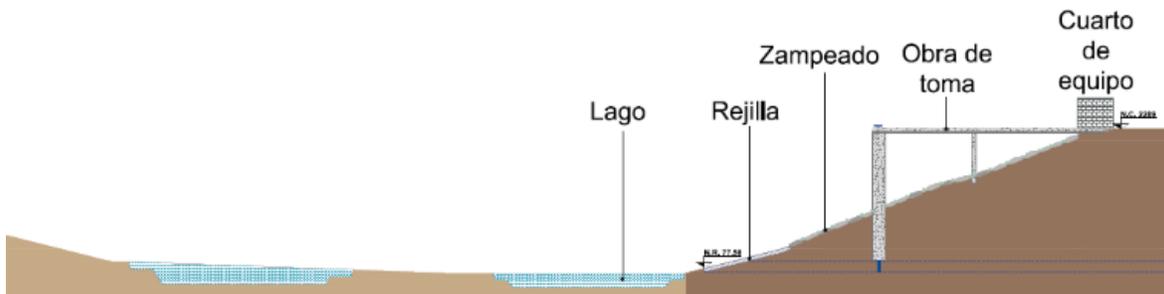


Figura 29. Corte longitudinal "B"

### 3.1 Red de agua residual tratada

En 1956 se inauguró la planta de tratamiento de agua residual Chapultepec, siendo la primera en la ciudad de México y en el país. Se construyó con la finalidad de reutilizar el agua residual generada en la zona. El tren de tratamiento de dicha planta no cubre las características para la producción de agua potable o de uso humano, pero si para el aprovechamiento en el riego de parques y jardines. El riego de áreas verdes y llenado de cuerpos de agua del Bosque de Chapultepec corresponde a un 45% del volumen de agua tratada.

En la tercera sección de Chapultepec, cercanas a la presa de Dolores, se encuentran operando dos PTAR que son Chapultepec y Bosque de las Lomas. Dichas pantas operan con un proceso convencional de lodos activados, y una fase posterior de desinfección con cloro. Actualmente la demanda de agua residual tratada es mayor a la capacidad de operación que tienen, por lo que son necesarias acciones de mantenimiento y/o actualización de sus instalaciones.

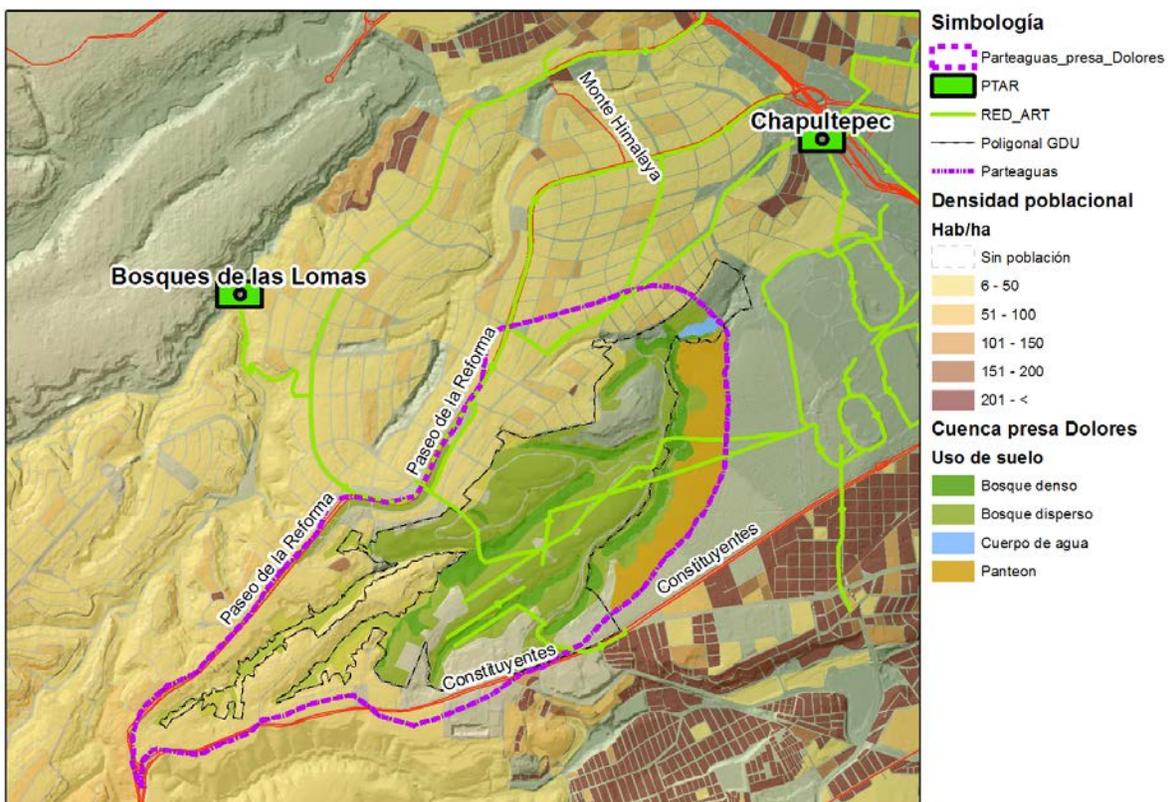


Figura 30. Plantas y red de distribución de agua residual tratada.

#### Planta de Tratamiento de Agua Residual, Bosque de las Lomas.

Localización: Paseo Ahuehuetes Norte 360, Col. Bosques de las Lomas, Delegación Miguel Hidalgo.

Año de construcción: 1973

Gasto de diseño: 55 l/s

Gasto de operación: 16 l/s

Área de influencia: Colonia Bosques de las Lomas y alrededores

Usos: Riego de camellones en Palmas y Reforma.

### **Planta de Tratamiento de Agua Residual, Chapultepec.**

Dirección: Calle Pedregal esquina F.F.C.C. de Cuernavaca, Col. Lomas de Chapultepec, Delegación Miguel Hidalgo.

Año de construcción: 1956

Gasto de diseño: 160 l/s

Gasto de operación: 110 l/s

Área de influencia: Bosques de las Lomas que llegan a través de los colectores 100 casitas, Palmas y Moliere

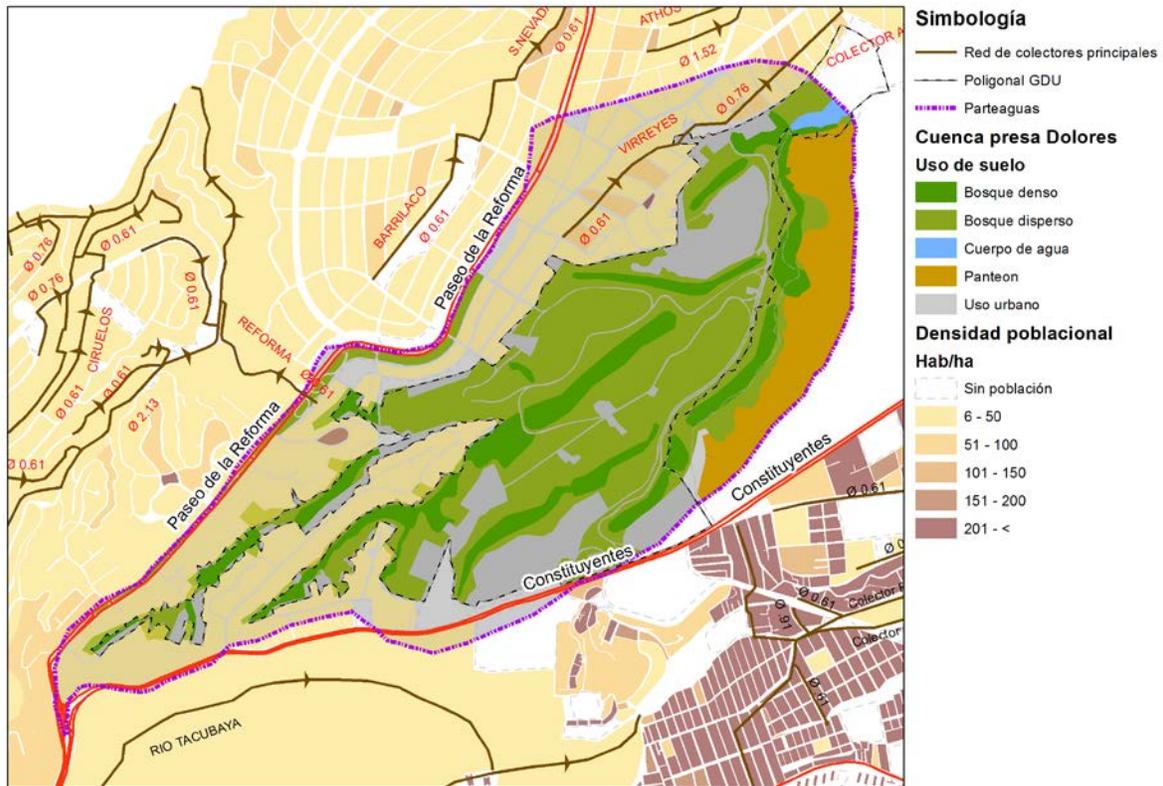
Usos: Llenado de los lagos de Chapultepec, riego de áreas verdes del panteón de Dolores, Parque México, Parque España, Paseo de la Reforma y Camellones de Polanco.

Fuente: SACMEX, Tesis "Tratamiento de Aguas Residuales Municipales en la Ciudad de México" por Bruno Riveros Olivares. México, UNAM Ciudad Universitaria 2013.

Para la distribución del agua residual tratada se cuenta con una red de unos 4 km m de longitud cubriendo la tercera sección del Bosque de Chapultepec y los camellones y áreas verdes de las colonias Lomas de Chapultepec y Lomas Virreyes. Desde esta red se puede hacer una conexión hacia el lago que se plantea como cuerpo de agua permanente en la parte baja de la Presa Dolores.

### **3.2 Red de drenaje sanitario**

Al interior del parteaguas que delimita a la cuenca de la Presa Dolores, habitan 3,671 personas, con una densidad media de 29 hab/ha, con una dotación valorada en 145 l/hab/día, por lo que se estima un volumen de producción de Agua Residual de 425.83 m<sup>3</sup>/día de agua residual. La zona urbana cuenta con una red de drenaje que cubre el 100% de la superficie habitada, impidiendo que este importante volumen de aguas residuales contamine las barrancas y cañadas naturales del Río Dolores, ya que durante los recorridos no se apreciaron descargas directas hacia las cañadas. Estas aguas residuales son tratadas en parte en las plantas Chapultepec y Bosque de las Lomas.

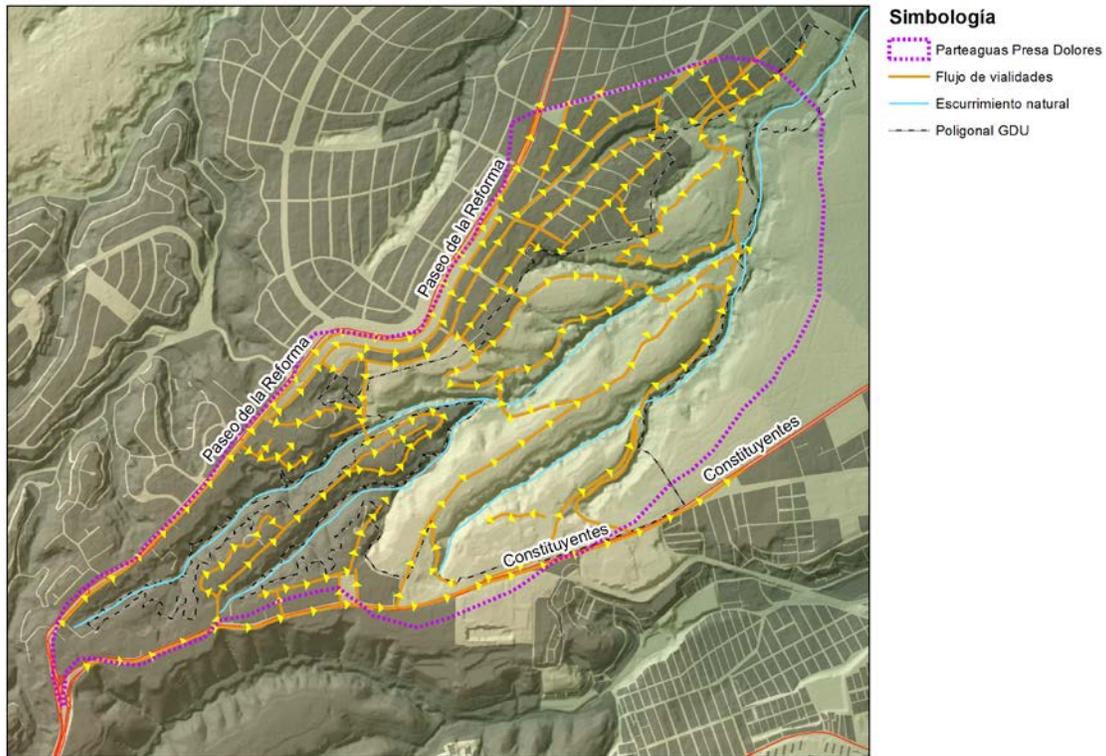


**Figura 31. Colectores principales relacionados a la cuenca de la Presa Dolores.**

### 3.3 Vialidades y escurrimientos pluviales

El estudio del escurrimiento por parte del ciclo hidrológico, incluye la distribución del agua y su trayectoria desde que se precipita sobre la tierra hasta que alcanza la red hidrográfica (escurrimientos naturales) o vuelve directamente a la atmósfera a través de la evapotranspiración. La distribución del volumen total de agua caída durante una precipitación dada, depende tanto de las características y condiciones físicas -naturales o artificiales- de la cuenca, como de las características de la propia precipitación.

En la imagen de vialidades y escurrimientos pluviales, los principales afluentes quedan representados en color anaranjado. El sentido de flujo predominante, representado con trayectorias amarillas, tiene una dirección suroeste - noreste. Se cuentan con aproximadamente 42,560 metros de vialidades pavimentadas al interior de la cuenca, las cuales desembocan dentro de las cañadas naturales, aportando un importante volumen de agua a la presa de Dolores.



**Figura 32. Vialidades y escurrimientos pluviales dentro de la cuenca**

#### **4. MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE LA CUENCA Y DIAGNÓSTICO**

##### **4.1. Descripción del modelo**

La modelación hidrodinámica es en esencia una simulación bidimensional de escurrimientos superficiales. La simulación se realiza a través de la resolución de las ecuaciones diferenciales de Saint Venant, las cuales modelan los cambios de caudal, velocidad y nivel de un líquido sobre un espacio bidimensional a lo largo del tiempo. Así mismo es utilizado para realizar la transformación de una lluvia dada en escurrimiento al interior de una cuenca.

La modelación hidrodinámica requiere de un modelo de terreno, el cual dicta los límites de la cuenca así como las direcciones que deberá tomar la escurrimiento, transformándola en una corriente de agua representable tanto en profundidad como velocidad. Al tratarse un modelo bidimensional, los resultados tienen la característica de poder ser representados en un plano horizontal, con lo cual es posible transmitir gráficamente los resultados.

##### **4.2. Armado de modelo**

El modelo o simulación hidrodinámica de la cuenca del Río Dolores requirió de tres insumos para operar, los cuales son: determinar las condiciones iniciales, el modelo de terreno, y el hietograma de lluvia. Se estableció un tiempo de cálculo de 86,400 segundos representando 1 día completo, a intervalos de tiempo de 300 segundos, dando un total de 288 instantes de resultados.

### Condiciones iniciales.

Periodo de retorno; Se determinaron 3 modelaciones, con valores de precipitación correspondientes a periodos de retorno ( $Tr$ ) de 2, 10 y 50 años. La relación entre el periodo de retorno y el volumen de precipitación es proporcional; un mayor número de años representa un suceso de precipitaciones muy por encima del promedio, considerándose como un suceso extraordinario pero con una frecuencia de ocurrencia mínima.

Condiciones de salida; La condición de salida del modelo está determinada por la obra de toma presente en la cortina de la Presa Dolores. Dicha obra opera a partir de la cota 2374 m.s.n.m. hasta la cota 2281 m.s.n.m.; ya que la función de la Presa Dolores es regular las crecientes en los periodos de tormenta y no la de almacenar. En el siguiente grafico podemos apreciar la relación entre la cota y el caudal de salida, pasando de 5 m<sup>3</sup>/s en la cota 2275 m.s.n.m. hasta los 30 m<sup>3</sup>/s, que es un rango de valores de caudal menor al gasto del  $Tr$  de 5 años (6.95 m<sup>3</sup>/s) en su valor más bajo, y mayor al gasto del  $Tr$  50 años (16 m<sup>3</sup>/s) en su valor más alto, lo que garantiza los diferentes escenarios modelados.



Condición de operación de la obra de toma de la Presa Dolores.

Coefficiente de rugosidad; El coeficiente de rugosidad determina la velocidad con la que un fluido puede desplazarse a lo largo de un cauce natural o canal artificial. Este coeficiente es mayor cuanto mayor rugosidad presenta la superficie de contacto, en nuestro caso las márgenes del cauce se encuentran en estado natural, por lo que se determinó un coeficiente de rugosidad de 0.032 (tabla de rugosidad de Manning).

**Modelo de terreno.** El modelo de terreno es la base que determina las condiciones físicas sobre las que operara el modelo. La malla utilizada para la modelación hidrodinámica proviene de un modelo de terreno LiDAR, con tamaño de la celda de 5 m x 5 m.

**Hietogramas.** Se utilizaron los valores de lluvia efectiva para los  $Tr$  de 5 años (2.95 mm), de 10 años (4.38 mm) y 50 años (8.19 mm), descompuestos en hietogramas de 4 horas, utilizando la metodología de Chen. En la figura 34 se presenta el Hietograma de la lluvia asociada al  $Tr$  de 50 años.

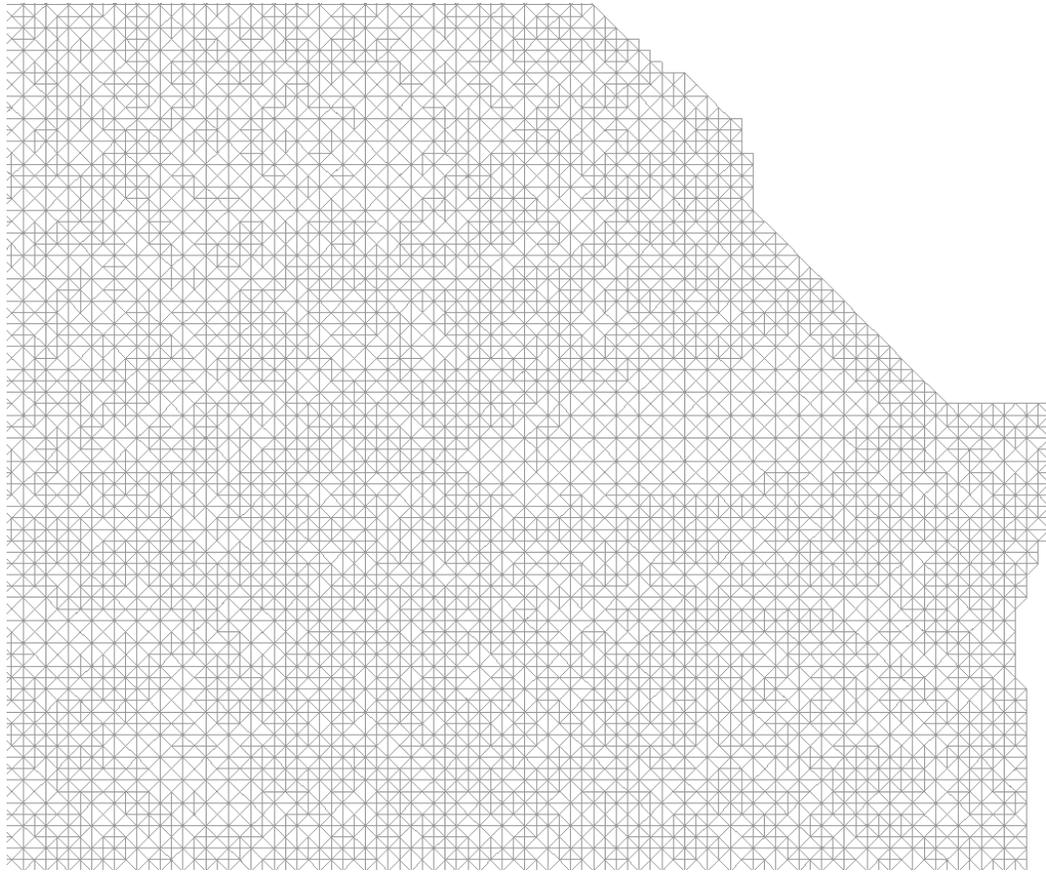


Figura 33. Detalle de la malla, con resolución de 5 m x 5m.

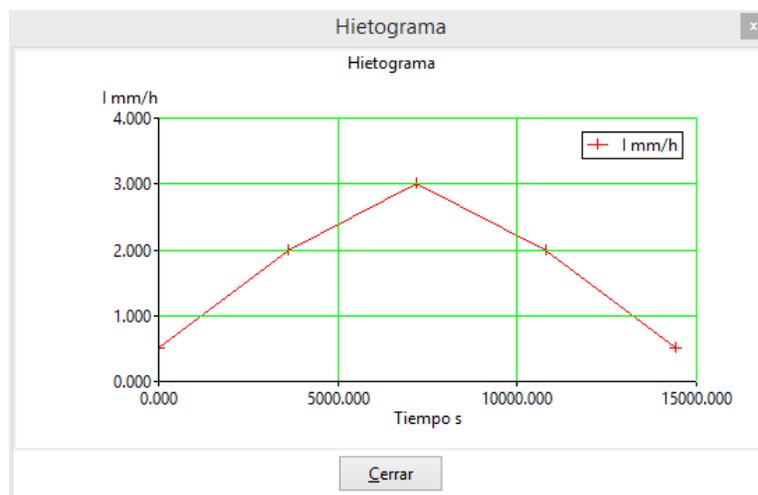


Figura 34. Detalle de hietograma de lluvia para Tr 50 años.

#### 4.4. Diagnóstico hidrológico y zonificación potencial

A modo de conclusión del presente documento se presentan recomendaciones tanto a nivel de cuenca, necesarias para garantizar el adecuado funcionamiento hidrológico del sistema, como una propuesta conceptual de manejo y aprovechamiento del entorno inmediato de la Presa Dolores.

A partir de los resultados obtenidos de la modelación hidrodinámica de la cuenca del Río Dolores, se identificaron 16 zonas con potencial de retención de agua. Estos sitios se localizan al interior de los escurrimientos en su tránsito hacia la Presa Dolores, por lo que la construcción de represas de gavión ayudaría a reducir las velocidades identificadas en las modelaciones y disminuir con ello procesos erosivos en las márgenes. En la figura 35 se enmarcan en color rojo las zonas identificadas con potencial de retención de humedad. En el caso de estructuras de estas características, el diseño se vincula con eventos de periodos de retorno de 10 a 50 años, por lo que con fines de seguridad se ha utilizado dicho periodo de retorno.

#### MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE FLUJO BIDIMENSIONAL Mapa de Resultados Tr 50 años

#### 16 ZONAS CON POTENCIAL DE RETENCIÓN

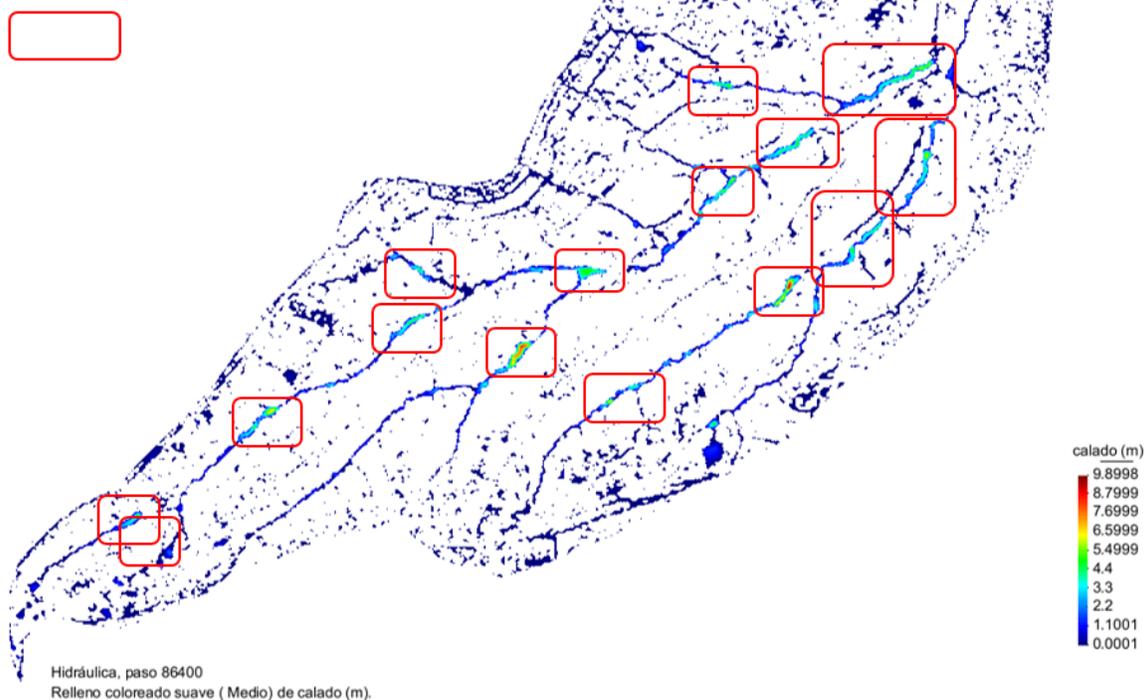


Figura 35. Zonas identificadas con potencial de retención de agua.

#### Propuesta conceptual de manejo de la Presa de Dolores.

Durante las visitas al sitio se identificaron las potencialidades paisajísticas que poseen tanto la Presa de Dolores como las superficies naturales de su entorno inmediato. Consideramos que el sitio cuenta con las características para desarrollar un sendero recreativo / contemplativo, un

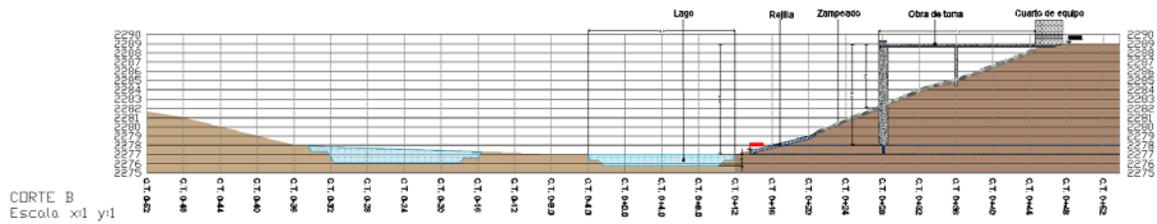
sedimentador en la entrada del embalse con gaviones para evitar el azolve prematura, y finalmente un cuerpo de agua permanente. Este último con la finalidad degenerar un microclima que permanezca durante todo el año gracias al aporte de agua residual tratada y no únicamente durante los meses de lluvia, como actualmente opera. Para controlar el ingreso de sedimentos, se ha propuesto un sistema de humedales con gaviones y disipadores de energía tecnificados con liner para retener los azolves arrastrados por la erosión en la cuenca, dicho sistema se ubica inmediatamente aguas arriba del espejo de agua propuesto, cuyo conjunto se muestra en la figura 36.



**Figura 36. Propuesta conceptual de manejo de la Presa de Dolores, TID.**

Con el dragado y reconfiguración del fondo de la Presa de Dolores se tendría un espejo de agua con una superficie aproximada de  $7,500 \text{ m}^2$ , y una capacidad volumétrica de  $7,000 \text{ m}^3$ . Considerando un volumen de evaporación de  $73 \text{ m}^3/\text{año}$  y un tiempo de residencia del agua menor a 8 días sería necesario el aporte de  $10 \text{ l/s}$  de agua residual tratada, lo que da lugar a un cuerpo de agua con las condiciones de calidad aptas para el contacto indirecto.

Para no comprometer la capacidad de regulación, principal función de la presa Dolores, serían necesarias obras de dragado y re configuración del fondo, manteniendo como NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias) del cuerpo de agua permanente la cota de desfogue, como se muestra en la figura 37.



**Figura 37. Propuesta conceptual de cuerpo de agua permanente, NAMO en cota de desfogue de la presa.**

## 6. PROPUESTA DE INGENIERÍA CONCEPTUAL DE ACCIONES HIDRÁULICAS

En la tabla 3 se presentan las acciones y los costos paramétricos de las acciones resultantes del presente estudio, del análisis especializado y de la interacción en las diversas reuniones con la Coordinación del Proyecto y del Consejo Rector. En esta tabla se incluyen los costos de los proyectos ejecutivos y costos paramétricos de las acciones, cuyos valores podrán cambiar en función de los proyectos ejecutivos.

Además se tuvieron una serie de reuniones técnicas con personal de SACMEX (Subdirección Técnica y Operativa) para exponer el proyecto y se obtuvo una respuesta favorable hacia el mismo, haciendo énfasis en la necesidad de exponer que la operación y mantenimiento deberá ser considerado por parte de los desarrolladores.

## CONCLUSIONES

El estudio hidrológico de la zona de estudio (3ª. Sección del Bosque de Chapultepec), enmarcada en la cuenca de la Presa Dolores de la Ciudad de México, arrojó como resultado que las altura se de lluvia para los Tr de 5, 10 y 50 años son 60 mm, 68 mm y 79 mm, respectivamente.

La Presa Dolores tiene una obra de toma que desaloja los gastos de diseño que van de 6.9 m<sup>3</sup>/s hasta 7.8 m<sup>3</sup>/s, aunque su infraestructura de operación requiere mantenimiento para garantizar el incremento de la vida útil de su operatividad.

A partir de los resultados de la modelación numérica de flujo bidimensional, se identificaron 16 sitios con potencial de retención de agua como disipadores de energía y para la retención de azolves, cuyo sistema constructivo sería de gaviones y que generarán una retención de humedad al subsuelo creando ecosistemas de contenido de agua subsuperficial.

Es viable implementar un lago permanente en la parte baja del embalse de la Presa Dolores, con una superficie de 7,000 m<sup>2</sup>, abastecido de 10 l/s de agua residual tratada y que servirá como elemento de paisaje y para actividades recreativas, potenciando el uso de la zona.

Se estimaron costos paramétricos de las acciones hidráulicas que forman parte del Plan Maestro de la 3ª. Sección del Bosque de Chapultepec, así como de los proyectos ejecutivos que se deberán desarrollar en una siguiente etapa.

## CRÉDITOS

Juan Ansberto Cruz Gerón  
Paola Patricia González Ordaz  
Eliud De La Rosa Camacho  
Cristopher Salvador Cipriano  
Rocío Fabiola Alvarado Celis

TALLER DE INGENIERÍA Y DISEÑO S.A. DE C.V.

San Lorenzo 153, Despacho 1001, Tlacoquemécatl-Del Valle, Benito Juárez, Cd. de México.

Tel +52(55)-5559-8371

[www.tallerid.com](http://www.tallerid.com)