

correspondencia biunívoca entre ambos, de modo tal que, cuando el valor de B aumenta, el de "q" disminuye y viceversa.

Esto conduce a formular las siguientes hipótesis: a) Si B crece cuando "q" se reduce, fijar el valor de "q" estrecharía la gama de valores de B y suavizaría su distribución espacial, tornándola más conveniente para interpolar. b) Aunque el "q" fijado no sea el óptimo local, la correlación entre intensidad, duración y recurrencia que plantea el DIT será alta, pues B compensa en parte la rigidez impuesta a "q".

La regresión sobre las ternas de los siete puestos ubicados en la Provincia de Córdoba, agrupados en una muestra única, arrojó para "q" el valor óptimo de 5/3 (1.6667), con coeficiente $r^2 = 0,97946$. Suponiendo que esa constante fuese válida para todo el territorio estudiado (situación que luego se comprobó puede considerarse en la totalidad del territorio Argentino), permitió también definir una relación biunívoca entre el factor de persistencia δy la duración de la lluvia, a través de la ecuación (3), con lo cual el DIT se convirtió en un modelo de 3 parámetros: A, B y C.

La ecuación de δ resultaría generalizable en la forma (Caamaño et al., 2010):

$$\delta = (\ln d)^{5/3}$$

Información disponible y obtención de las curvas i-d-f

Al estudiar los parámetros del modelo DIT, los autores han definido los siguientes valores, correspondientes a cada área de influencia de los pluviógrafos base de la Provincia de Córdoba.

ESTADÍSTICOS DE LOGARITMOS DE LLUVIA DIARIA Y PARÁMETROS DEL MODELO DIT (INA-CIRSA)						
ZONA estación	SIGLA puesto	μ media	σ desvío	A coef. Φ	B coef. δ	C L.indep.
Noreste	Ceres (Sta. Fé)	4.2549	0.3735	0.2910	0.1443	5.2115
Sierras	La Suela	4.1853	0.4166	0.3650	0.1363	4.8661
Este	M. Juarez	4.4444	0.3875	0.4100	0.1474	5.1078
Noroeste	V. Dolores	3.9714	0.3228	0.3180	0.1706	5.0586
Centro	Córdoba Obis.	4.2470	0.3439	0.3370	0.1581	5.1932
Suroeste	Río Cuarto	4.2772	0.3568	0.3557	0.1483	5.0034
Sur	Laboulaye	4.3398	0.3350	0.3940	0.1612	5.2101

Tabla 3: Parámetros del Modelo DIT.

Como se observa en la fila sombreada, para el caso de la localidad de James Craik, la estación pluviográfica de base será la de Córdoba Observatorio, debido a que la misma se encuentra dentro del área de influencia de dicha estación. La provincia está dividida en zonas homogéneas para transferencia de información de la lluvia. Entre los parámetros que se utilizaron para esta definición se encuentra la similitud climática y topográfica entre las zonas, y trayectoria y estructura de la tormenta similar.

Se puede definir "zona homogénea" como áreas donde todos los puntos experimentan eventos mediante iguales mecanismos de tormenta y movimientos totales de aire, pero no necesariamente con

quedando a disposición 141 de ellos, los cuales cuentan con registros diarios relativamente confiables, con longitudes de serie de entre 14 y 50 años.



Figura 10: Pluviómetros que cuentan con registros (SSRH).

Analizando dicho mapa, se puede observar que la localidad de James Craik queda afectada por la estación pluviográfica de Córdoba Observatorio, por lo tanto, se utilizarán los parámetros del Modelo DIT de la misma para luego transferir la misma al pluviómetro que se corresponda con la cuenca de estudio. Para ello se seleccionó la estación pluviométrica Oncativo, ubicada a aproximadamente 40 km de la localidad de James Craik.

Trabajando de la manera antedicha, podemos llegar a construir la curva I-d-f de la estación Oncativo, que nos va a servir para generar los hietogramas de diseño del loteo.

James Craik - Septiembre de 2021

OSCAR A. FASOLI
INTENDENTE MUNICIPAL



PABLO FREZZANO
ING.-CIVIL
E.N. 20047

Maria Ester Pozzo
D.N.I.: 10.320.573

P. Retorno	DURACIONES (MINUTOS)										
	5	10	15	30	60	120	180	240	300	720	1440
2	132.83	89.87	61.74	55.82	35.84	27.89	18.84	15.84	8.91	4.78	3.45
5	11.07	10.51	20.44	27.75	32.49	43.34	47.53	53.47	57.34	58.36	58.36
10	187.04	136.40	112.83	76.08	48.84	28.72	21.71	12.21	6.56	3.30	
15	15.17	25.77	34.81	34.81	34.81	34.81	34.81	34.81	34.81	34.81	34.81
30	215.19	161.48	132.42	88.94	57.73	33.14	23.87	14.44	7.33	3.57	
34	17.32	25.37	32.12	44.37	57.73	70.27	77.00	86.52	92.95	95.34	
50	167.12	142.84	118.24	107.48	98.08	81.89	63.07	47.30	34.26	24.75	
60	11.42	22.16	30.56	38.74	46.04	53.97	60.01	65.51	70.51	75.01	
100	284.21	216.34	177.43	125.83	77.32	47.06	34.30	18.34	10.38	5.30	
150	24.33	34.08	44.30	51.30	57.35	64.16	70.17	75.08	79.95	84.78	
200	219.43	228.27	196.56	153.50	93.89	52.15	38.70	21.40	11.50	5.90	
240	16.30	30.85	40.14	46.75	53.03	60.31	67.08	73.28	78.88	84.52	
250	320.50	285.87	214.70	146.44	86.06	57.26	41.82	23.20	12.67	6.47	
300	19.22	43.85	53.81	72.27	84.06	114.49	124.43	141.12	161.29	186.31	

Tabla 4: Curvas i-d-f de la estación Oncativo.

Graficando las curvas para las recurrencias dadas:

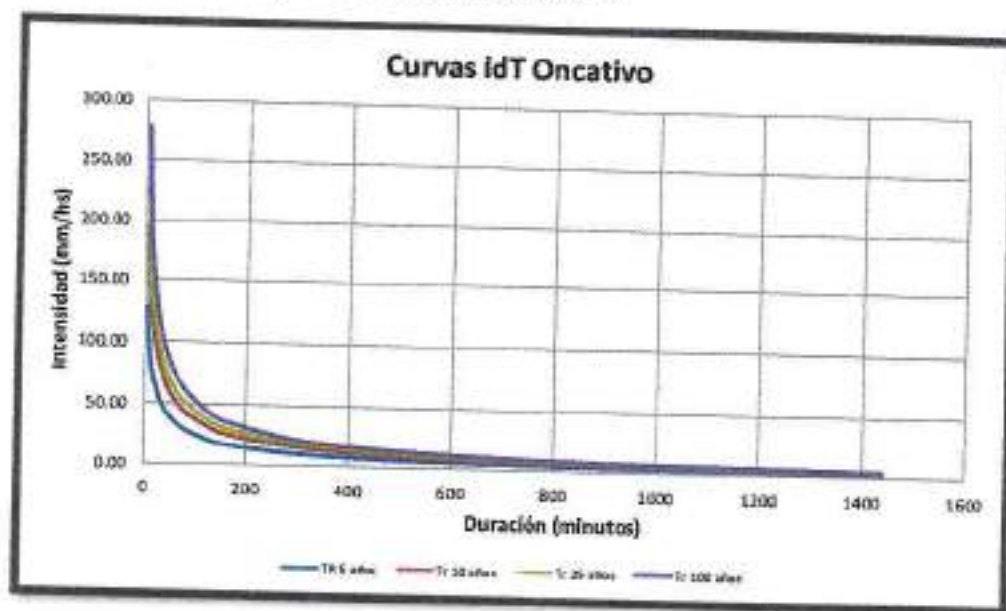


Figura 11: Curvas i-d-f Estación Oncativo.

Con las curvas i-d-f obtenidas, estamos en condiciones de determinar la lluvia de proyecto, lo que nos llevará finalmente a la determinación de los caudales de proyecto.

Con estos parámetros, y la distribución de precipitaciones de la Tabla 5, correspondiente a la Estación Pluviográfica perteneciente, podemos armar los hietogramas de diseño.

PATRONES TEMPORALES
HIETOGRAMA
PORCENTAJE DE PRECIPITACIÓN

SEXTIL	1°	2°	3°	4°	5°	6°
1	54	17	11.25	6	7	2
2	17.33	49	18.75	6.5	9	22
3	12.07	17	38.67	22.17	4	20
4	8.1	7	14.83	54.58	13	10
5	5.2	7.29	12.67	6.5	56	2
6	3.3	2.71	3.83	4.25	11	44

Tabla 5: Distribución de precipitaciones Estación Marcos Juárez.

Determinación del hietograma de diseño.

Por lo general, la duración de la tormenta de diseño se estima igual al tiempo de concentración de la cuenca, para este caso, adoptaremos una duración correspondiente a 1 hora. Dado que las cuencas son pequeñas, y las lluvias en el lugar sobrepasan usualmente esta duración, se verificará también para 3 horas de duración, la que representa mejor las tormentas que se dan en el lugar.

Se consideró una recurrencia de 5 y 100 años, tal como lo establece la repartición a cargo para las verificaciones de función complementaria, y básica, respectivamente.

De acuerdo al paso de cálculo utilizado, las lluvias se dividen en 6 pasos de cálculo, tanto para la lluvia de TR = 5 años como para la de TR = 100 años (paso de 10 y 30 minutos, respectivamente). Así las cosas, las lluvias resultan con las distribuciones establecidas en la siguiente tabla:

CONDICIONES DE LA TORMENTA	Intensidad (mm/hora)	TR (años)	P (mm)
	100	5	30.637

t (min)	P (mm)
10	18.24
20	6.78
30	4.30
40	3.09
50	2.28
60	1.78

t (min)	P (mm)
10	6.55
20	2.76
30	1.85
40	1.40
50	1.10
60	0.87

t (min)	P (mm)
10	4.01
20	1.48
30	1.00
40	0.76
50	0.59
60	0.45

CONDICIONES DE LA TORMENTA	Intensidad (mm/hora)	TR (años)	P (mm)
	100	5	47.335

t (min)	P (mm)
30	26.67
60	9.24
90	6.14
120	4.65
150	3.47
180	2.67

t (min)	P (mm)
30	9.08
60	3.22
90	2.16
120	1.60
150	1.21
180	0.92

t (min)	P (mm)
30	5.35
60	1.91
90	1.28
120	0.95
150	0.72
180	0.55

CONDICIONES DE LA TORMENTA	Intensidad (mm/hora)	TR (años)	P (mm)
	100	100	99.894

t (min)	P (mm)
10	37.34
20	14.25
30	9.13
40	6.92
50	5.20
60	4.08

t (min)	P (mm)
10	14.71
20	5.89
30	3.92
40	2.93
50	2.20
60	1.67

t (min)	P (mm)
10	7.75
20	2.84
30	1.88
40	1.40
50	1.07
60	0.81

CONDICIONES DE LA TORMENTA	Intensidad (mm/hora)	TR (años)	P (mm)
	100	100	30.016

t (min)	P (mm)
30	49.36
60	16.65
90	11.11
120	7.95
150	5.79
180	4.48

t (min)	P (mm)
30	15.84
60	5.33
90	3.56
120	2.64
150	1.97
180	1.49

t (min)	P (mm)
30	9.35
60	3.25
90	2.16
120	1.60
150	1.21
180	0.92

Tabla 6: Hietogramas de diseño.



OSCAR A. FASOLIS
 INTENDENTE MUNICIPAL

HABIB HERRERA
 ING. CIVIL
 N.º 10.320.673

Maria Ester Pozzo
 D.N.I. 10.320.673

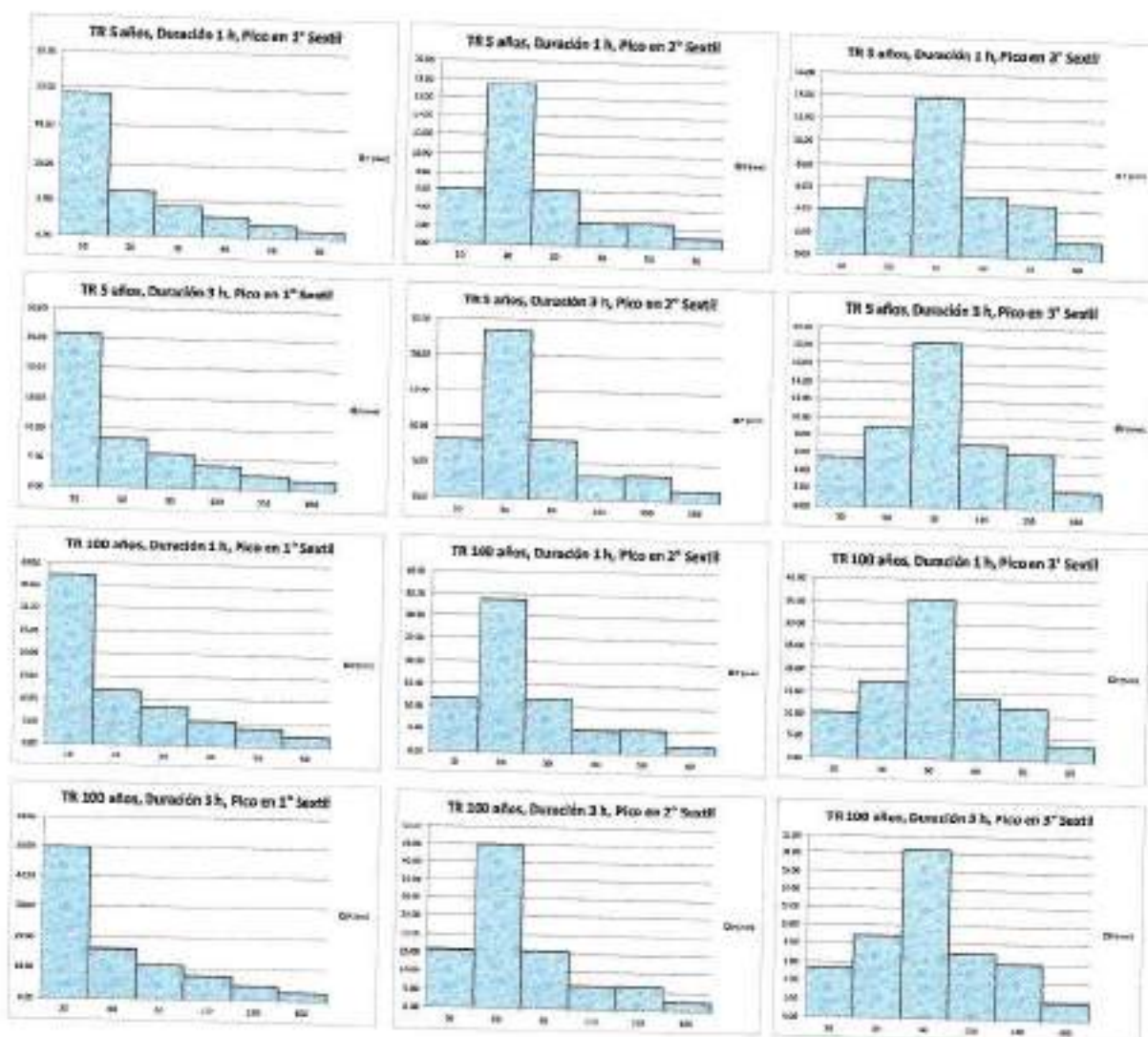


Figura 12: Histogramas de diseño.

Determinación de caudales para la situación actual.

Para la determinación de los caudales de diseño se hace necesario recurrir a los métodos de transformación lluvia-caudal. La bibliografía respecto a este tema es muy extensa, y existen numerosas metodologías de probados resultados. Se ha decidido la utilización del software HEC-HMS, mediante el modelo de producción y transferencia del hidrograma unitario del SCS (Soil Conservation Service), el cual representa bastante bien la realidad y ha sido probado en numerosas modelaciones. Para este trabajo se adoptaron recurrencias de 100 años (función básica) y 5 años (función complementaria).

Modelación con empleo de modelos computacionales (HEC - HMS)

El modelo HEC-HMS, de dominio público, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-1, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca la interfase gráfica de usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso y la posibilidad mediante HEC GeoHMS de conectar con el sistema de información geográfica ArcGIS. La aplicación incluye un modelo precipitación - escorrentía para la estimación de avenidas.

Características técnicas:

- Cálculo hidrológico de crecidas. Leyes de frecuencia.
- Visualización gráfica de datos y resultados.
- Ejecutable en entorno Microsoft Windows.

Aplicaciones: Cálculo hidrometeorológico de crecidas.

Mediante este software se introducen los datos de la cuenca y de la lluvia, y se determina el caudal pico de la crecida. Para ello se utilizó como función de producción la desarrollada por el Soil Conservation Service (S.C.S.) de EE.UU., que relaciona la lluvia efectiva acumulada (P_e) con lluvia bruta acumulada (P_b) mediante la ecuación:

$$P_e = \frac{(P_b - I_a)^n}{(P_b - I_a) + S}$$

dónde "Ia" designa las pérdidas que se producen al inicio del evento y "S" la capacidad de almacenamiento del suelo (infiltración acumulada).

Este modelo representa la evolución del coeficiente de escurrimiento superficial, desde 0 cuando el cúmulo de lluvia bruta es inferior a "Ia", hasta 1 cuando el cúmulo de lluvia bruta tiende a infinito.

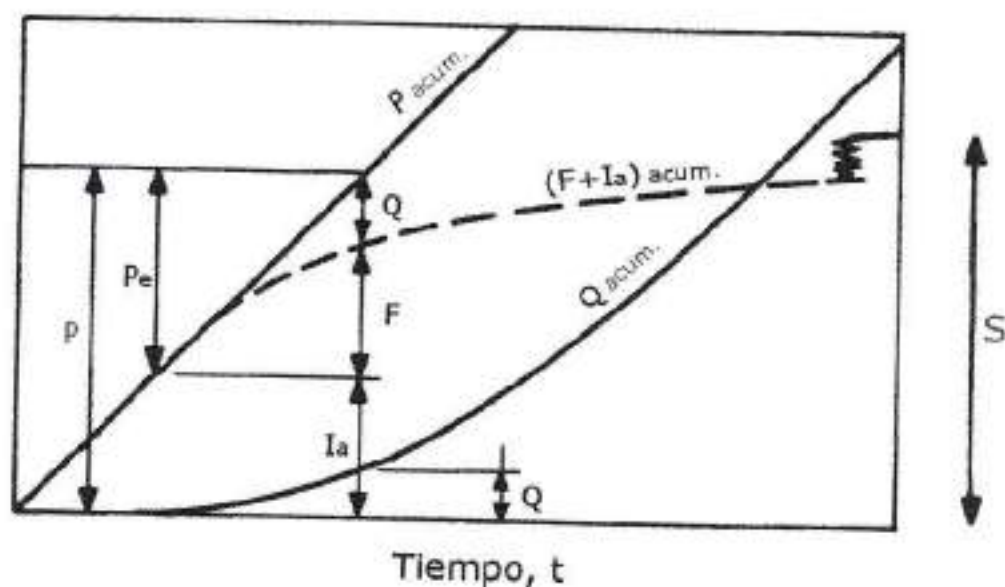


Figura 13: Precipitaciones y volúmenes acumulados en una tormenta de intensidad constante

Los parámetros de ajuste del modelo son I_a y S , cuyos valores generalmente son relacionados mediante la ecuación:

$$I_a = 0.2 * S$$

S puede también relacionarse con el Curve Number del SCS:

$$S = 2.57 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

El valor de CN de la cuenca natural fue estimado de acuerdo a Tabla 7, valores sugeridos por V.T. Chow (1994), para un tipo de suelo que se encontraría en la tipología B (suelos poco profundos, depositados por el viento, marga arenosa), y uso de suelo tipo tierra de cultivos o pastizales en condiciones medias. Se adoptó un valor de CN de 75, debido a la presencia de algunas construcciones y condiciones pobres de pastizales.



Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_s = 0,25$)

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidroológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pantales: condiciones pobres	68	79	85	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vega de riego: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	71	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas: condiciones: cubierta de pasto es el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto es el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Dientes industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencia ³				
Tamaño promedio del lote: Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, croquis, etc. ⁵	95	98	99	99
Calles y carreteras				
Pavimentados con curantas y alcantarillado ⁶	98	98	98	98
grava	75	85	89	91
tierra	72	82	87	89

¹ Para una clasificación más detallada de los sistemas de curva para usos agrícolas de la tierra, consulte el SOI Comunal Service, 1972, Cap. 8.
² Una tierra cubierta está protegida del pastaje, y los árboles del borde de la cubierta del suelo.
³ Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los negocios se dirige hacia la calle, con un sistema del agua del techo o rígida hacia el río y desde donde puede ser una infiltración adicional.
⁴ Los datos promedio se basan (excepto) en viviendas como parcelas y tienen condiciones para otros sistemas de curva.
⁵ En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Tabla 7: Determinación de CN de la cuenca.

Modelación con Modelo de Transferencia tipo Hidrograma Unitario SCS

El hidrograma adimensional del SCS (Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU.) es un hidrograma unitario sintético en el cual se expresan los caudales en función del caudal pico, qp y los tiempos en función del tiempo al pico, Tp (Figura 14 a). Los valores de qp y Tp se estiman basándose en el hidrograma unitario triangular del SCS (Figura 14 b).

Basándose en una gran cantidad de hidrogramas unitarios, el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse a $1,67 Tp$. Como el área del hidrograma es igual a 1 cm , se demuestra que:

$$qp = 2,08 \times A / Tp$$

Ec. 1



PABLO BRESANO
 C.O.B. - CIVIL
 N.R. 20842

Maria Ester Pozzo
 D.N.I.: 10.320.573

donde q_p es el caudal pico [$m^3/s\text{-cm}$], A es el área de drenaje [km^2] y T_p es el tiempo al pico [hs]

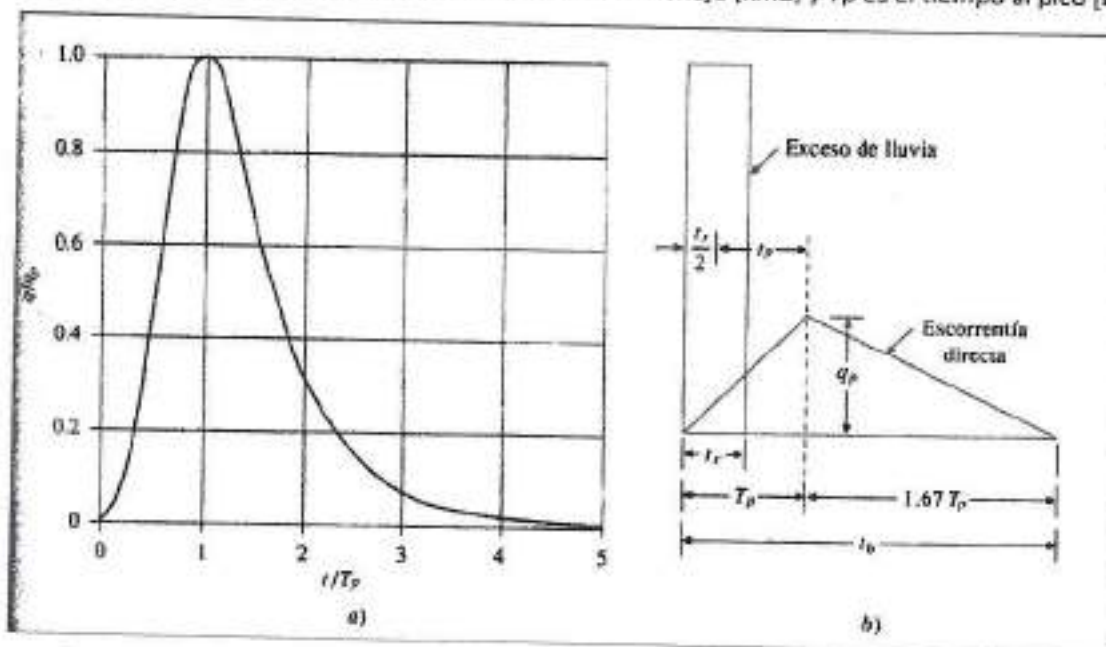


Figura 14: a) hidrograma adimensional del SCS; b) hidrograma unitario triangular. Fuente: Chow et al. 1994.

Tiempo de concentración de la cuenca, T_c .

De acuerdo con esta definición, podría calcularse el tiempo de retardo, t_p , también llamado t_{lag} , como:

$$t_{lag} = 0,6 \times T_c$$

Ec. 2

Este valor es el que el programa necesita como dato para realizar la transformación.

Para la cuenca de estudio, se especificó un tiempo $t_{lag} = 0.6 \times T_c$

En primera instancia, se corrió el modelo con la cuenca en estado actual, para estimar los caudales presentes, y luego compararlos con los futuros. Se adjuntan los hidrogramas de salida de esta cuenca, para los TR de 5 y 100 años:

Resultados:

Para la cuenca en estado actual, los resultados que muestran un pico más alto, se corresponden con una duración de 1 hora y pico en el 2° sextil para ambas recurrencias. Se muestran a continuación los resultados totales, y los hidrogramas de salida de las tormentas que arrojaron los picos máximos:

CAUDALES (m ³ /s)		ESTADO ACTUAL					
TR	5 AÑOS	Duración 1 h			Duración 3 hs		
		Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.	Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.
		0.345	0.420	0.390	0.320	0.375	0.338
100 AÑOS		Duración 1 h			Duración 3 hs		
		Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.	Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.
		1.1	1.33	1.24	1.010	1.160	1.010

Tabla 8: Caudales obtenidos por Hidrograma Unitario SCS para el estado actual.

TR = 5 años.

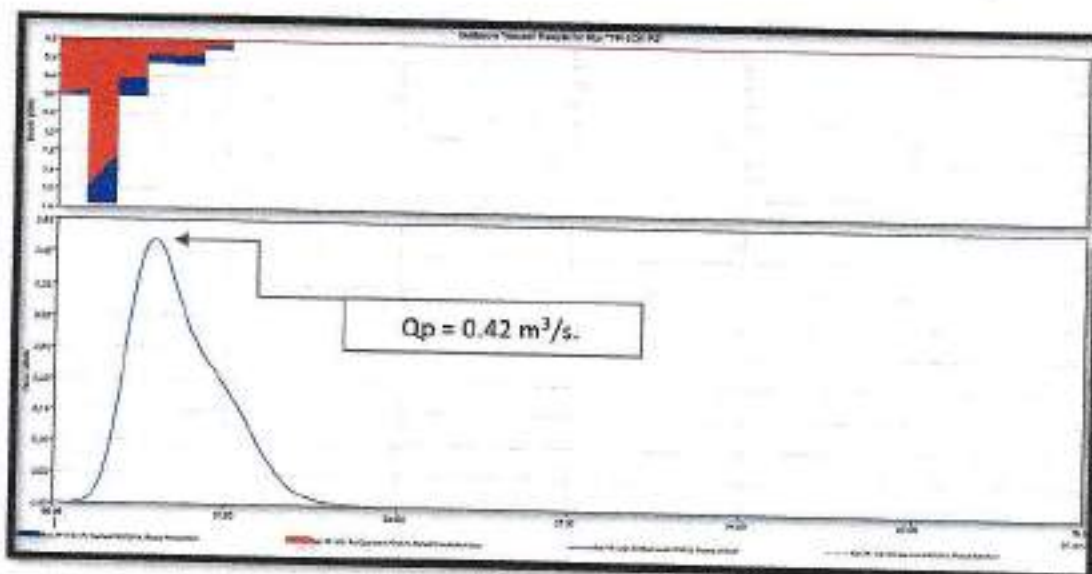


Figura 15: Hidrograma obtenida utilizando el método de transferencia tipo SCS para TR = 5 años.

TR = 100 años.

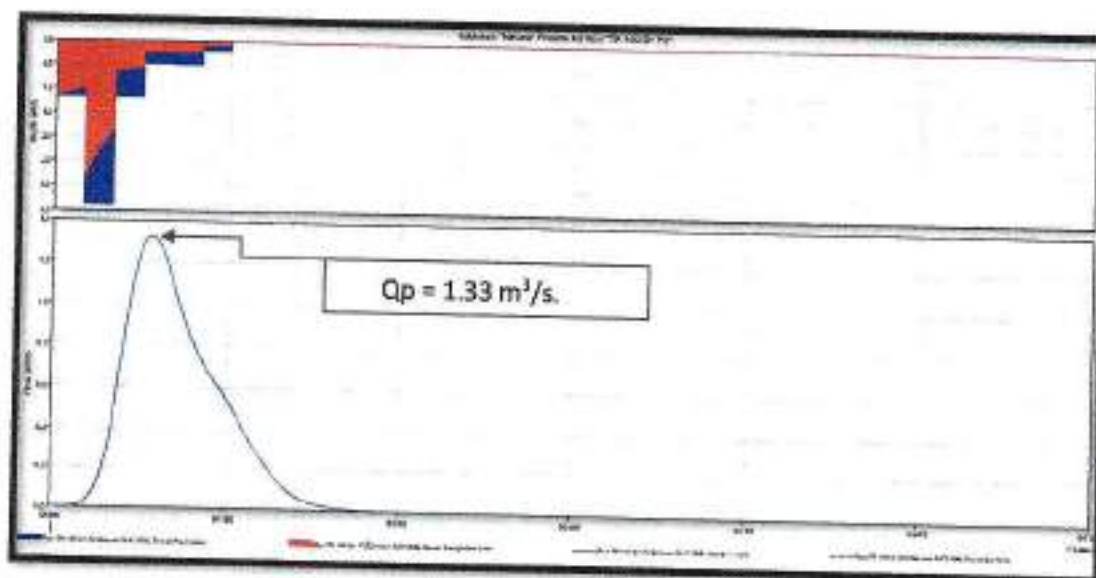


Figura 16: Hidrograma obtenida utilizando el método de transferencia tipo SCS para TR = 100 años.

Determinación de caudales para la situación futura.

Para la estimación de caudales en la situación futura se contó con el proyecto de la distribución de lotes y calles dentro de la parcela. Esta situación lleva a modificar los escurrimientos, induciendo que los mismos sean dirigidos hacia las calles, las que ofician de conducciones hasta el punto de salida. Lo que aquí se realiza es modificar el uso de suelo, reemplazándolo por el uso residencial que tendrá el futuro loteo.

Para ello se considera al loteo con la totalidad de las parcelas ocupadas y sobre cada una de ellas se aplica un factor de ocupación de suelo de 60% (0.6). También se considera a la totalidad de las calles en la condición de pavimentadas. Todo esto de modo de generar la situación más desfavorable (menos permeable) del terreno. El escurrimiento futuro se realizará de acuerdo a lo indicado arriba (Figura 8), con los niveles de calles proyectados en planos.

Tomando las características de cada subcuenca de la Figura 8, y dividiendo las correspondientes áreas de cada una entre calles pavimentadas, espacios verdes y residencial, es posible determinar para cada una de ellas las modificaciones de uso de suelo de los mismos, como se muestra en la siguiente tabla:

Cuenca	Área pavimentada	Área esp. Verde	Área residencial	Área esp. Verde Residencial	Área construcción	% Esp. Verde
SC1	0.00049	0.0001	0.0003	0.0001	0.0002	28
SC2	0.00076	0.0002	0.0003	0.0001	0.0002	25
SC3	0.00140	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	30
SC4	0.00085	0.0005	0.0044	0.0018	0.0026	40
SC5	0.00064	0.0005	0.0022	0.0009	0.0013	40
SC6	0.00055	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC7	0.00095	0.0004	0.0022	0.0009	0.0013	36
SC8	0.00116	0.0002	0.0017	0.0007	0.0010	30
SC9	0.00070	0.0005	0.0033	0.0013	0.0020	40
SC10	0.00062	0.0004	0.0016	0.0007	0.0010	41
SC11	0.00054	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC12	0.00089	0.0003	0.0023	0.0009	0.0014	35
SC13	0.00202	0.0004	0.0028	0.0011	0.0017	29
SC14	0.00079	0.0005	0.0033	0.0013	0.0020	40
SC15	0.00062	0.0004	0.0017	0.0007	0.0010	41
SC16	0.00061	0.0001	0.0011	0.0004	0.0007	31
SC17	0.00048	0.0001	0.0003	0.0001	0.0002	28
SC18	0.00074	0.0002	0.0003	0.0001	0.0002	25
SC19	0.00118	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	31
SC20	0.00085	0.0005	0.0044	0.0018	0.0026	40
SC21	0.00065	0.0005	0.0022	0.0009	0.0013	40
SC22	0.00054	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC23	0.00095	0.0004	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC24	0.00108	0.0003	0.0017	0.0007	0.0010	30
SC25	0.00070	0.0005	0.0033	0.0013	0.0020	40
SC26	0.00061	0.0004	0.0017	0.0007	0.0010	41
SC27	0.00054	0.0003	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC28	0.00090	0.0004	0.0022	0.0009	0.0013	38
SC29	0.00123	0.0003	0.0016	0.0007	0.0010	29
SC30	0.00070	0.0005	0.0033	0.0013	0.0020	40
SC31	0.00061	0.0004	0.0017	0.0007	0.0010	41
SC32	0.00208	0.0004	0.0022	0.0009	0.0013	27
SC EV1	0.00000	0.0024	0.0000	0.0000	0.0000	100
SCR1	0.00000	0.0024	0.0000	0.0000	0.0000	100
SCR2	0.00000	0.0024	0.0000	0.0000	0.0000	100

Tabla 9: Modificaciones de uso de suelo en situación futura.

En la última columna se muestra el porcentaje de terreno de la cuenca que quedaría sin modificar, de modo de tener una idea clara de cuanto es la variación que debemos suponer en los métodos para estimar caudales.

Modelación con empleo de modelos computacionales (HEC – HMS)

Para el empleo de estos modelos es necesario determinar el nuevo valor de CN, ya que ahora contamos con un tipo de suelo diferente al de la situación actual. Para su determinación, se tomaron las superficies que ocupa cada tipo de suelo y se asignó un valor de CN a cada uno de la Tabla 7, para luego ponderar los mismos dada la superficie de cada uno de ellos.

Se consideraron 3 tipos de CN:

- Pavimentos: 98
- Construcciones: 100
- Espacios verdes: 67

Con lo que los valores resultantes de CN son los mostrados en la tabla siguiente:

Cuenca	Área pavimentada CN = 95	Área esp. Verde CN = 67	Área residencial	Área esp. Verde Residencial CN=67	Área construcción CN=100	% Esp. Verde	AEV x CNpav	AEV x CNv	ACore x CNcore	CN = 3(A*CNPA) +
SC1	0.0049	0.001	0.0003	0.0017	0.0002	28	0.0477	0.0168	0.0164	89
SC2	0.0076	0.002	0.0003	0.0003	0.0002	26	0.0741	0.0266	0.0175	81
SC3	0.0140	0.003	0.0022	0.0009	0.0012	30	0.1969	0.0723	0.1311	83
SC4	0.0395	0.005	0.0044	0.0016	0.0026	40	0.0830	0.1030	0.2641	87
SC5	0.0054	0.003	0.0022	0.0009	0.0013	40	0.0629	0.0883	0.1321	86
SC6	0.0055	0.003	0.0022	0.0009	0.0012	38	0.0535	0.0781	0.1325	87
SC7	0.0095	0.004	0.0022	0.0009	0.0013	38	0.0835	0.0880	0.1321	88
SC8	0.0118	0.002	0.0017	0.0007	0.0010	30	0.1137	0.0610	0.0891	89
SC9	0.0370	0.005	0.0033	0.0013	0.0026	40	0.0886	0.1249	0.1989	88
SC10	0.0182	0.004	0.0018	0.0007	0.0010	41	0.0610	0.0737	0.0890	88
SC11	0.0354	0.003	0.0022	0.0009	0.0013	38	0.0531	0.0779	0.1319	87
SC12	0.0388	0.003	0.0022	0.0009	0.0014	35	0.0672	0.0819	0.1386	86
SC13	0.0202	0.004	0.0028	0.0011	0.0017	29	0.1884	0.1005	0.1850	86
SC14	0.0107	0.006	0.0035	0.0013	0.0020	40	0.0886	0.1219	0.1979	88
SC15	0.0182	0.004	0.0017	0.0007	0.0010	41	0.0812	0.0737	0.0891	88
SC16	0.0181	0.001	0.0011	0.0004	0.0007	31	0.0602	0.0391	0.0654	83
SC18	0.0074	0.002	0.0003	0.0001	0.0002	28	0.0486	0.0168	0.0165	89
SC18	0.0118	0.003	0.0022	0.0009	0.0013	35	0.0721	0.0189	0.0189	81
SC20	0.0005	0.000	0.0044	0.0015	0.0025	40	0.1160	0.0767	0.1320	85
SC21	0.0005	0.003	0.0022	0.0009	0.0013	40	0.0829	0.1537	0.2640	87
SC22	0.0084	0.003	0.0022	0.0009	0.0013	40	0.0838	0.0897	0.1320	86
SC23	0.0095	0.004	0.0022	0.0009	0.0013	39	0.0525	0.0789	0.1320	87
SC24	0.0108	0.003	0.0017	0.0007	0.0010	36	0.0927	0.0854	0.1323	88
SC25	0.0070	0.005	0.0033	0.0013	0.0020	40	0.1072	0.0610	0.0890	89
SC26	0.0001	0.004	0.0017	0.0007	0.0010	41	0.0602	0.0736	0.0890	86
SC27	0.0054	0.005	0.0029	0.0009	0.0013	38	0.0529	0.0780	0.1320	87
SC28	0.0000	0.004	0.0022	0.0009	0.0013	38	0.0833	0.0654	0.1020	87
SC29	0.0012	0.003	0.0019	0.0007	0.0010	38	0.1295	0.0611	0.0890	90
SC30	0.0079	0.003	0.0033	0.0013	0.0020	40	0.0696	0.1219	0.1980	86
SC31	0.0091	0.004	0.0017	0.0007	0.0010	41	0.0601	0.0736	0.0890	86
SC32	0.0028	0.004	0.0022	0.0009	0.0013	27	0.2036	0.0893	0.1337	90
SC E V 1	0.0000	0.004	0.0006	0.0000	0.0000	100	0.0000	0.1582	0.0000	87
SC R 1	0.0000	0.004	0.0006	0.0000	0.0000	100	0.0000	0.1582	0.0000	87
SC R 2	0.0000	0.004	0.0006	0.0000	0.0000	100	0.0000	0.1582	0.0000	87

Tabla 10: Determinación de CN para subcuencas en estado futuro.

Con estos datos, fue posible representar la cuenca del loteo, con sus subcuencas en el modelo:



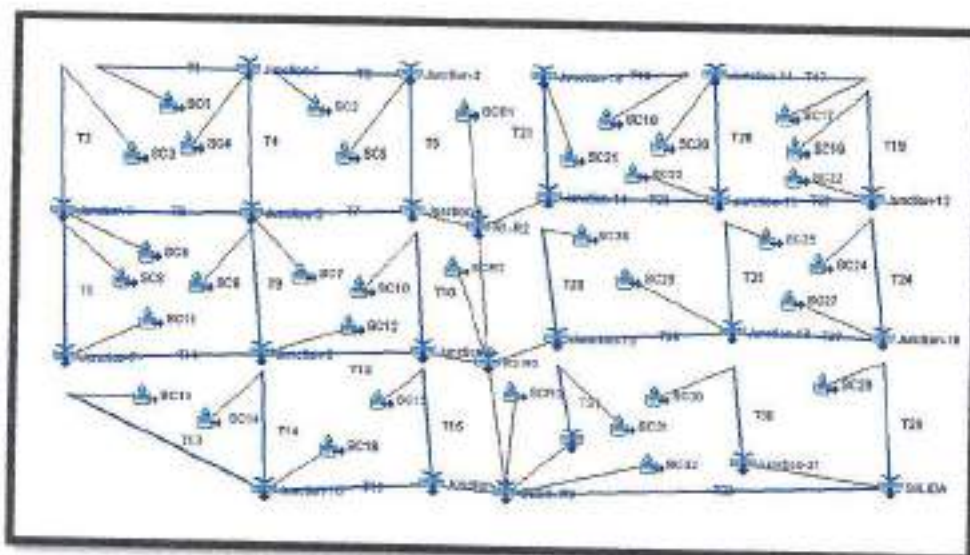


Figura 17: Esquema de modelación con HEC-HMS.

Modelo de transferencia tipo SCS

Incluyendo los valores de CN y Tc para la situación futura, y estimando los tránsitos mediante el Método de Muskingum, con el coeficiente K calculado como $0.6xT$, y adoptando el valor $X = 0.002$, se llega a los siguientes resultados:

Los caudales máximos para esta situación se dan para duración de 3 horas y pico en el 2° sextil para TR = 5 años y de 1 hora y pico en el 2° sextil para Tr = 100 años:

CAUDALES (m ³ /s)		ESTADO FUTURO SIN REGULACIÓN					
TR	5 AÑOS	Duración 1 h			Duración 3 hs		
		Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.	Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.
		0.490	0.580	0.580	0.460	0.595	0.540
	100 AÑOS	Duración 1 h			Duración 3 hs		
		Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.	Pico 1° S.	Pico 2° S.	Pico 3° S.
		1.88	1.93	1.04	1.530	1.770	1.530

Tabla 11: Caudales obtenidos por Hidrograma Unitario SCS para estado futuro

TR = 5 años.

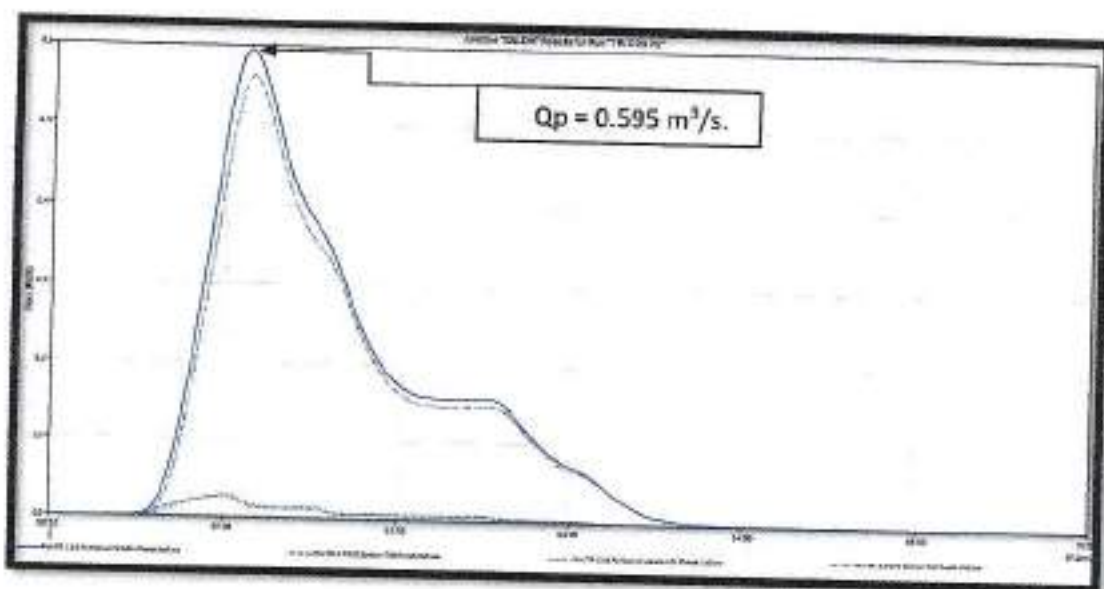


Figura 18: Hidrograma obtenido utilizando el método de transferencia tipo SCS para TR = 5 años.

TR = 100 años.

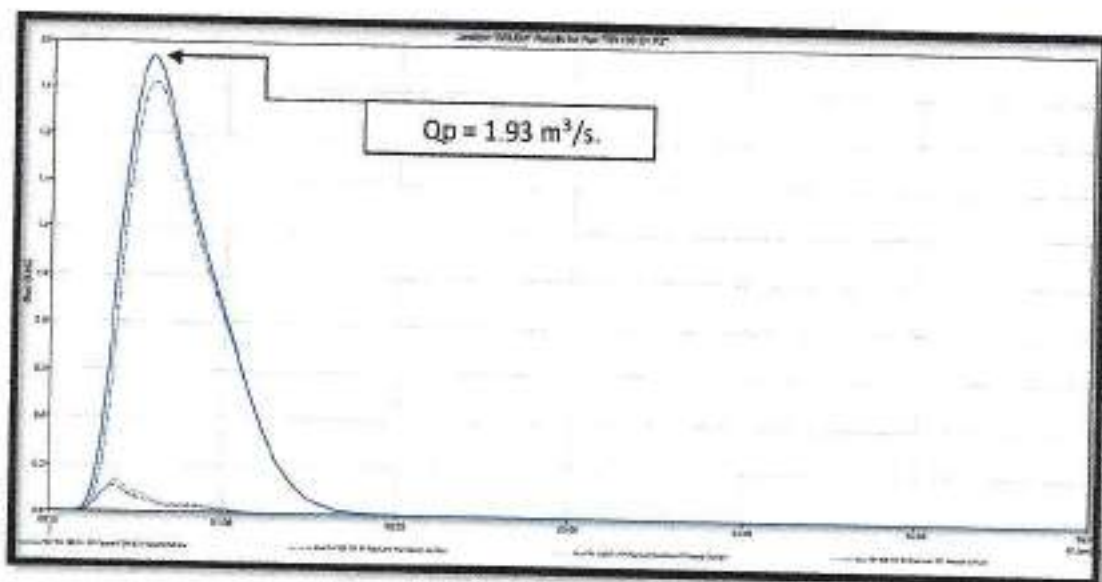


Figura 19: Hidrograma obtenido utilizando el método de transferencia tipo SCS para TR=100 años.

James Craik - Septiembre de 2021

OSCAR A. FASOLI
INTENDENTE MUNICIPAL


 María Ester Pozzo
 D.N.I. 10.320.573

Resumen de Resultados obtenidos

A continuación, se muestra un cuadro comparativo de los caudales resultantes en la cuenca para las situaciones presente y futura.

Cuenca	Caudales obtenidos [m ³ /s]			
	TR = 5 años		TR = 100 años	
	Estado actual	Estado Futuro	Estado actual	Estado Futuro
Loteo	0.420	0.595	1.330	1.930

Tabla 12: Caudales adaptados para situación actual y futura.

Como se observa en la tabla, los valores de caudal se incrementan para la situación futura, lo cual concuerda con lo predicho, dadas las nuevas características del terreno. Sin embargo, debido a la superficie del loteo, la magnitud de los incrementos y la posibilidad de extraer los mismos de manera segura hacia el canal ubicado aguas abajo, se decide por parte del Municipio no regular los excedentes hídricos.

Verificación Vial Interior y Regulación de Excedentes

Proyecto y Verificación de Reservorios

Dadas las dimensiones y distribución de espacios verdes, se ha optado por utilizar los cancheros centrales del Boulevard Central como retenciones de agua. Analizando las superficies y volúmenes de retención disponibles, se optó por utilizar los espacios verdes ubicados al centro y sur para retener y regular los excedentes hídricos. Los mismos trabajarán como un único espacio a los fines de la regulación, es decir, no esperándose retención en el paso de R1 a R2. El objeto de los mismos es el de permitir regular el excedente hídrico que saldrá del loteo, de modo de generar el menor impacto posible aguas abajo del mismo. De esta forma, podemos definir al Reservorio R1 como el ubicado al centro, compuesto por el canchero central, el que tendrá salida hacia el Sur, hacia R2, ubicado en el sur del loteo, finalizando con la obra de descarga R2 compuesto por un descargador de fondo y un vertedero. El Reservorio R1 tendrá 2 ingresos, con una cota de entrada de 269.47 msnm, y una cota de salida de 269.00 m, permitiendo una profundidad útil de retención, incluyendo los taludes de cordón cuneta (+0.15 m), de 0.62 m. Los ingresos proyectados se materializan mediante bocas de tormenta, los cuales tienen las dimensiones indicadas en planos. El vínculo entre R1 y R2 serán 8 tubos de PVC de 200 mm, los que atraviesan la Calle Pública 3 por debajo de la misma. En tanto que para R2, los 2 ingresos tendrán una cota de 269.30 m. La obra de salida se compone de un descargador de fondo, ubicado a la cota de fondo de R2 (268.95 msnm), y un vertedero sobre calzada, a cota 269.25 msnm, que permitirá evacuar las crecidas de mayor recurrencia.

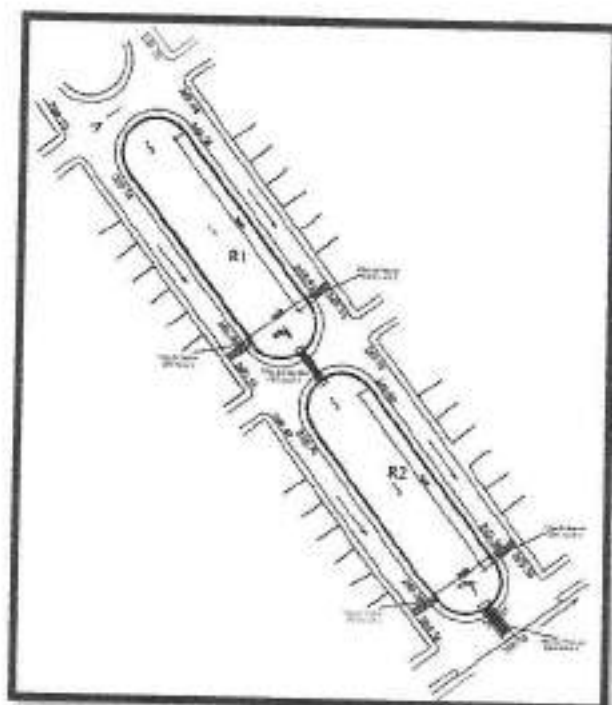


Figura 20: Detalle de Reservorios.

De esta manera, podemos modelar mediante HEC-HMS el funcionamiento de la regulación propuesta. En primera instancia se dimensionan las obras de salida. Para la verificación de estas obras, se utilizará el software computacional Hy-8, en su versión 7.2, el cual ha sido desarrollado por la Federal Highway Administration (FHWA), dependiente del Departamento de Transporte de EE.UU, en cooperación con la Brigham Young University.

Dicho programa posee una interfaz fácilmente trabajable que permite introducir datos y obtener resultados de manera rápida y confiable. Los cálculos hidrológicos que utiliza el programa fueron extraídos del manual desarrollado por la FHWA: Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, cuya tercera edición fue publicada en el año 2006.

El programa permite analizar, entre otros, la forma de trabajo de las alcantarillas, colocar baterías de alcantarillas en un mismo cruce o en varios de ellos, considerar la altura de rasante del camino y verificar si habrá escurrimiento sobre el mismo o no, cuantificando cada uno, además de extraer tablas, gráficos e información clave de los parámetros principales para el cálculo.

OBRA DE SALIDA:

El programa solicita para modelar la influencia del reservorio la curva altura-superficie y altura-descarga. Para la primera de ellas no tenemos más que medir la superficie del espacio verde, el cual será utilizado en su totalidad como reservorio, y será continuado en altura hasta la cota máxima:

H	S
[m]	[m ²]
268.95	0
268.96	2366.66667
269	4733.33333
269.47	4733.3333

Tabla 13: Curva altura-superficie de R.

Para la modelación del descargador de fondo, se adoptaron 8 tubos de PVC de 200 mm de diámetro, el cual tendrá una longitud suficiente para cruzar bajo la vereda y calzada de Calle Pública 3 hasta llegar al camino público paralelo a este, ubicado a una cota más baja, y descargar hacia allí sus excedentes. Cabe la mención que este descargador debe satisfacer la condición de generar aguas abajo un valor de caudal del orden que tendría la cuenca en estado natural para TR = 5 años ($Q=0.42$ m³/s). Con estos datos se determinó la curva de altura – caudal erogado. En la figura se muestran los parámetros principales del cruce, necesarios para su verificación:

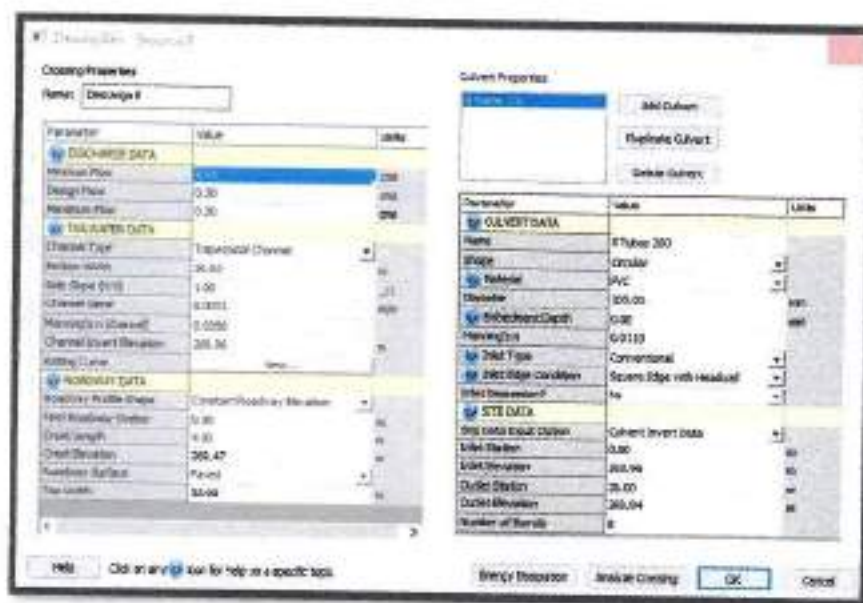


Figura 21: Datos necesarios para modelar alcantarillas con Hy-8.

El programa pide como datos para realizar el cálculo un intervalo de caudales, datos del canal (forma, ancho, pendiente, n de Manning, etc), del camino (forma, ancho, elevación, superficie, etc), de la alcantarilla (material, forma, dimensiones, n de Manning, condiciones de entrada, etc) y del sitio de implantación (estaciones de entrada y salida, elevaciones y número de alcantarillas en la batería).

Una vez introducidos los datos, se puede visualizar la situación planteada en la pantalla gráfica del programa, el programa permite 3 vistas, frontal, lateral y superior.

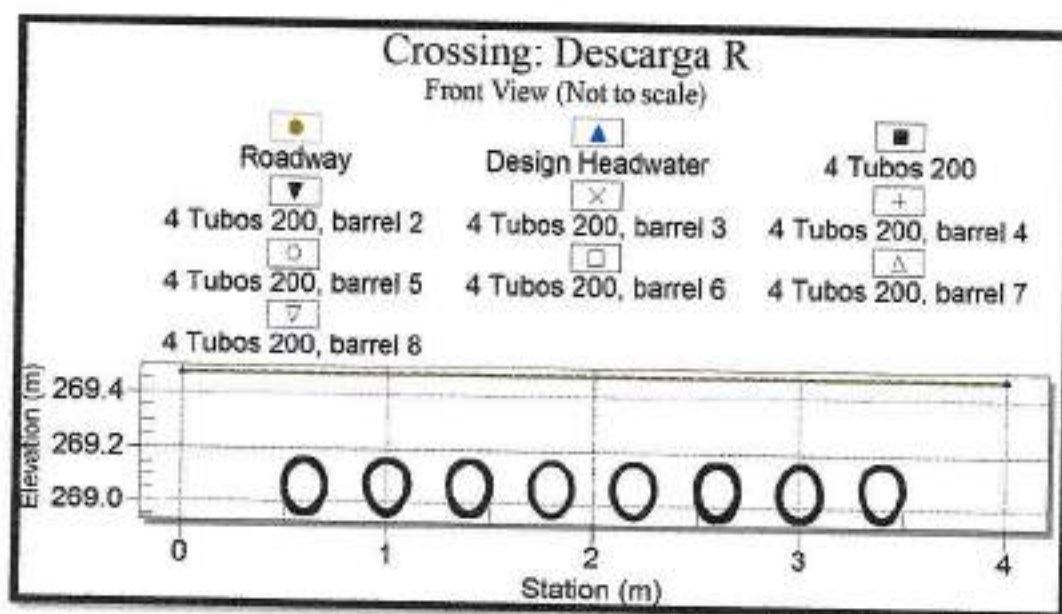


Figura 22: Vista Frontal de la Obra de Descarga.

Una vez realizada la verificación gráfica de los valores ingresados, se corre el programa y se extraen los valores correspondientes a la curva de altura - descarga (H-Q) de la alcantarilla. El programa permite exportar estas tablas a formato Microsoft Excel, para hacerlas trabajables.

Un dato que el programa da por defecto en la tabla de salida es el valor de caudal para el cual se produce el desborde al otro lado de la obra, conocido como "Overtopping". En este caso, se establece una cota de 132.61 m, cota máxima del reservorio. En el modelado de la alcantarilla se coloca solamente la cota de "Overtopping" en el valor antedicho.

Headwater Elevation (m)	Total Discharge (lms)	4-Tubos 200 Discharge (lms)	Speedway Discharge (lms)	Iterations
258.96	0.00	0.00	0.00	1
259.03	0.03	0.03	0.00	1
259.09	0.06	0.06	0.00	1
259.12	0.09	0.09	0.00	1
259.15	0.12	0.12	0.00	1
259.18	0.15	0.15	0.00	1
259.23	0.18	0.18	0.00	1
259.29	0.21	0.21	0.00	1
259.35	0.24	0.24	0.00	1
259.42	0.27	0.27	0.00	1
259.48	0.30	0.30	0.01	13
259.47	0.29	0.29	0.00	Overtopping

Tabla 14: Curva altura-caudal de Descargador de fondo R1.

Para evacuar la crecida de 100 años de recurrencia, se proyecta sobre el descargador de fondo un vertedero rectangular de pared delgada, el cual se plantea con un ancho de 4.00 m, y una cota de labio de 269.25 msnm, cuya ecuación de cálculo de descarga simplificada para cuando la velocidad de aproximación es nula o prácticamente nula es la siguiente:

$$Q = C_w \cdot L \cdot H^{3/2}$$

Donde:

Q = Caudal en m3/s

C_w = Coeficiente indicador de las condiciones de escurrimiento del agua de vertedero y por la velocidad de aproximación (de tabla).

L = Longitud de la solera del vertedero en m.

H = Altura de la lámina vertiendo sobre la cresta en m.

H _g	h=0.00	h=0.10	h=0.20	h=0.40	h=0.60	h=0.80	h=1.00	h=1.20
0.5	2.335	2.265	2.172	2.255	2.263	2.262	2.262	2.261
1.0	2.082	2.001	2.037	2.030	2.027	2.026	2.025	2.024
2.0	1.954	1.935	1.919	1.912	1.909	1.908	1.907	1.906
10.0	1.871	1.855	1.824	1.817	1.815	1.814	1.813	1.812
inf	1.645	1.615	1.601	1.750	1.751	1.750	1.750	1.750

Tabla 15: Coeficiente C_w para cálculo de descarga de vertederos

OSCAR ALFONSO FASONI
INTENDENTE MUNICIPAL

MARÍA ESTER POZZO
D.N.I. 10.320.573

Con esta fórmula, podemos determinar la capacidad de evacuación del vertedero, y sumándola con la del descargador de fondo, obtener la curva H-Q de la obra de salida:

Cota [m]	Q Desc. [m ³ /s]	Q Vert. [m ³ /s]	Q total [m ³ /s]
268.96	0	0.000	0.000
269.05	0.03	0.000	0.030
269.09	0.06	0.000	0.060
269.12	0.09	0.000	0.090
269.15	0.12	0.000	0.120
269.18	0.15	0.000	0.150
269.23	0.18	0.000	0.180
269.29	0.21	0.073	0.283
269.35	0.24	0.289	0.529
269.42	0.27	0.641	0.911
269.47	0.29	0.943	1.233

Tabla 16: Cálculo de curva H-Q de obra de salida R1.

MODELACIÓN CON RESERVORIO:

Para evaluar el comportamiento de los reservorios en el sistema, ingresamos las características de los mismos en el modelo HMS:

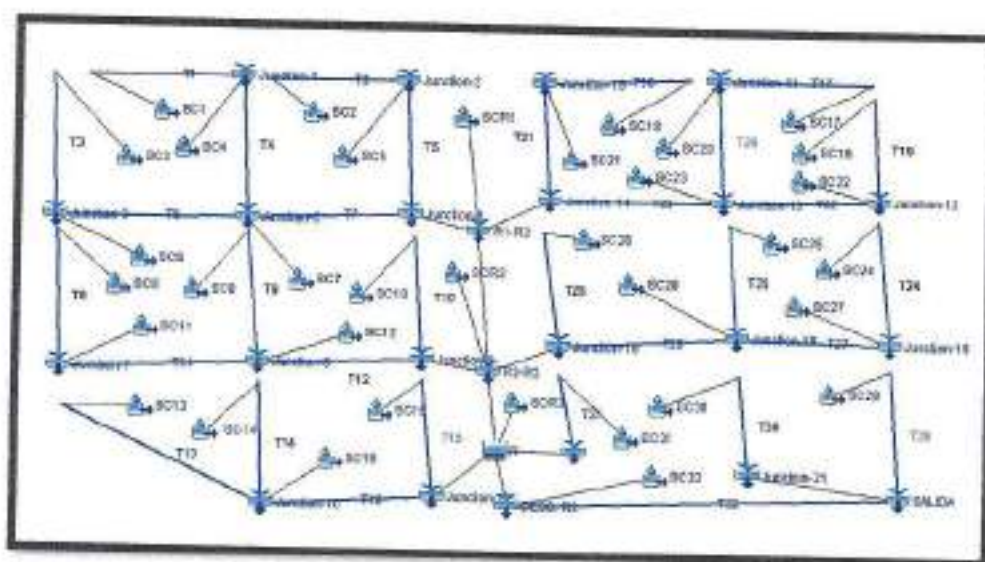


Figura 23: Esquema de modelación con HEC-HMS con reservorios.

Como se observa en el modelo, los reservorios influyen sobre la Salida final. Con estos datos, se procede al modelado de la crecida máxima de 5 años de recurrencia:

TR = 5 AÑOS:

James Craik - Septiembre de 2021

OSCAR A. FASOLIS
INTENDENTE MUNICIPAL



PABLO BARRERA
ING. CIVIL
R.F. 20044

María Ester Pozzo
D.N.I.: 10.320.573

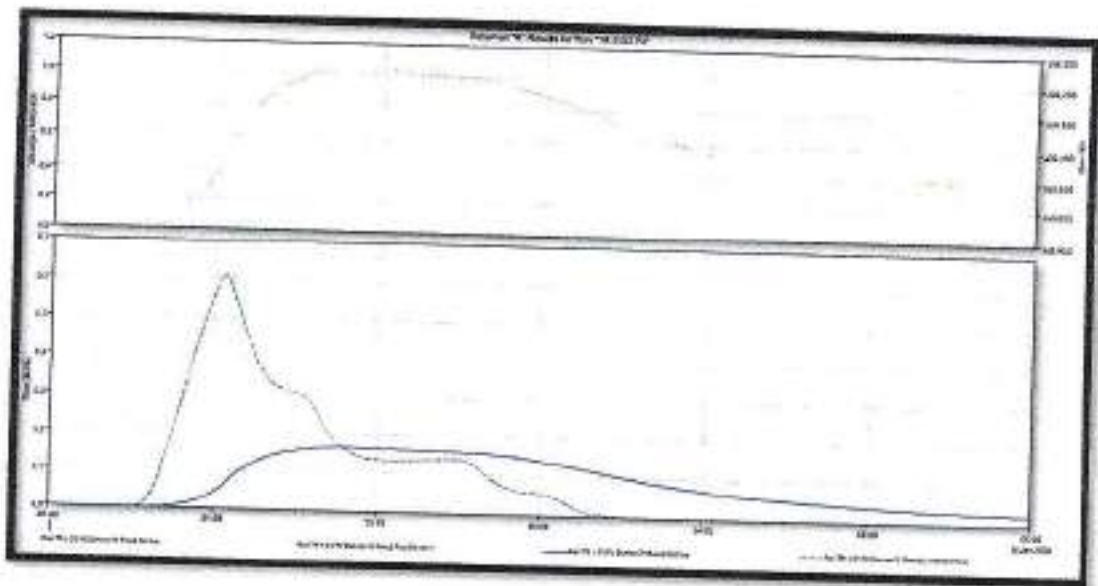


Figura 24: Hidrograma obtenido de R para TR = 5 años.

SALIDA TR = 100 AÑOS:

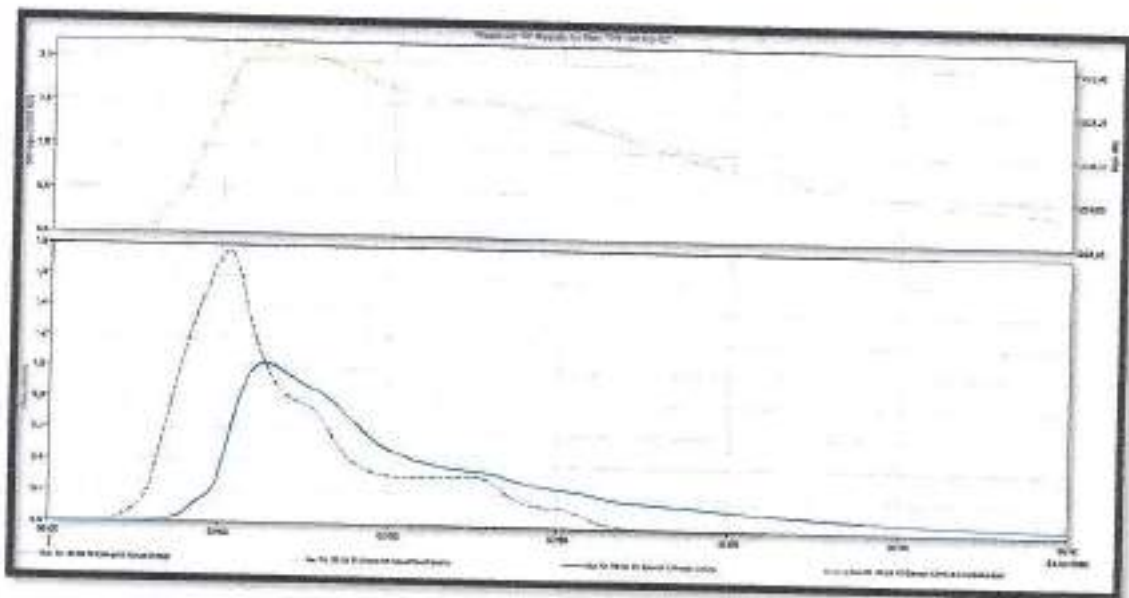


Figura 25: Hidrograma obtenido de R para TR = 100 años.

El caudal de salida para R2 es de 0.17 m³/s, el cual es alcanzado con un nivel en el reservorio de 269.22 m, no requiriendo la utilización del vertedero. Para Tr = 100 años, el caudal de salida es de 1.04 m³/s, con una cota máxima de 269.43 m, utilizando el vertedero durante aproximadamente 2 horas.

James Craik - Septiembre de 2021


OSCAR A. FASOLIS
 INTENDENTE MUNICIPAL


 PABLO BRESSANO
 S.P. BRESSANO


 Maria Ester Pozzo
 D.N.T. 10.320.673

Si ahora analizamos el punto de salida del loteo, el que incluye las subcuencas que no dirigen sus excedentes a los reservorios, podemos establecer los caudales de salida del loteo en su totalidad, los que se corresponden con valores de 0.19 y 1.07 m³/s, para las recurrencias de 5 y 100 años.

Estos caudales atenúan un 58% para TR = 5 años, y un 45% para TR = 100 años.

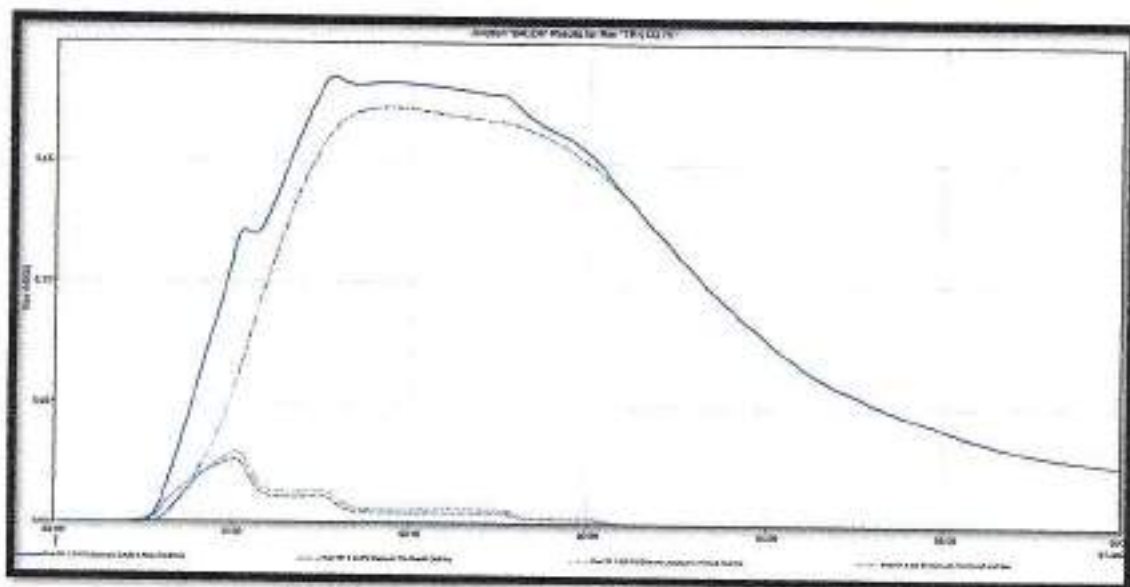


Figura 26: Hidrograma de salida para TR = 5 años.

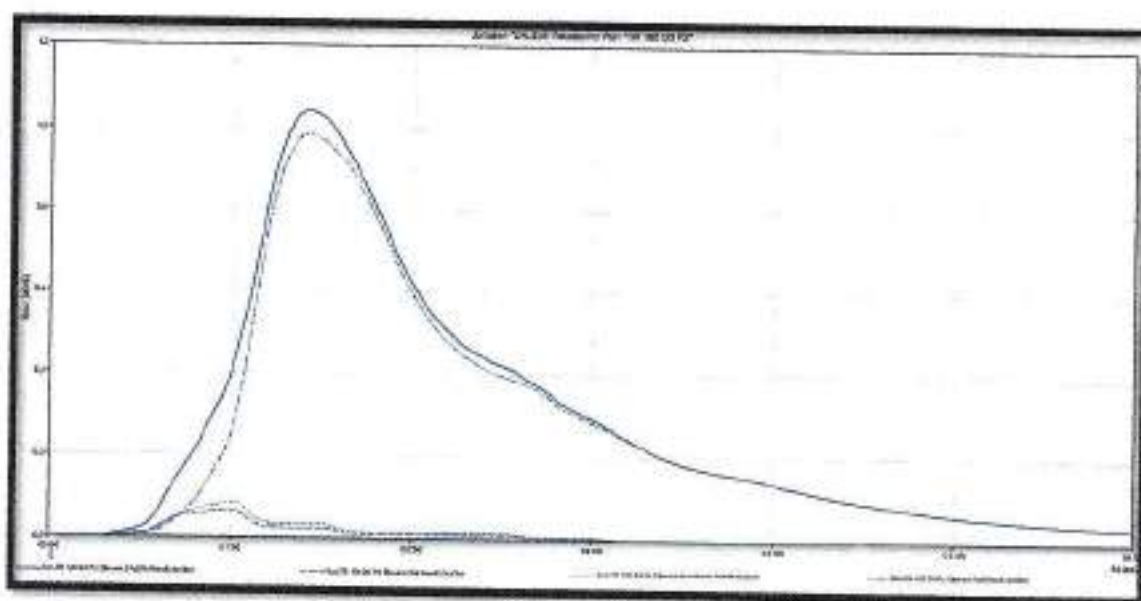


Figura 27: Hidrograma de salida para TR = 100 años.



Caudales obtenidos [m ³ /s]						
Cuenca	TR = 5 años			TR = 100 años		
	Estado actual	Estado Futuro	Estado Futuro c/reg	Estado actual	Estado Futuro	Estado Futuro c/reg
Loteo	0,420	0,595	0,190	1,330	1,930	1,070

Tabla 17 Caudales de salida. Resumen.

Como se observa en la tabla, obtenemos para ambas recurrencias una regulación tal que permite garantizar el impacto hidrológico nulo de la urbanización planteada.

Proyecto y Verificación de Calles

La realización de esta verificación se torna necesaria para estimar los niveles alcanzados por las crecidas de diseño sobre las calles internas del emprendimiento. La misma debe satisfacer las funciones básica y complementaria para las cuales ha sido diseñada.

El proyecto prevé la apertura de una calle, la que se muestra en la figura, la que atraviesa el loteo y tienen sus escurrimientos de acuerdo a la figura que se muestra a continuación:

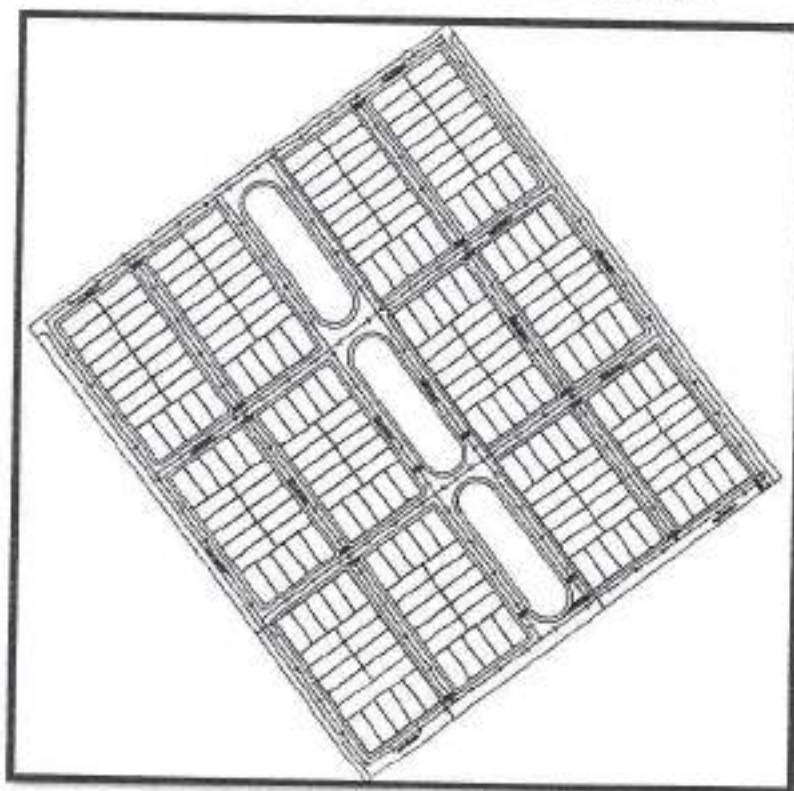


Figura 28: Ecurrimientos principales y calles a verificar.

Las características de las calles proyectadas para realizar la modelación son las siguientes:

Calle	Longitud	H inicio	H fin	ΔH	i (media)	Ancho Calzada	Ancho entre L.M	Caudal	
	[m]	[m]	[m]	[m]	%	[m]	[m]	TR=5	TR=100
Calle Pública 1	80	269.87	269.81	0.06	0.10	7.5	12.5	0.012	0.027
Calle Pública 2	80	269.73	269.67	0.06	0.10	7	12	0.117	0.32
Calle Pública 3	80	269.55	269.5	0.05	0.10	7	12	0.067	0.27
Calle Pública 4	80	269.42	269.36	0.06	0.10	7	12	0.062	0.22
Calle Pública 5	105	269.82	269.71	0.11	0.10	7	12	0.032	0.082
Calle Pública 6	105	269.73	269.62	0.11	0.10	7	12	0.031	0.13
Calle Pública 7	110	269.81	269.7	0.11	0.10	7	12	0.159	0.447
Calle Pública 8	110	269.81	269.7	0.11	0.10	7	12	0.159	0.447
Calle Pública 9	105	269.62	269.61	0.01	0.10	7	12	0.05	0.13
Calle Pública 10	110	270.1	269.9	0.2	0.18	7	12	0.029	0.074

Tabla 18: Características de calles proyectadas.

Las calles sombreadas representan aquellas que se encuentran trabajando en la condición más desfavorable, debido a la combinación de sección de paso, baja pendiente y caudales, en este caso las calles críticas son las Calles Públicas 7 y 8. Las mismas se encuentran en las mismas condiciones, por lo que serán las que se verificarán.

La sección de las calles se muestra en la siguiente figura:

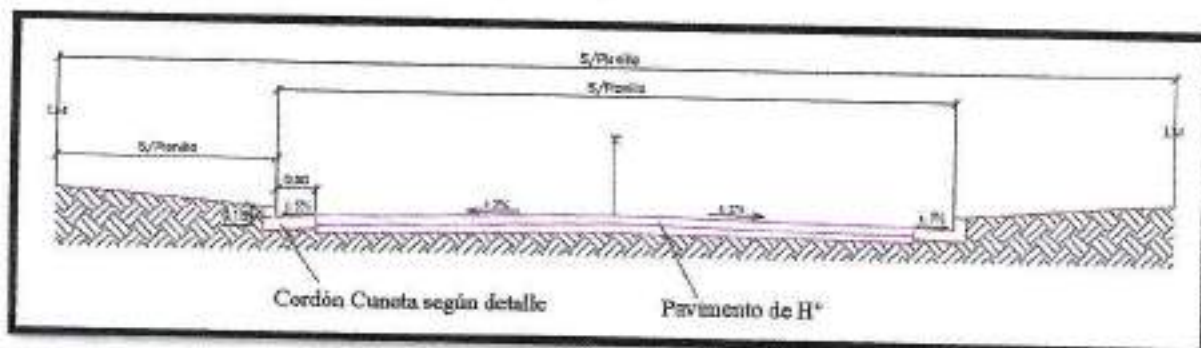


Figura 29: Sección de calles proyectadas.

Para la verificación, se decidió emplear el software computacional HEC-RAS (River Analysis System), desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center, 1998) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (U. S. Army Corps of Engineers), el cual es una evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste.

La construcción del modelo matemático se basa en relevamientos topográficos, geotécnicos y cálculos hidrológicos, realizados con anterioridad, para la obtención de los caudales de diseño.

Este modelo permite reproducir las variables existentes, permitiendo conocer en cada una de las corridas, variables hidráulicas tales como, profundidades, velocidades de flujo y números de Froude en cada una de las secciones transversales a lo largo del curso.

El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional (1D) gradualmente variado en cauces naturales de secciones transversales de geometría cualesquiera.

James Craik – Septiembre de 2021

OSCAR A. FASOLIS
INTENDENTE MUNICIPAL

MUNICIPALIDAD DE JAMES CRAIK
16. 49.1024 - C.P. 595100

PABLO BERRIANO
1984-09-15
R.F. 000002

Maria Ester Pozzo
D.N.I.: 10.320.573

Manning de 0.035 para las veredas, estimado en función de que las mismas pueden contener césped o vereda construída, y de 0.012 (hormigón) para las calles.

Entonces, se ingresan las secciones de las calles al modelo, y se realizan corridas para las recurrencias de 5 y 100 años, verificando ambos escenarios para las 3 calles críticas, ya que las crecidas quedan comprendidas dentro de las calzadas, de acuerdo a las salidas del programa:

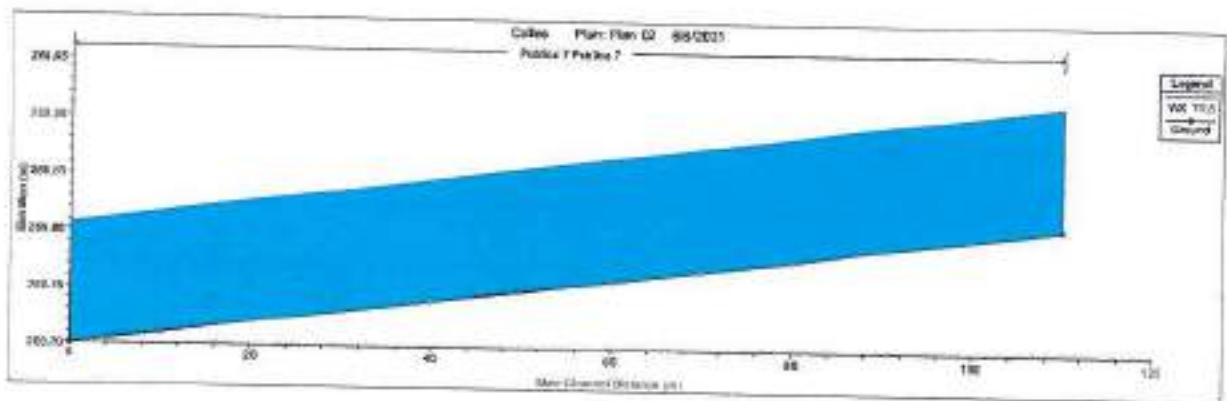


Figura 30: Resultados de modelación de Calle Pública 7 y 8. Perfil Longitudinal

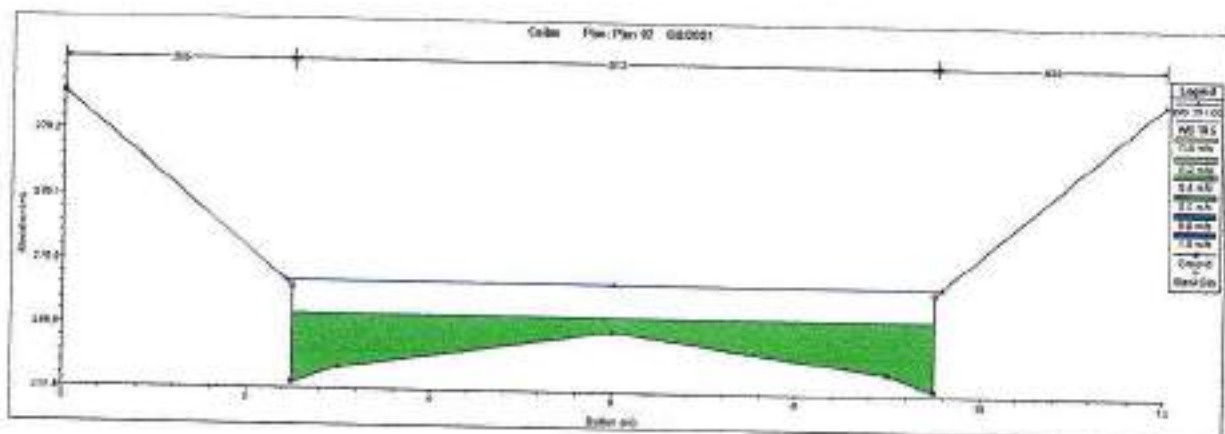


Figura 31: Resultados de modelación de Calle Pública 7 y 8. Perfil Transversal.

A continuación, se muestran las tablas que se extrajeron del programa:

Reach	River St	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Publica 7	-3.75	TR5	0.16	269.81	269.92	0.11	0.39	0.41	7	0.51
Publica 7	-3.75	TR100	0.45	269.81	269.97	0.16	0.58	0.77	7.14	0.56
Publica 7	-113.8	TR5	0.16	269.7	269.81	0.11	0.39	0.41	7	0.51
Publica 7	-113.8	TR100	0.45	269.7	269.86	0.16	0.58	0.77	7.13	0.57

Tabla 19: Salida Modelo para Calles críticas

Como se observa en la columna sombreada, los niveles alcanzados se corresponden con tirantes de 0.11 m para TR = 5 años y de 0.16 m para TR = 100 años (1 cm sobre el nivel superior del cordón cuneta). Esta situación verifica las funciones básica y complementaria si adoptamos un desnivel superior a la cota de crecida. A modo conservador, se sugiere adoptar una cota de fundación superior a 0.20 cm sobre el cordón cuneta.

James Craik – Septiembre de 2021


OSCAR A. FASOLA
INTENDENTE MUNICIPAL


MUNICIPALIDAD DE JAMES CRAIK


PABLO BRESSANO
ING. CIVIL
M.º 10.320.573


María Ester Pozzo
D.N.I. 10.320.573

Conclusiones y Recomendaciones

En función de la superficie de los loteos intervinientes en el presente estudio, se hace necesario una regulación interna, la cual se plantea en los espacios verdes ubicados en los cancheros del Boulevard central del sector. Habiendo analizado las superficies necesarias, se adoptó un reservorio compuesto por los espacios verdes ubicados al centro y sur, no siendo necesario regular en el espacio verde norte.

La descarga de los excedentes hídricos se producirá en línea recta a la salida del vertedero y descargador de fondo, y se hará por pendiente natural hacia el camino público ubicado al sur del sector. Una pequeña parte de los escurrimientos, correspondiente a las subcuencas ubicadas al sureste, descargarán de forma directa sobre el camino público. Dada la magnitud de los caudales arribados y las dimensiones de este camino, se espera que el mismo reciba y transporte los excedentes hídricos hacia los sistemas de escurrimientos de la localidad, en este caso hacia una laguna ubicada al este, la cual oficia de reguladora de todo el sector.

De acuerdo a los caudales futuros arribados con las regulaciones propuestas, se puede verificar el impacto hidrológico nulo de las urbanizaciones, siendo los caudales futuros menores que los obtenidos en la situación natural.

De acuerdo a los tirantes arribados en la modelación de las calles existentes y futuras, no se observan problemas de excesos hídricos sobre las mismas, aunque debido a los caudales que pudieran llegar desde aguas arriba o futuros desarrollos, se recomienda adoptar una cota de fundación mínima de 0.20 m por sobre el nivel de cordón cuneta de proyecto.

Los resultados aquí arribados fueron obtenidos bajo la condición más desfavorable para el escurrimiento, desempeñando las conducciones un correcto funcionamiento ante estas condiciones. Debido a ello, se hace necesario garantizar el mantenimiento periódico de las obras, para asegurar su correcto desempeño, y que sean cumplidos los parámetros con los cuales fueron diseñados.