



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

ESTUDIO EN MODELO MATEMÁTICO DE LA
CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY.

Ing. Agr. César J. Litwin.

Año 1982

27410

1055
I

B. 32

H. 1112

X. 12

Entre Ros

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
PRESENTACIÓN.	1
Capítulo I - LA CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY.	4
1.1. Introducción.	4
1.2. Descripción de la cuenca.	4
Capítulo II - MODELO S.S.A.R.R.	8
2.1. Introducción.	8
2.2. Planteo básico.	8
2.3. El modelo de transformación lluvia-descarga.	8
2.4. Configuración del sistema.	15
2.5. Tratamiento de los datos.	15
2.5.1. Precipitaciones.	15
2.5.2. Alturas hidrométricas.	17
2.5.8. Afores.	18
2.6. Interpretación de los resultados.	20
2.7. Adendum.	20
Capítulo III - MODELO HYMO-10.	25
3.1. Introducción.	25
3.2. Reseña teórica.	25
3.2.1. El estudio de los sistemas hidrológicos.	25
3.2.2. Los sistemas lineales e invariantes en el tiempo.	28

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.2.3. Modelos de simulación para sistemas lineales e invariantes en el tiempo. Modelo de Nash.	28
3.2.4. El modelo Hymo-10.	34
3.2.5. Otros modelos.	39
3.2.6. El tránsito de las crecientes en el modelo Hymo-10.	40
3.2.6.1. Tránsito fluvial.	40
3.2.6.2. Tránsito por embalses.	43
3.3. Datos ingresados al modelo.	46
3.3.1. Datos areales.	46
3.3.2. Valores CN.	49
3.3.3. Valores de precipitación.	49
3.3.4. Valores de rugosidad.	52
3.3.5. Datos de caudal.	52
3.3.6. Datos hidráulicos. Prediseño de los dispositivos de erogación.	55
3.3.6.1. Descargadores de fondo.	55
3.3.6.2. Vertederos.	56
3.3.7. Tormenta de Proyecto.	65
3.3.7.1. Estado de la red básica existente.	65
3.3.7.2. Instalación y operación de estaciones de medición complementarias.	65
3.3.7.3. Tormentas de diseño.	67
3.3.7.3.1. Análisis de series puntuales de precipitación.	67
3.3.7.3.2. Extrapolación areal de resultados puntuales.	68
3.3.7.4. Resultados obtenidos.	73

3.4. Explotación del modelo.	83
3.4.1. Secuencia de las operaciones.	83
3.4.2. Operación del modelo con y sin diques.	83
Capítulo IV - CONCLUSIONES.	94
Capítulo V - BIBLIOGRAFÍA.	96
Anexo N°1 Isohietas.	
Anexo N°2. Alturas hidrométricas del río Gualeguay en Paso Duarte, Rosario del Tala y Puerto Pellegrini.	
Anexo N°3 Modelo S.S.A.R.R. Simulación hasta Paso Duarte.	
Anexo N°4 Estudio de Maximización de las precipitaciones diarias.	
Anexo N°5 Modelo Hymo-10. Simulación hasta Rosario del Tala. III Tomos.	

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
2.1. Aforos del río Gualeguay en Paso Duarte.	18
3.1. Datos areales ingresados al modelo (Hymo-10).	46
3.2. Valores de K y Tp.	47
3.3. Longitud y pendiente en los tramos de tránsito de caudales por canales fluviales.	48
3.4. Valores CN.	49
3.5. Precipitaciones recurrentes cada 20 años (en mm) por subcuencas, desde uno a cinco días.	50
3.6. Porcentaje de influencia de cada pluviómetro según subcuencas.	51
3.7. Aforos del río Gualeguay en Rosario del Tala.	53
3.8. Características de los dispositivos de descarga (de los diques).	58
3.9. Dique Centenario (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	59
3.10. Dique Mojones (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	60
3.11. Dique Burgos (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	61
3.12. Dique Lucas (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	62
3.13. Dique Moreira (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	63
3.14. Dique Laguna (Valores de cota-caudal-almacenamiento).	64
3.15. Tormentas empleadas para el cálculo de la ecuación de regresión.	70
3.16. Coeficiente de correlación y parámetros de regresión entre estaciones (pluviométricas).	71
3.17. Valores de precipitación calculados en función de las estaciones 15 y 25.	72

3.18. Estación 15. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	74
3.19. Estación 16. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	74
3.20. Estación 17. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	74
3.21. Estación 18. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	75
3.22. Estación 19. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	75
3.23. Estación 22. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	76
3.24. Estación 34. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	76
3.25. Estación 44. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	76
3.26. Estación 45. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	77
3.27. Estación 23. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	77
3.28. Estación 24. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	77
3.29. Estación 25. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	78
3.30. Estación 26. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	78
3.31. Estación 27. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	78
3.32. Estación 28. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	79

3.33. Estación 29. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	79
3.34. Estación 32. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.	79
3.35. Caudales en Rosario del Tala y a la salida del dique Laguna (m^3/seg) según funcionamiento o no de los diques propuestos.	85
3.36. Atenuación local producida por los diques.	87

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
2.1. Esquema simplificado de funcionamiento del modelo S.S.A.R.R.	9
2.2. Relaciones índice de humedad del suelo-intensidad de precipitación-porcentaje de escorrentía.	10
2.3. Funcionamiento del modelo S.S.A.R.R. Cuenca del río Gualaguay. Diagrama de flujo.	16
2.4. Curva de calibración altura-caudal. Río Gualaguay en Paso Duarte.	19
2.5. Simulación de los caudales del río Gualaguay hasta Paso Duarte. Modelo S.S.A.R.R.	21
2.6. Historia del cero de la escala del río Gualaguay en Puente Pellegrini.	22
2.7. Estaciones limnimétricas.	23
3.1. Convolución de los sistemas lineales e invariantes.	29
3.2. Diagrama de flujo simplificado (modelo Hymo-10).	38
3.3. Solución gráfica del algoritmo PULS.	45
3.4. Curva de Calibración altura-caudal. Río Gualaguay en Rosario del Tala.	54
3.5. Tormenta recurrente cada veinte años.	80
3.6. Tormenta recurrente cada cincuenta años.	81
3.7. Tormenta recurrente cada cien años.	82
3.8. Secuencia de los procesos (cuenca del río Gualaguay con diques en el modelo Hymo-10).	84

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.9. Tránsito por el embalse Centenario.	88
3.10. Tránsito por el embalse Mojones.	89
3.11. Tránsito por el embalse Lucas.	90
3.12. Tránsito por el embalse Moreira.	91
3.13. Tránsito por el embalse Burgos.	92
3.14. Tránsito por el embalse Laguna.	93

ÍNDICE DE GRÁFICOS

	Pág.
2.1. Identificación numérica de los parámetros de tránsito.	14
3.1. Variación de los coeficientes de desagüe con la forma del contorno.	57

ÍNDICE DE PLANOS

- 2.1. Estudio en modelo matemático del río Gualeguay. (división de la cuenca hasta Paso Duarte. Modelo S.S.A.R.R.).
- 3.1. Subcuencas y secciones de tránsito. Modelo Hymo-10.
- 3.2. Polígonos de Thiessen.
- 3.3. Perfil sección Paso Duarte-Ruta N° 12.
- 3.4. Perfil Paso Ortiz.
- 3.5. Perfil Paso Rodas.
- 3.6. Perfil Arroyo Mojones.
- 3.7. Perfil Arroyo Burgós.
- 3.8. Perfil Arroyo El Tigre (sobre ruta Raíces Oeste-Alcaraz).
- 3.9. Ubicación Preliminar de los embalses.

NOTA: los planos se encuentran al final del informe, sin paginar.

PRESENTACIÓN

Este informe cierra la serie de estudios realizados por el CFI para la Provincia de Entre Ríos, en el marco de los acuerdos que se firmaron para conocer y aprovechar el ámbito de la cuenca del río Gualeguay.

En ese sentido, estas primeras ideas acerca de la modalidad del escurrimiento del mencionado río en su régimen natural y con las obras propuestas en los estudios de geotecnia, concretan un importante paso que la Provincia de Entre Ríos sin duda habrá de usufructuar en el futuro.

En la medida que ello ocurra, cobrarán verdadera significación los innumerables esfuerzos que fueron necesarios para llegar a esta instancia. No sólo los del personal dedicado a los cálculos y elaboraciones específicas, sino el ingente trabajo de campaña para implementar, aforar, y en general medir los eventos de interés en la cuenca; a veces -caso de los aforos de los ríos durante las crecientes-, en horarios extemporáneos y aún a costo de riesgos personales no desdeñables.

Es responsable del presente informe el Ing. César J. Litwin. El Ing. Roberto E. Bosque, en su carácter de Director Ejecutivo del Convenio CFI-Provincia de Entre Ríos supervisó las tareas de campaña realizadas por los técnicos hidromensores Miguel Caballero, José Bertolino, José D'Alessandro, Jorge Vigil, Hugo Vicino, Senen Albornoz y Carlos Carrere.

El tratamiento de los datos de precipitación fue realizado por el Lic. Rubén A. Daffinoti, quien contó con el auxilio de las técnicas hidrometeorólogas Graciela Castro y Nora Marx; para el estudio en modelo matemático centro de este informe, el Ing. Litwin tuvo apoyo de la Ing. Mónica C. Bufill (INC y TH) para el caso del modelo SSARR y del Ing. Juan J. Morín para el modelo Hymo-10. El Ing. Morín efectuó la mayor parte de la tarea de calibración, fundamentalmente las determinaciones de rugosidad,

areales, identificación de valores CN, y asignación de cotas a los vertederos de los diques ficticios cuyo funcionamiento se simula, brindado su colaboración para tareas auxiliares los técnicos Graciela Castro y Alberto Casetti. Los trabajos de topografía en campaña fueron responsabilidad del Ing. Eduardo T. Sanseovic.

Si bien en forma incidental, ninguno de los miembros del ex Convenio CFI-Provincia de Entre Ríos dejó de participar del más entusiasta modo, tanto a través de sus opiniones como por su intervención directa en algún punto aislado de las tareas; lo mismo puede decirse del personal de la Subárea Recursos Básicos del C.F.I.

De estos últimos, importa destacar que el prediseño de los órganos de erogación de los diques cuyo funcionamiento se simula, fue realizado en base a bibliografía suministrada por el Ing. Rodolfo E. Palacios.

A lo largo de toda esta gestión, el Ing. Julio E. Castellucci, desde la Jefatura del ex Equipo Cuencas, y luego de la Subárea Recursos Básicos, aportó su capacidad para solucionar toda clase de dificultades de orden administrativo, y ha sido de los que junto a los Ingenieros Bosque y Litwin, definieron los propósitos y alcances del presente estudio.

Tres importantes instituciones merecen el profundo reconocimiento de quienes participaron de este estudio. El cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norte América, donde se desarrolló el modelo S.S.A.R.R.; en particular, el Jefe de la División Ingeniería, Ing. Phillip L. Cole por su excelente disposición para autorizar el empleo del modelo (reflejo, por otra parte de la actitud de la entidad).

El Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de Norte América, donde se crearon las metodologías reunidas en el modelo Hymo, y el Centro Regional Andino del Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, donde se tradujo el recién mencionado modelo a

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

unidades decimales para crear el llamado Hymo 10. Igual que lo antes dicho, la abierta actitud de ambas reparticiones, en el sentido de ofrecer gratuitamente su valiosa experiencia, comprometen la más profunda gratitud hacia entes y personas por parte de quienes se beneficiaron de su estupenda inspiración.

Capítulo I - LA CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY

1.1. Introducción

La cuenca cuyo comportamiento se ha estudiado fue descripta en numerosas oportunidades por el CFI a lo largo de la existencia del convenio firmado con la Provincia de Entre Ríos.

Por esa razón no se hará aquí una descripción completa de la misma, sino apenas se dará el marco necesario para encuadrar en él el objetivo último del trabajo, cual es el estudio del impacto hidrológico de seis diques, propuestos para regulación de crecidas.

La ubicación de estos diques es dada en el informe Estudio preliminar de las características topográficas y geotécnicas de las posibles zonas de regularización y de emplazamiento de obras (CFI, 1981), donde existe un adecuado esbozo del área y de allí se ha extraído, textualmente, lo concerniente al aspecto geomorfológico de la región, e incluido en el próximo numeral.

También la climatología de la zona ha sido tratada anteriormente. En este informe existe preocupación únicamente por lo atinente a precipitaciones con recurrencia definida, a efectos de su ingreso al modelo de simulación en calidad de estímulo para la producción de caudales (Cap. III).

1.2. Descripción de la cuenca

El río Gualeguay es el más importante de la provincia de Entre Ríos. Con una superficie de unos 2 millones de hectáreas, cuenta con unos 79 afluentes, de los que los cinco principales son los arroyos Mojones, Tigre y Raíces en su margen derecha y Lucas y Villaguay en su margen izquierda.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

La cuenca ocupa aproximadamente un tercio del territorio provincial, encuadrada por los meridianos 58 a 60 (long. O) y por los paralelos 30° 40' a 33° 20' (lat. S.)

Los caudales del río Guleguay son originados por lluvias en la parte norte y centro de la cuenca; la parte sud de la misma tiene muy poca influencia y su aporte no es significativo respecto al caudal producido en los tramos medio y superior. A esto debe agregarse el tipo de suelo netamente arcilloso, de rápida saturación y la franca pendiente del terreno hacia la red de drenaje, que facilita las descargas hacia el río.

Durante los estiajes tiene un ancho de aproximadamente 50 metros, pero en épocas de crecientes llega a los 10 km, inundando durante las grandes avenidas unas 200.000 has y normalmente unas 100.000 has con las consecuencias lógicas de todo aluvión: destrucción de sembrados, instalaciones rurales, obras de infraestructura vial y de servicio, perjuicios en la ganadería (a través de mortandad, atrasos en la parición, enfermedades, etc.). Además se detectan problemas de erosión provocados por el arrastre del suelo fértil, así como alteraciones en las propiedades físico-químicas del mismo.

También las crecientes del río y sus afluentes causan perjuicios muy importantes en las ciudades de Guleguay, Rosario del Tala y Villaguay, inundando con bastante frecuencia sus plantas urbanas.

Revisando los valores de lluvias y alturas hidrométricas disponibles se advierte:

- . Pico principal de otoño por las lluvias de fin de verano y comienzo de otoño.
- . Estiaje de invierno, ante la ausencia de lluvias en esta estación del año.
- . Pico secundario de primavera en concordancia con este pico secundario de lluvias.
- . Estiaje de verano, en correspondencia con lluvias moderadas acompañadas de evaporación máxima.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

El relieve de la cuenca es, en general, de plano ondulado. Sus límites son, "... al oeste una serie de lomadas de baja altura denominadas Cuchilla de Montiel; al este y con relieve de características similares, estableciendo la divisoria de aguas con la cuenca del río Uruguay, la Cuchilla Grande; al norte, a la latitud de Los Conquistadores, una superficie sobreelevada y plana generada por la unión de las cuchillas precedentes, que marca el deslinde con las cuencas del Guayquiraró, Feliciano y Mocoretá, entre otros; y finalmente al sur, desde otra serie de lomadas que la separan de las cuencas del Clé y Nogoyá."

"La porción alta de la cuenca del río Guauguay, extendida hasta aproximadamente la zona de Federal, es un área plana a relativamente ondulada con acentuación de este último carácter hacia el sur, y con drenaje impedido. Los cursos de agua no poseen barrancas y sus afluentes menores son indefinidos, o poco definidos. Altimétricamente presenta cotas que oscilan entre los 60 y 75 m.s.n.m.; las pendientes son sumamente suaves, planas o ligeramente convexas. El río Guauguay en este tramo posee rumbo NE-SO, conservándolo hasta la confluencia del arroyo Mojones."

"El sector N y NE de la cuenca alta del río Guauguay, ... incluye una zona de bañados en altura. Se caracteriza por presentar un relieve sumamente plano en el cual se reconocen las mayores altitudes del norte de Entre Ríos (aproximadamente 75 m.s.n.m.), con desarrollo de lagunas y/o superficies anegadas de 500 a 600 metros de ancho y una red no integrada de canales que convergen a ellas. Los canales mencionados poseen 4 a 5 metros de ancho, son escasamente divagantes, en ocasiones se presentan anastomosados, y concluyen en forma definitiva volcando en lagunas o bien indefinidamente en planicies de desborde."

"La porción media de la cuenca del río Guauguay, comprendida aproximadamente entre las localidades de Federal y Villaguay, marca el mayor desarrollo transversal de la cuenca con su máximo a la altura de los arroyos Tigre y Villaguay. Dentro de ella merece especial atención su margen occidental, extendida hasta la zona de Hasenkamp y María Grande, que involucra a los principales afluentes del río Guauguay (arroyos Tigre, Mojones, Raíces), y que se caracteriza por una mayor densidad de avenamiento, diseño dentrítico y anchos planos aluviales."

"Dentro de la porción media de su cuenca el curso del río Guauguay posee un rumbo NE-SO, guardando en tramos un notable paralelismo con el del arroyo Feliciano, hasta su confluencia con el arroyo Mojones, a partir del cual se hace N-S. Discurre dentro de una planicie aluvial que posee un ancho promedio de 2,5 Km, y que se encuentra particularmente desarrollada sobre su margen derecha, como consecuencia del aporte que hacen a la misma sus tributarios (Arroyos Tigre, Ra-

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

" íces, etc). Su cauce es limoso o limo-arenoso, divagante y enmarcado por albardones bajos y estrechos, tras los cuales se extiende generalmente una zona de esteros poco profundos e incluso lagunas bien definidas, así como también meandros y cauces abandonados que demarcan la evolución posicional del río. Como carácter sobresaliente, la llanura aluvial presenta sobre la margen izquierda del río una rampa bastante continua, de 300 a 800 metros de ancho, con pendientes del 0,04 a 0,5%, recubierta de limo y arena fina y desprovista de vegetación; en tanto que sobre la margen derecha dicha rampa se manifiesta en forma aislada y con un ancho de unos 100 metros."

" Como características comunes a los sectores alto y medio de la cuenca del río Guauguay, merecen mencionarse: su carácter asimétrico, con mayor desarrollo de las subcuencas de los afluentes de margen derecha; el patrón de inserción subrectangular de los afluentes respecto al cauce principal, y el avenamiento de rumbo SE-NO y NE-SO de los cursos de tercer orden, carácter que se conserva aproximadamente hasta la altura de la desembocadura del arroyo Tigre."

" En la cuenca baja, extendida a partir de la localidad de Villaguay hacia el sur, las pendientes son más pronunciadas que en las porciones media y alta; los afluentes son cortos y de escasa significación, particularmente los de su margen izquierda; el patrón de avenamiento es de tendencia dendrítica con inserción en ángulos variables y dirección de escurrimiento general E-O."

" En la cuenca baja el río Guauguay discurre en forma meandrosa sobre una amplia llanura de inundación; su cauce es limoso o limo-arenoso presentado acumulaciones de bancos de arena y gravas, en especial en su tramo inferior."

" El sentido de circulación N-S que el río conserva entre Villaguay y Guauguay, cambia bruscamente al de E-O al sur de ésta última y a unos 60 Km. antes de su desembocadura en el Paraná Pavón, para finalizar con rumbo NE-SO."

" En este último tramo la topografía presenta un desarrollo prácticamente plano disectado por cordones medanosos y conchiles; los límites de la cuenca no son bien definidos; y los desvíos del curso del Guauguay hacia el oeste y sudoeste son consecuencia de la influencia de depósitos marinos y deltaicos aflorantes en dicho sector."

" Es de hacer notar que el curso del río Guauguay conserva un evidente paralelismo con el de los arroyos Nogoyá, Clé y Guauguaychú, así como pareciera existir una continuidad de líneas estructurales entre los arroyos Nogoyá y Moreyra, este último afluente del Tigre. El hecho además de las inserciones en ángulo recto de avenamiento en la porción alta de la cuenca, el cambio de los patrones de avenamiento, la asimetría general de la cuenca y la depresión que ocupa enmarcada por áreas sobre elevadas por el oeste y sudoeste, sugieren controles estructurales profundos debidos a movimientos epirogénicos, si bien no han sido corroborados fehacientemente hasta el momento."

Capítulo II. MODELO S.S.A.R.R.

2. 1. Introducción

Las siglas del modelo hidrológico que se describirá responden al título Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation; se trata de un sistema capaz de sintetizar caudales a partir de las lluvias, a través del ajuste de parámetros y leyes-parámetro, con los que se intenta describir el funcionamiento de la cuenca real (prototipo).

En este informe se describirán en forma sucinta las aptitudes del modelo que fueron empleadas, no así los algoritmos que no fueron usados (caso de la transformación nieve-caudal, por ejemplo).

2. 2. Planteo básico

Los procesos pueden dividirse en:

1. Síntesis de caudales por subcuenca, en función de las lluvias y requisitos evapotranspirativos.
2. Tránsito de caudales a través de canales.
3. Incorporación de condiciones de borde, por importación y/o exportación de caudales del recinto que se considere.

2. 3. El modelo de transformación lluvia-descarga.

Un diagrama simplificado, que ayuda a visualizar globalmente el tema, es como se presenta en la figura 2.1.

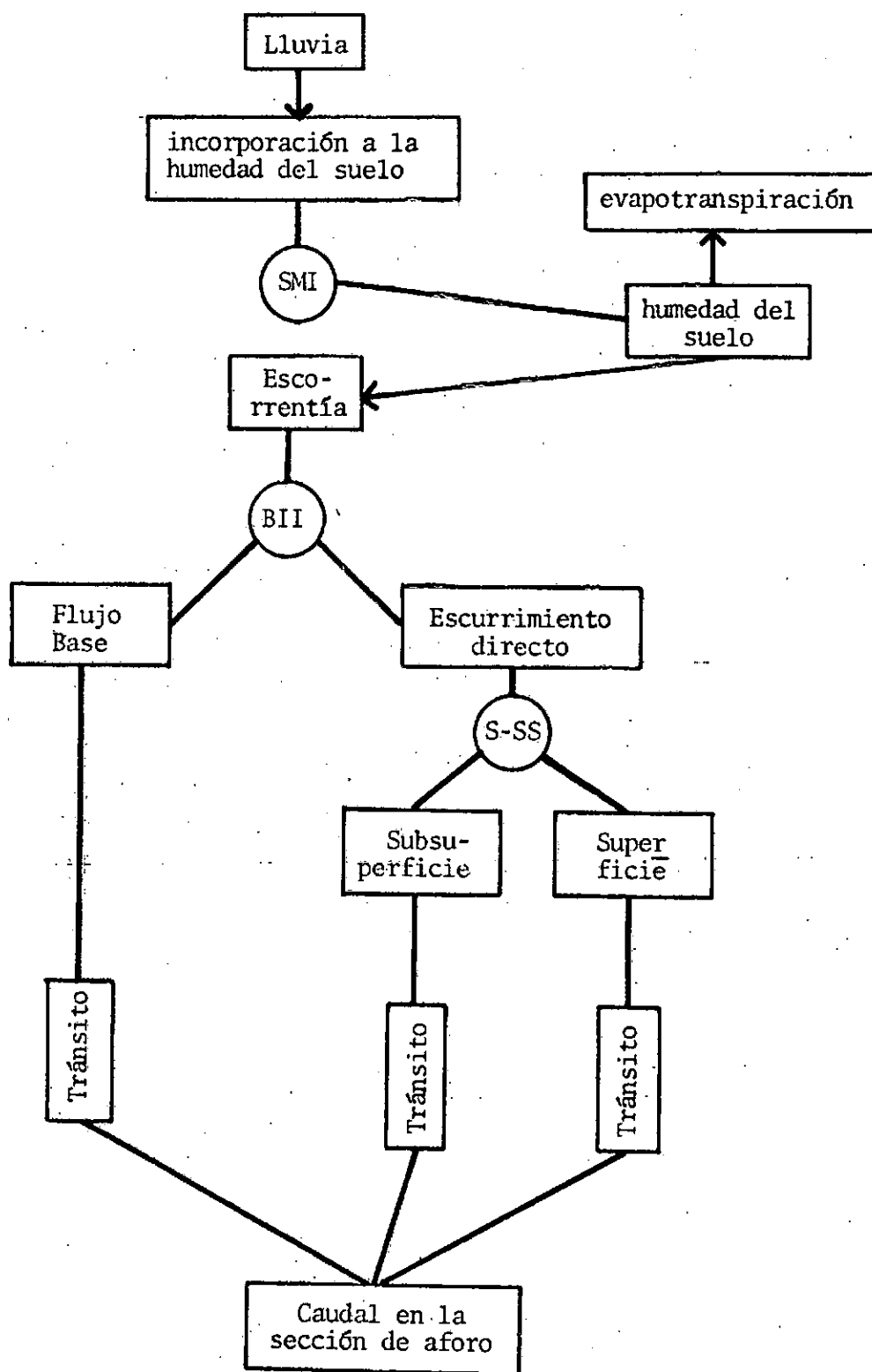


Figura 2.1.
Esquema simplificado de funcionamiento del modelo S.S.A.R.R.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Los datos de lluvia ingresan al modelo con su correspondiente porcentaje de influencia para cada subcuenca (ponderación de Thiessen).

Se asignó al dato diario de lluvia una duración promedio de 12 horas, en el entendimiento que la misma es más próxima a la duración modal de las lluvias que el lapso de un día; el modelo permite trabajar con registros pluviográficos y lapsos de tiempos menores.

La cuenca de recepción se dividió en zonas tales que en cada una los parámetros de ajuste son los mismos (plano 2.1.).

En cada una de esas zonas el Flujo total RGP se calcula:

$$RGP = ROP \times WP,$$

donde ROP = coeficiente de escorrentía

WP = precipitación media en el período de tiempo

El valor de ROP se obtiene de un gráfico (o tabla) que lo vincula con la intensidad de la precipitación y el contenido de humedad del suelo, como se ve en la figura siguiente.

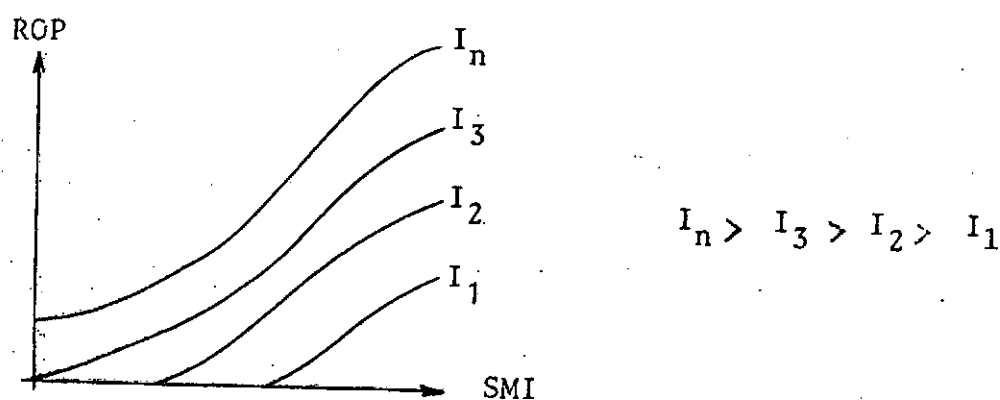


Figura 2.2. Relaciones índice de humedad del suelo - intensidad de precipitación- porcentaje de escorrentía.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Los símbolos no explicados de la figura son:

I = intensidad de precipitación.

SMI = índice de humedad del suelo.

El valor de SMI se recalcula a cada paso de tiempo, de acuerdo a la fórmula

$$SMI_2 = SMI_1 + (WP - RGP) - \left(\frac{PH}{24} \times KE \times ETI\right)$$

donde SMI_1 = índice de humedad del suelo en el comienzo del período.

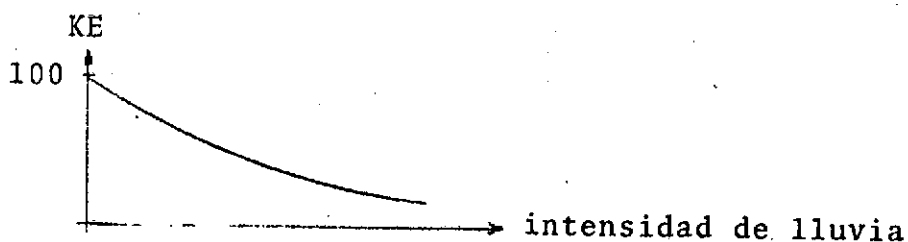
SMI_2 = id. ant., al fin del período.

PH = paso de tiempo (horas).

ETI = índice de evaporación.

KE = función para reducir ETI en días lluviosos.

La función que liga KE con la intensidad de lluvia es de la forma

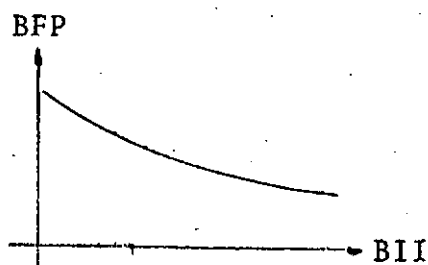


El flujo base (RB) se calcula como una fracción del flujo total (RGP), a través de un factor BFP

$$RB = RGP \times BFP.$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

BFP se recalcula a cada paso de tiempo en función de un índice de infiltración (BII)



El valor de BII surge de

$$BII_2 = BII_1 + (24 \times RG - BII_1) \left[\frac{PH}{TSBII + PH/2} \right]$$

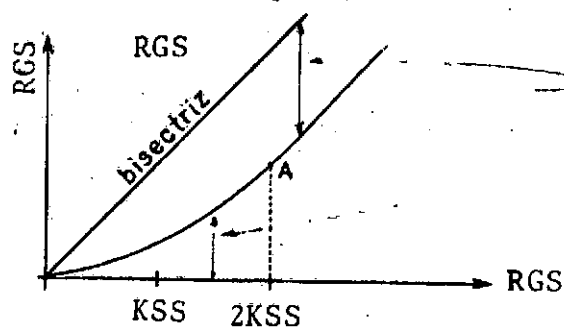
dónde $RG = RGP/PH$

$TSBII$ = tiempo de retraso en el caudal base (parámetro)

La fracción de escurrimiento superficial y subsuperficial (RGS) se computa

$$RGS = RG (1 - BFP)$$

La separación entre ambos flujos se realiza según ilustra la siguiente figura.



caudal subsuperficial, RS,
constante a partir de A
caudal superficial, RSS.

Separación de flujos
superficiales y subsuperficiales.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

El tránsito de los tres tipos de caudal (superficial, subsuperficial y basal) se realiza respetando la ley de continuidad, que establece

$$DS = I - O$$

donde DS = variación de almacenamiento

I = ingresos

O = egresos

El almacenamiento también se hace función de un término (T_s) que es un factor de proporcionalidad entre los egresos y el almacenamiento mismo

$$S = T_s \cdot O$$

Efectuando operaciones algebraicas se llega a la ecuación de trabajo

$$O_2 = \left[\frac{I_m - O_1}{T_s + Dt/2} \right] Dt + O_1$$

donde I_m = ingreso medio

O_1 = egreso al comienzo del período

O_2 = egreso al fin del período

Dt = paso de tiempo

Esta ecuación es válida para cada una de n fases de tránsito, parámetro que al igual que T_s se estima del gráfico siguiente.

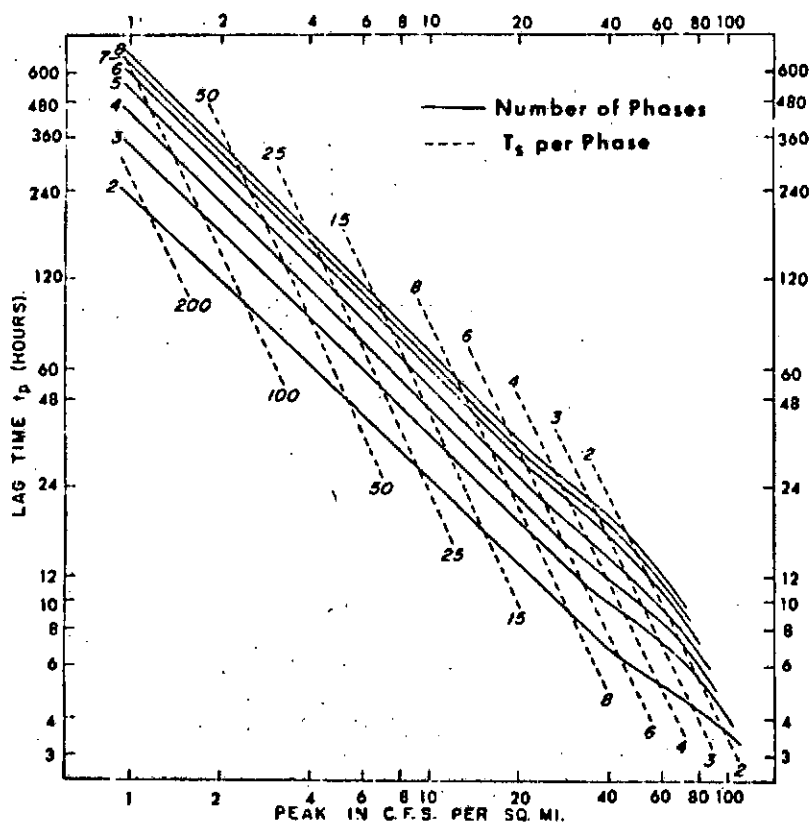


Gráfico 2.1. Identificación numérica de los parámetros de tránsito.

Fuente: Program Description and User Manual for SSARR. U.S. Army Engineer Div., North Pacific, Portland, Oregon, EEUU., 1972.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Existen otras rutinas en el modelo, para sumar efectos, publicar datos, gráficos, y efectuar otras operaciones que, como ya se dijo, no se discuten.

2.4. Configuración del sistema.

El mapa 2.1. y la figura 2.3. se corresponden, representando ambos la cuenca del río Gualaguay.

En la figura 2.3. se visualiza el modo en que se hizo la abstracción que sirvió para representar al prototipo (la cuenca real).

2.5. Tratamiento de los datos.

2.5.1. Precipitaciones.

Se analizó el período que va desde mayo de 1962 a setiembre de 1963, efectuándose el trazado de las isohietas diarias para cada día lluvioso.

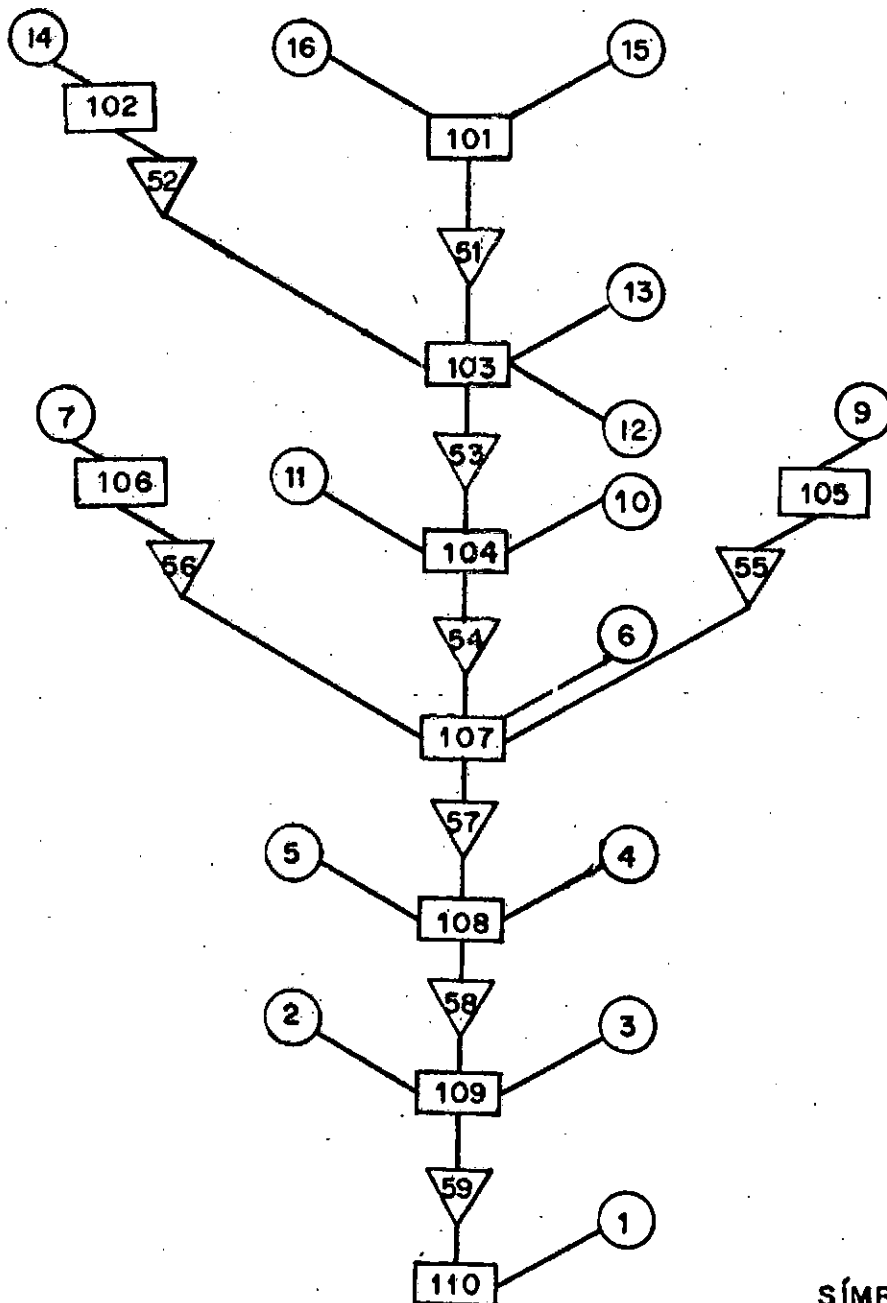
Los mapas con las configuraciones isohietales constituyen el Anexo N°1 del presente informe.

Se emplearon como datos básicos los registros pluviométricos del Servicio Meteorológico Nacional, de los que se hace mención en el punto Tormenta de Proyecto (Cap. IV) calculada para emplear con el modelo Hymo - 10 (Cap. III).

Interesaron fundamentalmente las estaciones N°25 (Villa Federal), 26 (Nueva Vizcaya), 27 (La Calandria), 28 (Miñones), 29 (Los Conquistadores), 32 (Chajarí) y 36 (El Redomón), si bien se advertirá que el análisis no se limitó a los mismos. La anterior numeración es del Servicio Meteorológico Nacional; en el modelo los datos entraron asignados a las estaciones 1 a 7, en el mismo orden que se indicó.

FUNCIONAMIENTO DEL MODELO SSARR Cuenca del Río Gualaguay -Diagrama de Flujo-

Figura 2.3.



SÍMBOLOS

- ① Simulación en la cuenca 1.
- 51/ Tránsito por canal fluvial
- 101 Concentración (suma) de caudales.

Si bien el dato es pluviométrico, se consideró que reducir de 24 a 12 horas la duración de las lluvias redundaría en un mayor acercamiento probable a la realidad.

Se cree que este temperamento, adoptado durante los ensayos de calibración, fue en general beneficioso, pero no puede descartarse la posibilidad de calibrar un modelo como el SSARR con datos pluviométricos de distribución estrictamente diaria.

2.5.2. Alturas hidrométricas.

Se emplearon los registros de la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables, que en la sección del puente de la ruta nacional N°12 instaló en 1924 una escala.

Los análisis de consistencia de esas alturas (visual, confrontación con eventos pluviales) hicieron pensar en gruesas fallas por falsedad en esa información; existió alguna confirmación de esto al contrastar el dato de altura de la D.N.C.P. y V.N. con la registrada por los hidromensores del CFI durante los aforos, en que las disparidades fueron a veces muy grandes.

Por esa razón en el año 1978 una comisión del CFI instaló en el mismo lugar un limnógrafo, en funcionamiento actualmente, que es hoy propiedad de la Provincia de Entre Ríos.

En el período seleccionado se verificó que las anotaciones fueron veraces, salvo los días 27/9/62, 17 y 18/3/63 en que seguramente hubo errores accidentales de lectura.

Todo el período de registros, lo mismo que el correspondiente a las estaciones Rosario del Tala y Puente Pellegrini, fue graficado por computadora en una banda continua, para lo que se elaboró el correspondiente programa en lenguaje Fortran.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Este gráfico constituye el Anexo N°2 del presente estudio.

2.5.3. Aforos.

Los aforos fueron realizados por el personal del Convenio CFI-Provincia de Entre Ríos.

La tabla 2.1. resume las cifras de interés.

TABLA 2.1.

Aforos del río Gualeguay en Paso Duarte

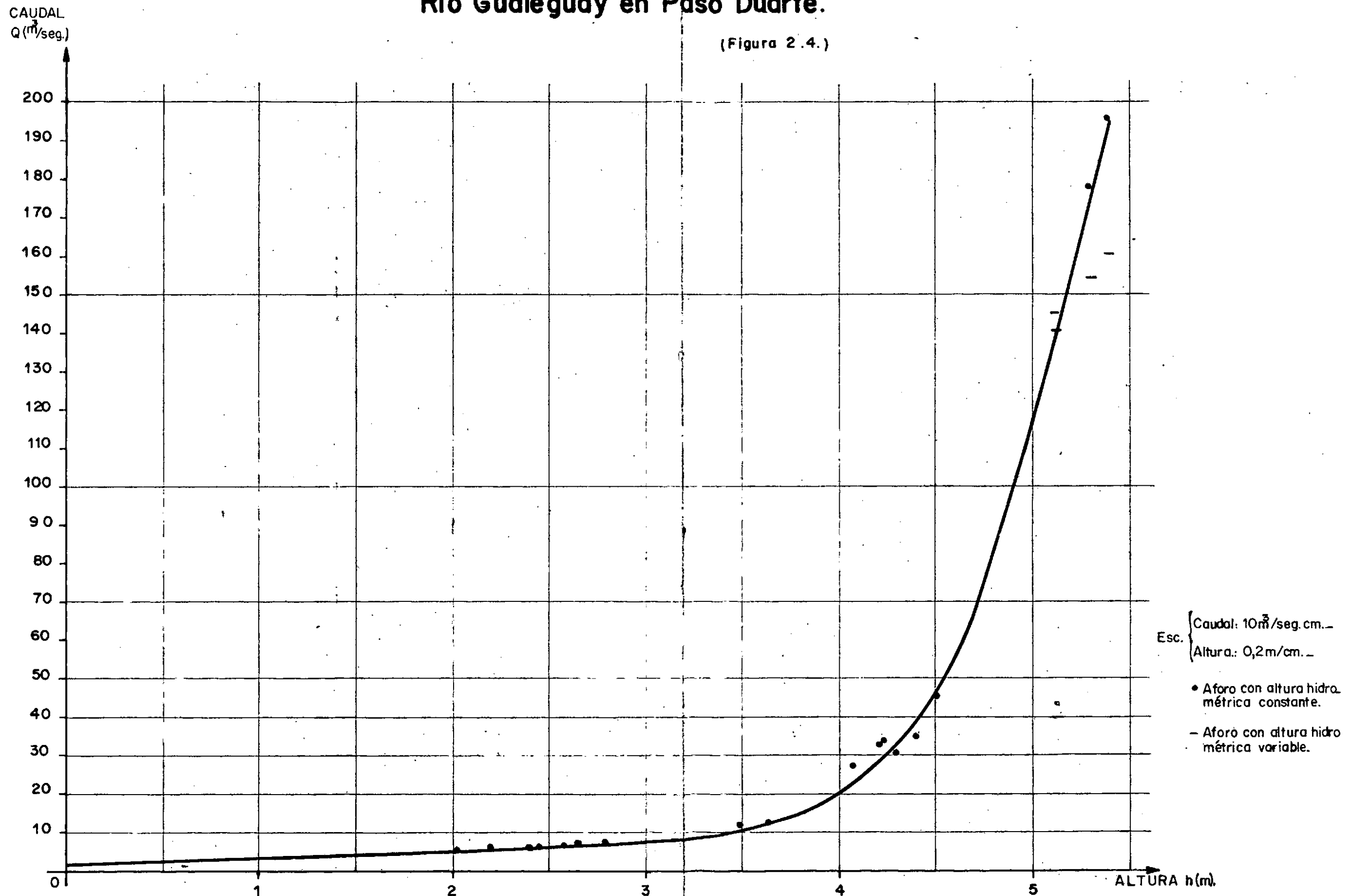
Aforo N°	Fecha	Altura		Caudal m ³ /seg	Area m ²
		Inic.	Final		
1	20-5-77	4,40	4,40	34,9	131,2
2	20-5-77	4,24	4,25	33,8	131,8
3	27-5-77	5,10	5,14	140,8	481,7
4	1-11-77	4,52	4,52	44,9	135,7
5	24-2-78	4,22	4,20	33,0	120,6
6	26-2-78	4,08	4,08	27,5	114,55
7	27-3-78	5,29	5,31	158,4	512,2
8	28-3-78	5,38	5,40	196,8	532,1
9	25-4-78	3,53	3,50	11,7	102,80
10	26-4-78	3,64	3,63	12,2	85,15 (*)
11	2-5-78	2,79	2,78	7,13	70,12
12	3-5-78	2,65	2,65	7,20	68,63
13	3-5-78	2,58	2,57	6,63	62,81
14	4-5-78	2,46	2,45	6,61	60,79
15	4-5-78	2,38	6,31	6,31	59,02
16	5-5-78	2,21	2,20	6,03	48,64
17	6-5-78	2,02	2,02	5,37	44,25

(*) Aforo realizado aguas arriba del puente de la ruta N°12

Con los aforos se trazó una curva de calibración; se la puede ver en la figura 2.4. Con ella se transformaron las alturas en caudal.

CURVA DE CALIBRACIÓN ALTURA—CAUDAL Río Gualeguay en Paso Duarte.

(Figura 2.4.)



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES**2.6. Interpretación de los resultados.**

La operación del modelo, luego de los ensayos de calibración, dió por mejor resultado el listado que se observa en la figura 2.5.

Se advierte una adecuada simulación de los valores de pico y, en términos generales, de la forma en la rama depletiva del hidrograma.

El anexo N°3 contiene la corrida completa del modelo, e indicaciones complementarias para entender los códigos e instrucciones del mismo.

Debe tenerse en cuenta que el empleo del modelo SSARR en esta instancia sólo pretendió demostrar la factibilidad técnica de una simulación relativamente compleja, sumamente exigente en cuanto a calidad de los datos de entrada, pero que en este caso se ha limitado a un sector menor del área total de la cuenca del río Guauguay.

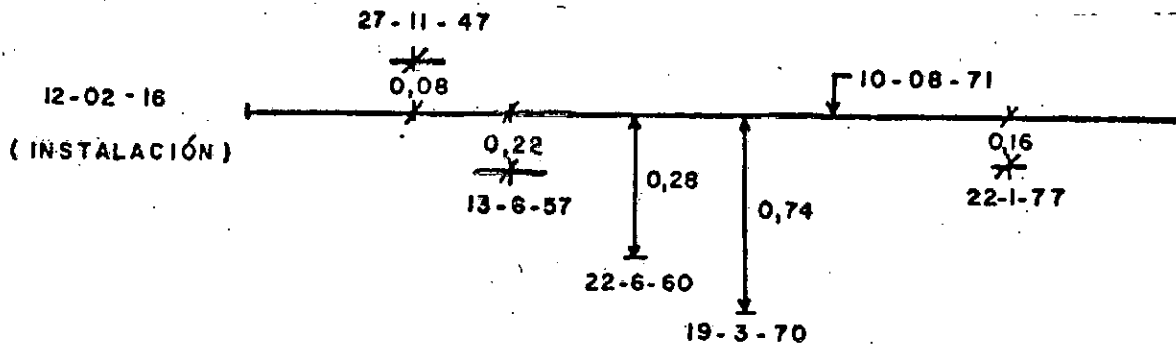
2.7. Adendum.

El Anexo N° 2 contiene datos de altura hidrométrica diaria del río Guauguay en Paso Duarte, Rosario del Tala, y Puente Pellegrini, registradas por la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables.

Las alturas fueron graficadas con los siguientes símbolos: D en Paso Duarte, T en Rosario del Tala y G en Puente Pellegrini.

En esta última estación, incluida para contraste visual de la evolución de todas las alturas hidrométricas, la escala sufrió frecuentes cambios en la altura de su cero, como muestra la Figura 2.6.

Figura 2.6. Historia del cero de la escala del río Gualedguay en Puente Pellegrini.



Fuente: Las inundaciones en el Delta Entrerriano - Memoria hidrológica y esquema de defensa. César J. Litwin (Coordinador). Mejoramiento de la Navegación del río Paraná. D.N.C.P. y V.N.-Naciones Unidas (P.N.U.D.). Buenos Aires, 1978.

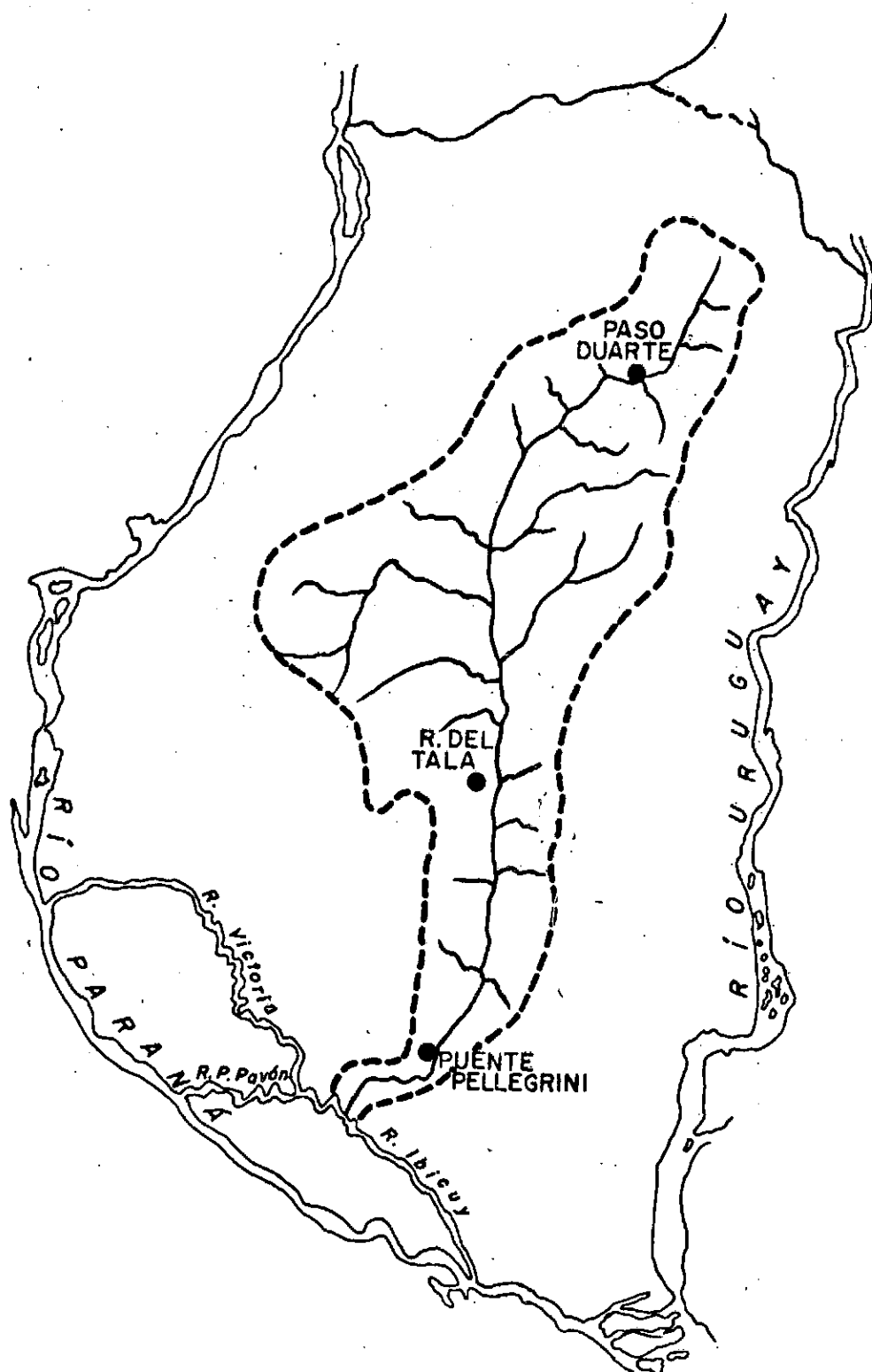
El programa de computadora se elaboró del tal modo de referir esas alturas hidrométricas al cero actual.

En el borde izquierdo de cada página se lee la fecha y los valores en centímetros de los tres niveles, en el orden indicado (Paso Duarte, Rosario del Tala, Puente Pellegrini).

En la figura 2.7. el croquis de la cuenca muestra la ubicación de cada uno de los sitios de observación.

En las alturas de Paso Duarte es posible encontrar largos períodos manifiestamente mal observados y aún falseados; algunos fueron eliminados del gráfico, otros no (ver período del 15-3-29 al 30-4-29, por ejemplo).

Fig. 2.7



Estaciones limnimétricas
referidas en el anexo N°2

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

En caso de no existir dato, o de haber sido eliminado, no se grafica esa estación y figuran asteriscos en el sitio correspondiente al valor numérico.

Capítulo III. MODELO HYMO - 10.

3.1. Introducción.

El modelo Hymo - 10 es un operador lluvia neta- escorrentía superficial de tipo caja negra, invariante en el tiempo, de parámetros concentrados capaz de transformar la variable de excitación (lluvias) en variable respuesta (caudales), analizadas ambas en intervalos finitos de tiempo.

El sistema deriva un hidrograma unitario, sintético o no, que opera la transformación lluvia-escorrentía por convolución de una determinada funcción núcleo; conceptualmente se trata del modelo de Nash, que simula el comportamiento de una cuenca considerándola como sucesión de algún número de embalses que se transfieren agua en cascada, desde el primero que recibe la precipitación hasta el último, cuya salida es el hidrograma objeto del cálculo.

3.2. Reseña teórica.

3.2.1. El estudio de los sistemas hidrológicos.

Si consideramos al hidrograma en alguna sección de un río como la respuesta del sistema "cuenca" a una variable de excitación -lluvias -, es posible abordar problemas de análisis y síntesis hidrológica por vía de los criterios que sustenta la Ingeniería de Sistemas.

El sistema físico en estudio será la cuenca hidrográfica considerada en sentido amplio, es decir, incluyendo todos y cada uno de los componentes con influencia en la formación del hidrograma. Las variables de entrada se representarán por la función $p(t)$, es decir, las lluvias en la cuenca a lo largo del tiempo, y la variable de salida, también estudiada en su variación temporal, $q(t)$, significando las descargas en la sección de interés.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

El comportamiento global del sistema físico se puede describir a través de alguna ecuación diferencial que relacione las variables de entrada y salida; si éstas son sólo función del tiempo la ecuación es ordinaria, de la forma

$$\begin{aligned} A_n \frac{d^n q}{dt^n} + A_{n-1} \frac{d^{n-1} q}{dt^{n-1}} + \dots + A_1 \frac{dq}{dt} + A_0 q &= \\ = B_n \frac{d^n p}{dt^n} + B_{n-1} \frac{d^{n-1} p}{dt^{n-1}} + \dots + B_1 \frac{dp}{dt} + B_0 p &\quad (1) \end{aligned}$$

Si cualquiera de los coeficientes A_i o B_i es función de p , q o ambos, el sistema poseerá comportamiento no lineal, y lineal en caso contrario; igualmente este sistema será considerado variante o invariante en el tiempo si alguno de esos coeficientes varía en función del tiempo o bien si no dependen del mismo.

Los sistemas lineales obedecen a dos principios de gran significado práctico:

- 1) invariancia de respuesta, que se traduce en que iguales volúmenes de precipitación efectiva se transformarán en cualquier instante en los mismos hidrogramas de salida.
- 2) superposición de respuestas o proporcionalidad aritmética de la respuesta ante el estímulo. Algebraicamente se dirá que $q=q_1$ si $p=p_1$ y $q=q_2$ si $p=p_2 \implies q = q_1 + q_2$ si $p = p_1 + p_2$

Resulta fácil ver que los sistemas no lineales no cumplen las anteriores expresiones pues si $q_1 = p_1^m$ y $q_2 = p_2^m \implies q_1 + q_2 \neq (p_1 + p_2)^m$

Los sistemas de transformación lluvia descarga que se basan en hidrogramas unitarios consideran que las cuencas son sistemas lineales (en la escorrentía) e invariantes respecto del tiempo; actualmente se acepta que las relaciones precipitación - caudal en la naturaleza no son estrictamente lineales.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

les e invariantes en el tiempo, pues en los sistemas hidrológicos naturales hay situaciones de flujo en canales abiertos, variación espacial de los escurrimientos superficiales y otros modos de almacenamiento que no son lineales.

Pese a lo anterior, la transformación lluvia efectiva-descarga en el caudal fluvial puede en algunos casos ser descripta por una ecuación diferencial ordinaria lineal de coeficientes constantes con suficiente grado de precisión, siempre que se cumplan - dentro de un margen de aceptable certidumbre - las siguientes dos hipótesis:

i- el hidrograma de onda de crecida es una característica de cuenca, que puede ser asociada a la idea de respuesta global de la misma ante el estímulo de las precipitaciones.

ii- existe homogeneidad espacial y temporal de la precipitación (es decir que mientras llueve la intensidad es constante y la tormenta abarca la totalidad de la cuenca).

La primera hipótesis debe aceptarse o rechazarse como tal, según el caso que se esté estudiando, pudiendo afirmarse que la probabilidad de ser cierta crece cuando el área de la cuenca se hace menor; para acercarse a las condiciones de la segunda hipótesis basta con que se analicen impulsos de lluvia suficientemente pequeños en cuencas o subcuencas cuya superficie sea tal que la tormenta pueda, razonablemente, haberla cubierta en forma íntegra.

Estas dos hipótesis y los dos principios antes postulados constituyen lo que se denomina, en términos genéricos, condiciones de unitariedad. Si las suposiciones previas a la aplicación de cualquier método de transformación de lluvia en caudal son tales que no se cumple alguno de ellos no se pueden emplear los sistemas derivados del método del hidrograma unitario (Sherman, 1932).

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Roche (1966), entiende que estas condiciones se cumplen satisfactoriamente en superficies de hasta 100 km^2 , mientras que Linsley, Kohler y Paulus (1975) extienden el rango, de validez a 5000 km^2 siempre que no existan variaciones de la precipitación imputables a la topografía de la cuenca.

3.2.2. Los sistemas lineales e invariantes en el tiempo.

La relación entre la entrada $p(t)$ y la salida $q(t)$ se puede describir mediante la llamada integral de convolución.

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) u(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

donde $u(t-\tau)$ es el hidrograma unitario, o función núcleo, o kernel.

Númericamente podemos asociar este kernel al hidrograma producido por una precipitación de volumen unitario y T horas de duración; si consideramos un tiempo T progresivamente menor, manteniendo empero el volumen unitario, en el límite de $T=0$, el hidrograma resultante de esa precipitación instantánea se denomina hidrograma unitario instantáneo (H.U.I.), al que se asigna el cumplimiento de las ya mencionadas condiciones de unitariedad.

La figura 3.1. presenta el proceso de convolución que se opera en los sistemas lineales e invariantes en el tiempo.

El H.U.I. es desplazado en el tiempo, y al recibir cada impulso $p(t)$ produce componentes del hidrograma final, obtenido por adición de las respuestas parciales.

3.2.3. Modelos de simulación para sistemas lineales e invariantes en el tiempo. Modelo de Nash.

De los muchos modelos que la ingeniería ha desarrollado, se hará mención

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

a algunos que consideran que entre las variables de entrada y salida se produce un almacenamiento en uno o más embalses ficticios.

Este embalse tiene comportamiento lineal si su ecuación de almacenamiento es:

$$S = k \cdot q \quad (3)$$

donde S = almacenamiento
 k = constante de almacenamiento

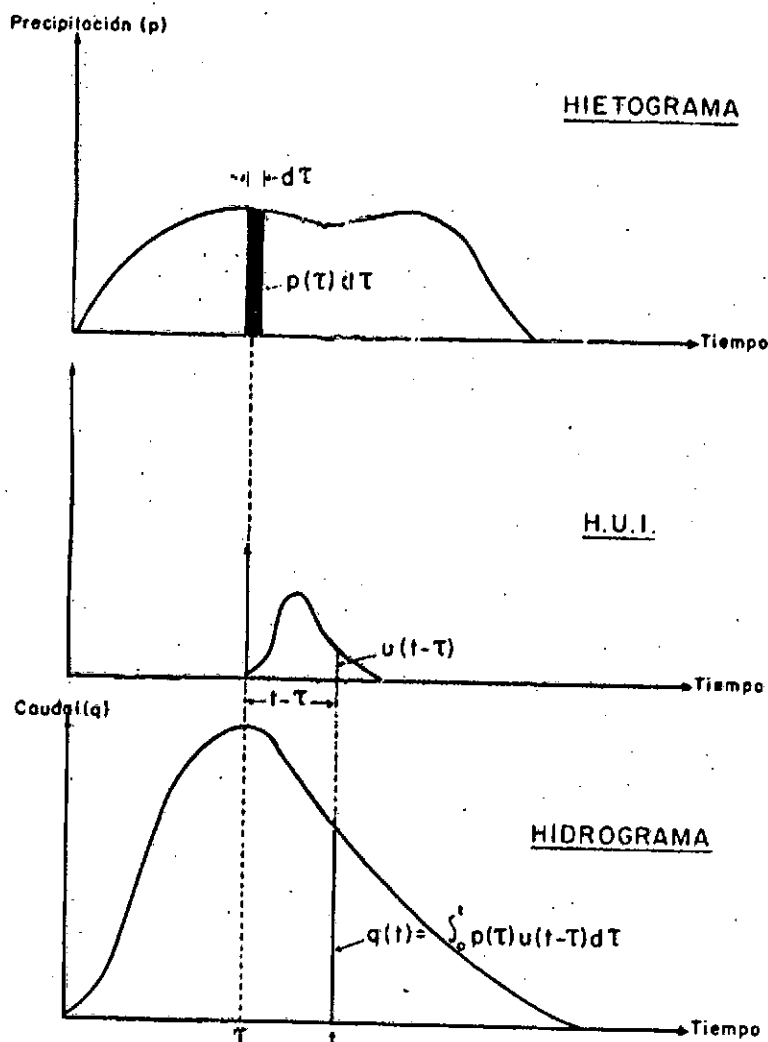


Figura 3.1.
 Convolución en los
 sistemas lineales
 e invariantes.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Obviamente, también se debe cumplir en el embalse la ecuación de continuidad:

$$\frac{dS}{dt} = p - q$$

derivando (3) y cambiando con (4)

$$\frac{dS}{dt} = k \frac{dq}{dt} = p - q$$

$$\frac{dq}{p - q} = \frac{1}{k} dt$$

$$\int \frac{1}{q - p} dq = -\frac{1}{k} \int dt$$

$$\ln (q - p) - \ln c = -t/k$$

$$\ln \frac{q - p}{c} = -t/k$$

$$\frac{q - p}{c} = e^{-t/k}$$

Admitiendo que $q = 0$ si $t=0$, se hace $-p/c = 1$, y $c = p$

$$q - p = -pe^{-t/k}$$

$$q = p - pe^{-t/k}$$

$$q = p (1 - e^{-t/k})$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Se advierte que si $t \rightarrow \infty$, $q = p$, que significa el cumplimiento de la ecuación de continuidad, pues a tiempo infinito la salida igualó a la entrada.

Si la precipitación $p(t)$ concluye en un cierto t_0 ,

$$\tau = t - t_0 \quad (5)$$

$$\frac{dS}{dt} = p - q \quad (4)$$

$$-q = \frac{dS}{d\tau} = k \frac{dq}{d\tau} \Rightarrow \int \frac{dq}{q} = -\frac{1}{k} \int d\tau$$

$$q = c e^{-\tau/k}$$

$$\text{si } \tau = 0 \text{ } t = t_0 \text{ y } q = q_0$$

(6)

$$q = q_0 \cdot e^{-\tau/k}$$

La anterior es la ecuación de vaciamiento del embalse; si ahora suponemos que existe un impulso $p(t_0)$ que llena en forma instantánea el embalse (cuya capacidad es S), tenemos que, de (3)

$$q_0 = \frac{S}{k}$$

y de (6)

$$q = \frac{S}{k} e^{-\tau/k}$$

para un escurrimiento producido por una entrada unitaria ($S = 1$) la respuesta es la función núcleo,

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

$$u(0,t) = q = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (7)$$

Este modelo, constituido por un solo embalse lineal e invariante se conoce como modelo de Zoch (1934); en 1956 Sugawara y Maruyama hacen pública su idea de considerar dos embalses lineales e invariantes con coeficientes de almacenamiento k_1 y k_2 ; un año mas tarde Nash propone un esquema de un número variable (n) de embalses en cascada, todos con el mismo coeficiente de almacenamiento.

Si consideramos que la salida del primer embalse es entrada del segundo, y así sucesivamente, se deriva de (7) la ecuación que da el kernel para ingresos y egresos con k_i constante.

$$u(0,t) = \frac{1}{k} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \cdot \frac{1}{(n-1)!} e^{-t/k} \quad (8)$$

Para poder considerar valores no enteros de n , Nash substituyó el factorial por una función gamma, con lo que (8) se transforma

$$u(0,t) = \frac{1}{k} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \frac{1}{\Gamma(n)} e^{-t/k} \quad (9)$$

donde $\Gamma(n) = \Gamma(n-1) \cdot (n-1)$, de modo que si n es entero, $\Gamma(n) = (n-1)!$ y para valores no enteros se recurre a tablas de la función o se hace integración numérica, si se trabaja con computadora.

En la ecuación (9) el primer momento respecto del origen es nk , y el segundo, respecto del centro del área es nk^2 , por lo que el proceso de búsqueda de n y k a partir de hidrogramas observados es relativamente sencillo; para el caso de estaciones sin datos, Nash (1960) derivó ecuaciones de co-

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

relación múltiple que ligaban n y k con factores geomorfológicos, de modo de poder calcular los hidrogramas unitarios instantáneos y no instantáneos de cualquier cuenca cuyas características permitan suponer el cumplimiento de las condiciones de unitariedad.

Una propiedad importante de estos dos parámetros n y k es que ellos definen el tiempo al pico del hidrograma; en efecto, el punto de máximo caudal se alcanzará cuando

$$\frac{d}{dt} \left[u(o, t) \right] = \frac{d}{d(t/k)} \left[u(o, t) \right] = 0$$

es decir

$$\frac{d}{d(t/k)} \left[\frac{1}{k} \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} \frac{1}{(n-1)!} e^{-t/k} \right] =$$

$$\frac{1}{k} \frac{1}{(n-1)} \left[(n-1) \left(\frac{t}{k} \right)^{n-2} e^{-t/k} - \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} e^{-t/k} \right] = 0$$

$$\cancel{\frac{1}{k}} \left(\frac{t}{k} \right)^{n-2} \cancel{e^{-t/k}} = \frac{(t)^{n-1}}{k} \cancel{e^{-t/k}} \cdot \frac{1}{\cancel{k} \cdot (n-1)}$$

$$(n-1) \left(\frac{t}{k} \right)^{n-2} = \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1}$$

$$\frac{t^{n-1}}{t^{n-2}} = (n-1) \frac{k^{n-1}}{k^{n-2}}$$

$$t_p = (n-1) k$$

(10)

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

K es la constante de almacenamiento, como ya se dijo para la ecuación (3); n es un valor que contribuye a dar forma el hidrograma, por lo que se lo denomina coeficiente de forma, o constante geomorfológica, pues se entiende que son en la cuenca los parámetros geomorfológicos los que definen el aspecto del hidrograma, y por ende, el del valor de n, que en la abstracción numérica es el número de embalses ficticios.

El análisis que aquí se hizo corresponde al del hidrograma unitario instantáneo: si se desea comprender el proceso con el hidrograma unitario bastará transformar la función del núcleo $u(t - \zeta)$ del hidrograma unitario instantáneo a la función núcleo del hidrograma unitario con duración T. Nash (1958) propuso un procedimiento basado en el concepto del hidrograma suma (o hidrograma en S), cuyo resultado es para un hidrograma unitario de intensidad de precipitación numéricamente igual a $1/T$.

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(o, y) dy; \quad y = t - \zeta$$

Repitiendo para esta integral el análisis que se hizo para la correspondiente al hidrograma unitario instantáneo se llega a

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \frac{1}{\Gamma(n)} \int_{\frac{t-T}{K}}^{\frac{t}{K}} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-(t/k)} d(t/k)$$

donde los límites de integración fueron divididos por k; tal como ya ocurriera con anterioridad, esta última integral es una diferencia entre dos funciones gamma, obteniéndose los valores numéricos de tablas o bien por integración numérica.

3.2.4. El modelo Hymo - 10.

El modelo Hymo-10 calcula primera los valores de k y t_p , en función de la

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

información que recibe acerca de área (A) longitud del cauce mayor (L) y diferencia de alturas (ht) entre el punto más alejado del cauce principal y la estación de aforos o sección de control, de acuerdo a las siguientes ecuaciones

$$k = 5,9485119 \times A^{0,231} \times \left(\frac{h_t}{L}\right)^{-0,777} \times \left(\frac{L^2}{A}\right)^{0,124}$$

$$t_p = 1,4413144 \times A^{0,422} \times \left(\frac{h_t}{L}\right)^{-0,46} \times \left(\frac{L^2}{A}\right)^{0,133}$$

Con k y t_p se calcula n, iterando la ecuación (11) hasta lograr suficiente precisión en la igualdad.

$$n = 1 + \frac{0,05}{\frac{k}{t_p} \left[\ln \left(\frac{1 + \sqrt{1 / (n-1)}}{1 + \sqrt{1 / (n-1)} + 0,05} \right) \right] + 0,05} \quad (11)$$

Cuando el volumen precipitado (V) deja de ser unitario,

$$V = A.p$$

e introduciendo V en la ecuación (9) queda

$$q = \frac{A p}{k} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \frac{1}{\Gamma(n)} e^{-t/k} \quad (12)$$

nótese que también fue reemplazado el término izquierdo de la igualdad,

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

desapareciendo la ordenada del hidrograma unitario y figurando la del que responde al caudal q .

Introduciendo (10) en (12) para eliminar k

$$\frac{q}{A} \frac{t_p}{p} = (n-1) \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} \frac{e^{-t/k}}{\Gamma(n)}$$

y si ahora

$$x = \frac{t}{k} \quad (13)$$

$$\frac{q}{A} \frac{t_p}{p} = \frac{(n-1) x^{n-1} e^{-x}}{\Gamma(n)} \quad (14)$$

Por otra parte, sabemos que el caudal pico q_p se producirá cuando $t = t_p$, y en ese caso, de (12)

$$x = \frac{t}{k} = \frac{t_p}{k} \quad (n-1) = (n-1)$$

efectuando reemplazos en (14)

$$\begin{aligned} \frac{q_p}{A} \cdot \frac{t_p}{p} &= \frac{(n-1) (n-1)^{n-1} e^{-(n-1)}}{\Gamma(n)} = \\ \frac{q_p}{A} \cdot \frac{t_p}{p} &= \frac{(n-1)^n e^{-(n-1)}}{\Gamma(n)} \end{aligned} \quad (15)$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

dividiendo (14) por (15)

$$\frac{q}{q_p} = \frac{(n-1) x^{n-1} e^{-x}}{(n-1)^n e^{-(n-1)}} = \frac{x^{(n-1)} e^{-x}}{(n-1)^{n-1} e^{-(n-1)}}$$

reemplazando

$$x = \frac{t}{t_p} (n-1)$$

y simplificando se llega a la ecuación de trabajo, que resulta ser

$$\frac{q}{q_p} = \left(\frac{t}{t_p}\right)^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_p} - 1\right) \quad (16)$$

salvo la rama depletiva del hidrograma, que en el modelo Hymo-10 se hace depender exclusivamente del parámetro k , ya analizado, a través de la siguiente ley de decaimiento exponencial.

$$q_i = q_{i-1} e^{-(\Delta t/k)} \quad (17)$$

donde i e $i-1$ son dos instantes de tiempo sucesivos separados por Δt .

Para poder hacer el cálculo de (16) en cada paso de tiempo, se define el valor de q_p partiendo de (15), haciendo

$$B = \frac{(n-1)^n e^{-(n-1)}}{\Gamma(n)}$$

con lo que

$$q_p = \frac{B.A.p}{t_p} \quad (18)$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Existe un paso de cálculo para estimación de la precipitación neta, luego de la lectura de los valores (reales o no) ingresados para excitar al modelo.

La precipitación neta se obtiene a través de la estimación, para cada sub-cuenca del "Runoff Curve Number", según metodología del Soil Conservation Service de los Estados Unidos de Norte América, ampliamente difundida.

Este sistema para calificar la aptitud de la cuenca para producir caudales según su fisiografía, suelos, situación cultural de las tierras, y grado de humedad del área en el momento anterior al comienzo de la lluvia, está también descrito en el manual del modelo Hymo - 10 y no será reiterado.

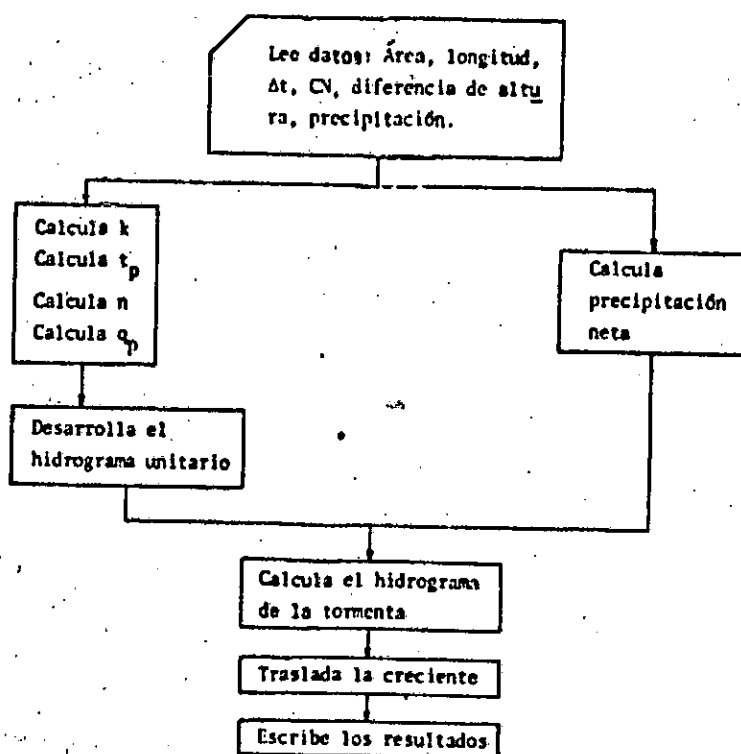


Figura 3.2. Diagrama de flujo simplificado.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Con la (18) se completa la serie de ecuaciones necesarias para comprender el funcionamiento del modelo de Nash tal como se discretizó en el Hymo-10.

A modo de resumen, el siguiente diagrama de flujo describe el orden en que se efectúan los cálculos para calcular, trasladar y escribir un hidrograma (acerca de estos dos últimos procedimientos se hará mención más adelante) (Figura 3.2.).

3.2.5. Otros modelos.

La historia de los modelos que asocian cuencas hídricas a transferencias de agua entre embalses en cascada continuó, a muy grandes rasgos, con Satto y Mikkawa (1956) y Diskin (1964), quien propuso un esquema de dos sistemas paralelos de embalses lineales sucesivos, con coeficientes de almacenamiento k_1 y k_2 .

Con anterioridad Dooge (1959) había formulado una importante crítica a estos sistemas, por no tener en cuenta los efectos de traslado en canal, y desarrolla su teoría del canal lineal, entendido como una serie infinita de presas lineales de capacidad infinitesimal con igual coeficiente de almacenamiento.

Esta teoría no será desarrollada pues el modelo Hymo-10 efectúa el avance de las crecientes mediante otro sistema al que se hará referencia en forma inmediata. Para terminar esta semblanza acerca de los modelos basados en embalses lineales se dirá que O'Donnell (1966) concibió la cuenca como un sistema variante según el tiempo, donde las n presas lineales de Nash poseen coeficientes k iguales pero siendo

$$\begin{aligned} k &= k(t) \text{ (por ejemplo,} \\ k &= k_0 + at, \\ \text{con } k &= k_0 \text{ cuando } t = t_0) \end{aligned}$$

Por último, hace ya varios años que Amorochio propicia el uso de sistemas no lineales, de los que no se hará discusión.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.2.6. El tránsito de las crecientes en el modelo Ilymo - 10.

3.2.6.1. Tránsito fluvial.

El método con que se realiza el avance recibe el nombre de VTT (variable travel time); está basado en la ecuación de continuidad, considera los almacenamientos que se producen durante los cambios de pendiente en el nivel del agua y pese a tener un mecanismo iterativo no presenta problemas de inestabilidad numérica.

La ecuación de continuidad nos dice que la diferencia entre ingresos y egresos es la variación con el almacenamiento; efectuando el análisis para valores medios dentro del intervalo de tiempo es

$$1/2 (I_1 + I_2) - 1/2 (O_1 + O_2) = (S_2 - S_1) \Delta t \quad (19)$$

donde Δt = paso de tiempo entre los suscriptos 1 y 2

I = caudales afluentes

O = caudales efluentes

S = almacenamiento

El tiempo de traslado (T) se define como

$$T = L/V$$

L = longitud del tramo

V = velocidad media

(20)

La velocidad media es caudal medio por el área transversal promedio

$$\bar{Q} = \frac{I + O}{2} \Rightarrow V = (I + O) / 2A$$

$$T = 2L \cdot A / (I + O)$$

$$T = 2S / (I + O)$$

(21)

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Si en (21) se introducen suscriptos y despeja S

$$S_i = \frac{I_i + O_i}{2} T_i \quad (22)$$

haciendo los suscriptos igual a 1 y 2, e introduciendo (22) en (19) se llega a la ecuación de traslado

$$O_2 = I_1 (\Delta t + T_1) - O_1 (\Delta t - T_1) + I_2 (\Delta t - T_2) / (\Delta t + T_2) \quad (23)$$

para resolver esta ecuación es necesario conocer el valor de T_2 , pues I_1 e I_2 son dato y O_1 y T_1 son resultado del cálculo previo.

Si se acepta que la velocidad es la normal (para movimiento uniforme), por iteración entre (23) y (21) se obtendría el resultado, pero es sabido que durante las crecientes las velocidades no son las normales, debido a cambios en la pendiente de la superficie del agua. La velocidad real (V) se liga a la normal (V_n) a través de

$$V = V_n \sqrt{F / F_0} \quad (24)$$

F = pendiente del pelo de agua

F_0 = pendiente media del canal fluvial

$$F = F_0 + (D_I - D_O) / L \quad (25)$$

donde D_I y D_O son las cargas hidráulicas del ingreso y egreso, respectivamente.

Combinando las dos últimas ecuaciones

$$V = V_n \sqrt{1 + (D_I - D_O) / (L \times F_0)} \quad (26)$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

si recordamos (20) $T = L / V$

$$T = L / V_n \sqrt{1 + (D_I - D_O) / (L \times F_O)} \quad (27)$$

para que la ecuación de continuidad también quede cumplida, la ecuación (21) se escribirá como

$$T = 2S (I_n + O_n) \sqrt{1 + (D_I + D_O) / (L \times F_O)} \quad (28)$$

donde I_n y O_n son los caudales normales que corresponden a las profundidades D_I y D_O . El valor de T al final del intervalo Δt puede ser introducido en (23) para obtener O_2 , pero en virtud que T y D_O se encuentran ligados en (28) se hace necesario buscar en forma iterativa de O_2 estableciendo en primera instancia $T_2 = T_1$ para la ecuación (23), luego computar T_2 con (28) usando la primera aproximación de O_2 para el cálculo de D_O y O_i , que se calcula

$$O_i = O_{i-1} / \sqrt{1 + (D_I - D_O) / (L \times F_O)} \quad (29)$$

donde D_I y D_O son aproximadamente los tirantes normales para I_2 y O_2 . Computado O_i , se calcula D_O , pues es la carga hidráulica normal para el caudal O_i , y entonces se emplean D_I y D_O en (29) para refinar el cálculo de O_i . D_O y O_i ingresan ahora en (28) para una mejor estimación de T_2 , con la que se obtiene O_2 de (23), que es la cifra que se emplea para comprar con la primera estimación, y si el error supera el margen establecido, el valor recién calculado se emplea como segunda estimación para reiniciar el ciclo.

En el modelo se exige que la igualdad se cumpla con 99,9% de precisión numérica; la convergencia es sumamente rápida.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

En caso de no poseer datos reales de las curvas de calibración altura-caudal que provean los lazos entre D y O, el modelo permite su cálculo por aplicación de ley de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

donde n = coeficiente de rugosidad
 R = radio hidráulico
 i = pendiente, tanto por uno

Para cada altura se genera un dato de caudal, teniendo entonces como datos, la batimetría de la sección (expresada por puntos coordinados), y la estimación del coeficiente de rugosidad.

3.2.6.2. Tránsito por embalses.

El modelo Hymo - 10 transita las crecientes a través de embalses por aplica-

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

ción del algoritmo de PULS.

La única exigencia teórica por cumplir es que el ascenso y descenso de los niveles en el lago se opere manteniéndose éstos razonablemente horizontales. De este modo el almacenamiento en el lago será función de la topografía (constante) y de una altura.

Se plantean entonces

$$S = f(h) \quad (30)$$

$$Q = f(h) \quad (31)$$

en donde (31) es la ecuación de los órganos erogadores. Por combinación de ambas se construye una relación biunívoca

$$S = f(Q)$$

La ecuación de continuidad se reordena para hacer

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t$$

$$2 S_2 - 2 S_1 = (I_1 + I_2 - O_1 - O_2) \Delta t$$

$$(I_1 + I_2 - O_1) \Delta t + 2 S_1 = 2 S_2 + O_2 \Delta t$$

en que el primer término contiene los datos, y el segundo las incógnitas S_2 y O_2 ; el algoritmo se termina de resolver encontrando el valor de O_2 de la relación que lo vincula con $2S + Q\Delta t$ (Ver figura N° 3.3.)

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

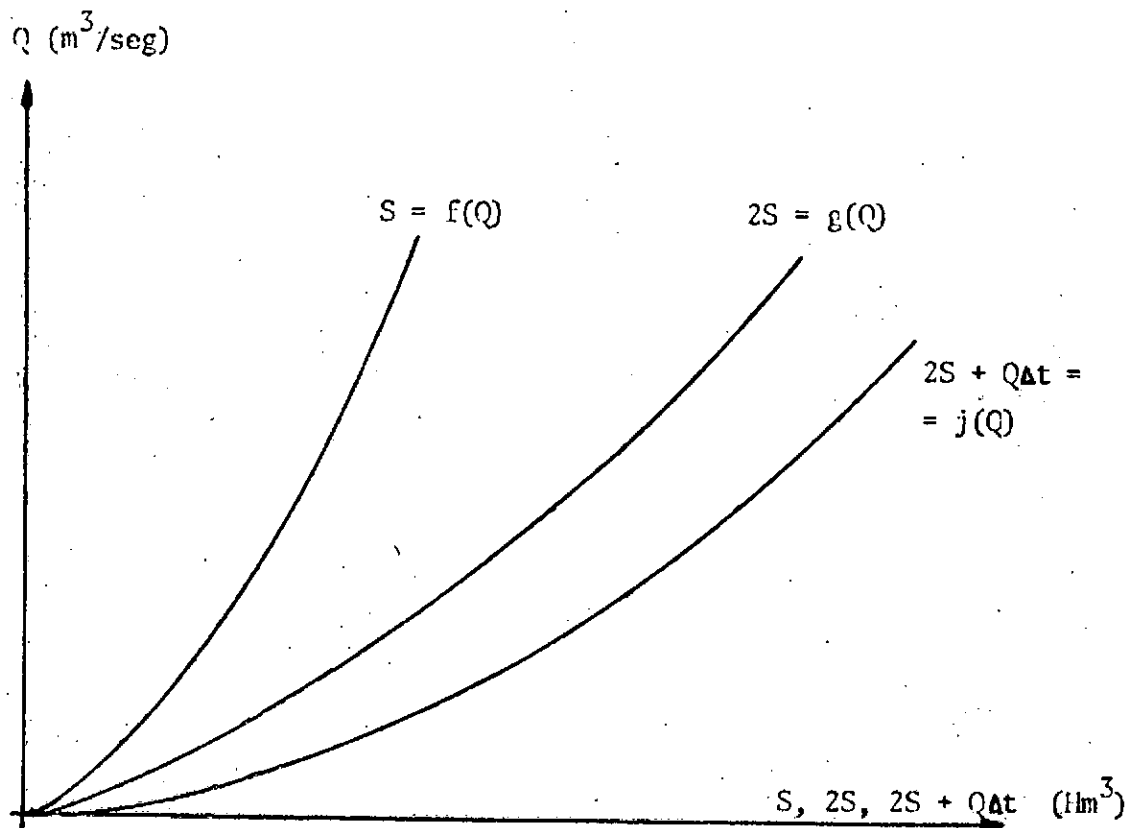


Figura 3.3. Solución gráfica del algoritmo PULS

Conocida O_2 se calcula S_2 : ambas cifras sirven para el cómputo de O_3 y S_3 , y así sucesivamente. El valor inicial de O se iguala al de I .

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.3. Datos ingresados al modelo

3.3.1. Datos areales.

El plano N° 3.1. muestra la división en 13 subcuencas con que se operó el modelo. Los datos areales extraídos de las planchetas escalas 1/50.000 y 1/100.000 del IGM figuran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Datos areales ingresados al modelo.

Cuenca N°	Área Km ²	Longitud Cauce Km	Desnivel m
301	2.946,56	183,25 (x)	28,15 (x)
303	1.624,38	102,8	27,85
304	772,60	53,0	32,33
305	633,75	68,25	34,80
306	1.290,00	116,5 (x)	25,5 (x)
308	1.351,90	77,55	44,19
309	606,50	50,00	46,98
310	1.107,50	84,30	42,70
311	336,25	50,30	3,00
312	1.190,00	78,60	50,50
313	1.030,00	102,45	38,30
314	1.282,00	78,3 (x)	27,9 (x)
316	1.782,62	71,30	38,80

Los elementos marcados con (x) fueron reemplazados en las corridas, por valores calculados de k y Tp (ver teoría del modelo), según se exhibe en la tabla 3.2.

Las estimaciones se realizaron contrastando hidrogramas reales y simulados.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.2. Valores de K y Tp.

Cuenca Nº	K	Tp
301	160	120
306	27,5	80
314	25 2,5	50

Las longitudes y pendientes para el tránsito de los caudales por los cauces se exhiben en la tabla 3.3.

Tabla Nº 3.3. Longitud y pendiente en los tramos de tránsito de caudales por canales fluviales.

Tránsito		Longitud (km)			Pendiente (%)		
desde	hasta	cauce	Planicie	Media	cauce	Planicie	Media
301	102	108,35	40,00	74,175	0,0060	0,0139	0,00995
104/501	103	70,50	27,00	48,750	0,0060	0,0139	0,00995
106	107	46,00	22,00	34,000	0,0061	0,0150	0,01055
108	109	105,00	45,80	75,40	0,0117	0,0269	0,01930
112/506	113	59,50	25,50	42,50	0,0069	0,0145	0,01070
314	116	72,50	30,50	51,50	0,0114	0,0272	0,01930
117	118	69,00	34,50	51,75	0,0093	0,0160	0,01265

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.3.2. Valores CN

El valor asignado al parámetro CN, para cada subcuenca, en condición de saturación media del suelo, fue como se muestra en la tabla N° 3.4.

Tabla 3.4. Valores de CN

	Cuenca N°	III CN	II			
Paso Duarte	301	86	70	60	66	51.5
~ 73						
65	303	81,2	64			
65	304	81,7	64			
69	305	84,8	64			
Lucos	306	84,7	66			50
~ 69	308	82,8	65			
63	309	86,9	71			
	310	84,3	66			
	311	84,7	66			
	312	87,9	71			
	313	88,6	72			
VILLAGUAY	314	87,0	71	69.3	74.3	77.5
CN = 74	316	88,1	72			

3.3.3. Valores de precipitación.

De las precipitaciones, si bien se discuten en el numeral 3.3.7. interesa resaltar las cifras recurrentes cada 20 años, empleadas luego para probar el impacto de los diques.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla N° 3.5 Precipitaciones recurrentes cada 20 años (en mm) por sub-cuencas, desde uno a cinco días.

Cuenca N°	P R E C I P I T A C I Ó N (mm)				
	1 día	2 días	3 días	4 días	5 días
301	143,0	194,7	240,7	249,1	257,0
303	171,0	234,8	290,7	300,6	309,8
304	112,4	187,8	213,8	241,6	270,5
305	126,1	207,7	237,8	267,0	297,4
306	110,7	182,1	208,7	234,0	260,4
308	112,9	184,4	210,6	238,3	265,7
309	102,1	170,8	194,5	219,8	246,0
310	122,9	204,4	233,9	264,2	295,8
311	145,7	243,7	277,4	313,4	350,9
312	147,1	223,7	248,0	293,3	322,6
313	133,8	223,8	254,7	288,2	322,2
314	98,9	165,4	188,3	212,7	238,2
316	132,4	215,1	245,8	278,2	309,9

Las cifras de la tabla 3.6. surgieron por composición areal de acuerdo a la ponderación de Tiessen (Plano N° 3.2.) cuyos resultados porcentuales se dan en la tabla N° 3.6.

Tabla Nº 3.6. Porcentaje de intensidad de cada pluviómetro según subcuencas.

Pluviômetro	C U E N C A N°												
	301	303	304	305	306	308	309	310	311	312	313	314	315
14													17,6
44													25,4
15						8,1	8,1			40,9			11,7
16										14,7			11,7
17						22,9	22,9	49,9			12,6		0,6
4										44,4			29,6
5											36,0		3,4
6			1,2	31,0	14,0			12,2	100		43,3	18,3	
45					33,0		62,4 ?				8,1	72,9	
21						69,0	93,4	5,4					
22		3,0	98,8	63,0			6,6	32,5					
23		54,0		6,0	6,0								
24	0,5	18,0											
25	11,0	9,0											
26	50,0	15,0											
9	2,0	1,0		47,0								8,8	
27	5,0												
28	11,0												
29	14,0												
32	5,0												
34	1,5												
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.3.4. Valores de rugosidad.

Los valores estimados para rugosidades oscilaron entre $n = 0,016$ y $n = 0,075$.

Debe señalarse que se entienden los mismos como sumamente tentativos; un ajuste fino de los mismos exigiría un adecuado contraste de leyes altura-caudal generadas por el modelo y obtenidas como consecuencia de los aforos.

No obstante lo anterior, se estima que para esta etapa el grado de definición es suficiente, sobre todo teniendo en cuenta que la influencia del parámetro n es menor frente a otros como CN, o areales.

En los listados de computadora del Anexo N° 5 se encontrarán en las instrucciones CALCULE CURVA AFORO las cifras calculadas, indicando en cada caso la progresiva hasta la cual es válida el dato. Los valores negativos indican rugosidad del cauce menor.

Los perfiles empleados para los cálculos fueron principalmente extraídos de la campaña hidrotopográfica realizada por la firma Adjiman y Chegorskiy, otros fueron relevados en el campo; a estos últimos se los puede ver en los planos 3.3. a 3.8.; en los listados del Anexo N° 5 existe información numérica completa de todos los perfiles, indicándose en cada caso progresivas y cotas.

Asimismo, el Plano 3.1. muestra la ubicación de los perfiles tomados de la referida campaña hidrotopográfica según el número que figura en los listados del Anexo N° 5, o citados por el nombre de los planos 3.3. a 3.8.

3.3.5. Datos de caudal.

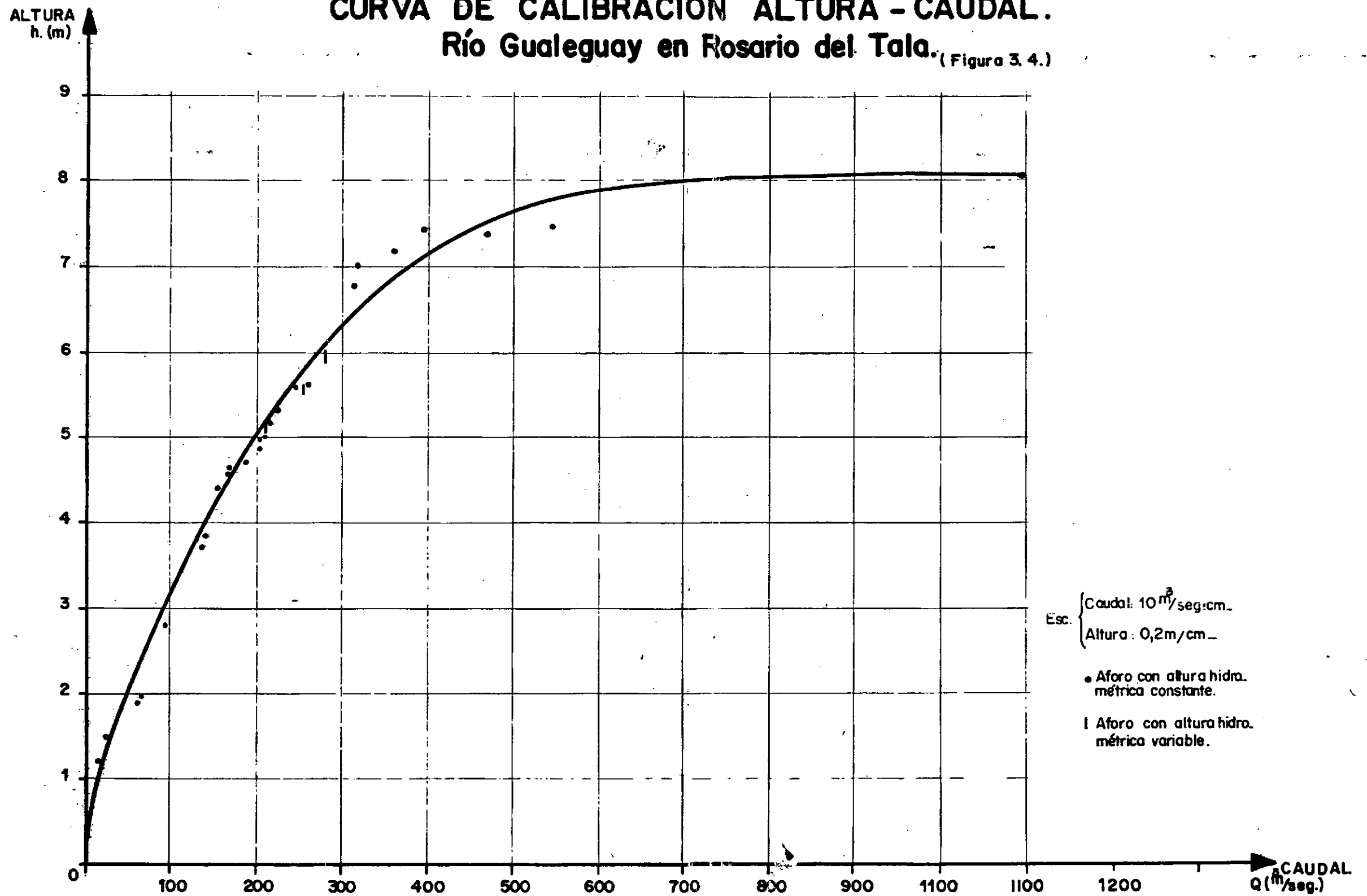
Entre los años 1975 y 1977 se efectuaron 32 aforos del río Gualaguay en la sección de Rosario del Tala. Con los valores de altura y caudal se elaboró la correspondiente curva de calibración (figura N° 3.4.); los datos se encuentran en la tabla N° 3.7.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.7. Aforos del río Guauguay en Rosario del Tala

Aforo Nº	Fecha	ALTURA		Caudal (m ³ /seg)
		Inicial (m)	Final (m)	
1	20-5-75	5,53	5,56	246,5
2	21-5-75	5,60	5,62	156,1
3	27-5-75	7,39	7,39	395,6
4	7-6-75	6,00	5,87	278,2
5	12-6-75	4,54	4,53	169,4
6	13-6-75	4,38	4,38	157,3
7	19-6-75	3,83	3,81	142,8
8	20-6-75	3,73	3,72	131,0
9	20-6-75	3,72	3,72	136,4
10	22-6-75	5,50	5,54	255,4
11	23-6-75	5,63	5,62	259,5
12	24-6-75	5,33	5,31	224,3
13	25-6-75	5,17	5,15	214,5
14	26-6-75	5,01	5,01	209,5
15	27-6-75	4,86	4,86	205,4
16	28-6-75	4,69	4,66	178,4
17	28-6-75	4,60	4,60	170,0
18	4-7-75	4,98	4,99	202,4
19	5-7-75	5,01	5,015	209,1
20	5-7-75	5,16	5,17	214,7
21	22-11-75	1,50	1,50	27,5
22	24-11-75	1,20	1,19	18,3
23	17-3-76	8,08	8,06	1.090,5
24	27-3-76	7,20	7,19	362,3
25	29-3-76	7,01	6,98	317,7
26	31-3-76	6,78	6,76	313,9
27	17-11-76	1,91	1,91	64,0
28	18-11-76	1,99	1,99	66,0
29	1-4-77	7,34	7,34	468,0
30	31-3-77	7,46	7,45	546,0
31	16-9-77	2,81	2,77	93,0
32	17-9-77	2,42	2,40	74,0

CURVA DE CALIBRACIÓN ALTURA - CAUDAL. **Río Guleguay en Rosario del Tala.** (Figura 3.4.)



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Con la curva de la Figura 3.4. se transformaron en caudal las alturas registradas de crecientes que se empelaron para calibración.

De esas crecientes se eliminó el caudal base por métodos convencionales (gráficos) para operar el modelo sólo con los caudales superficiales, e in tentar hidrogramas simulados similares a los reales.

Las fechas y valores de caudal real (y simulado) se encuentran en el Anexo N° 5 en los listados a los que se hizo mención.

3.3.6. Datos hidráulicos. Prediseño de los dispositivos de erogación.

Se supuso que los diques simulados cuentan con vertederos y descargadores de fondo.

Las pautas de prediseño fueron las siguientes:

- . el vertedero no resulta rebalsado si precipitan las lluvias de 100 años de recurrencia.
- . Los caudales que discurren por el lecho menor del río son evacuados a través de la descarga de fondo.
- . el umbral del vertedero se encuentra a una altura razonablemente próxima a la que alcanzaron las aguas en el año 1959, según la Caracterización Agro-económica del Valle Inundable del Río Guauguay (CFI - Provincia de Entre Ríos, S/D).

3.3.6.1. Descargadores de fondo.

Se simularon descargadores rectangulares, cuyos caudales se calcularon según

$$Q = \frac{L C_c b \sqrt{2 g h}}{\sqrt{1 + C_c b/h}}$$

donde Q = caudal, m³/seg

L = ancho del orificio de la descarga (m).

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

b = altura del orificio (m).

g = aceleración de la gravedad, $9,81 \text{ m/seg}^2$.

Cc = coeficiente de desagüe, variable según b/h, extraído del gráfico 3.1.

(compuertas deslizantes).

h = tirante aguas arriba.

Mientras el orificio trabajó como canal, los caudales resultaron de aplicar

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

donde K = 73

A = sección mojada, m^2

R = radio hidráulico, m.

i = pendiente, tanto por uno.

3.3.6.2. Vertederos.

Los caudales que se evacúan por vertedero se calcularon de

$$Q = u b h \sqrt{2 g h}$$

con u = 0,44

h = tirante, m.

b = largo del vertedero, m.

La tabla 3.8. resume características destacables de los dispositivos calculados.

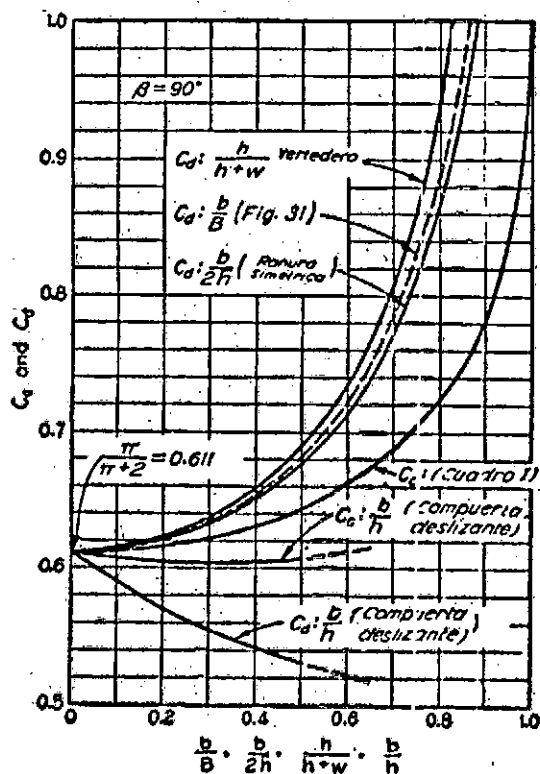


Fig. 45.—Variación de los coeficientes de escape con la forma del contorno.

Fuente: Hunter Rouse.
Hidráulica.
Editorial Dossat,
Madrid, 1951

Gráfico 3.1. Variación de los coeficientes de desagüe con la forma del contorno.

Tabla 3.8. Características de los dispositivos de descarga.

Dique	Centenario	Mojones	Burgos	Lucas	Moreira	Laguna
Descarga de fondo:						
1. Secciones de descarga, metros	4x2,5x2,0	1,7x1,5	1,7x1,0	2,8x2,0	2x2,1x1,3	5x3,3x2,5
Vertederos:						
1. Carga máxima, metros	1,5	1,0	1,0	2,0	1,5	2,0
2. Longitud del coro- namiento, metros	112	75	65	100	120	220
3. Cota I.G.M. del coronamiento, metros	49,60	48	55	49,5	57,5	43

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

En base a estas características se calcularon los caudales para distintas alturas en el embalse, para luego estimar los volúmenes de almacenamiento de los gráficos III-1 a III-6 del Estudio preliminar de las características topográficas y geotécnicas de las posibles zonas de regularización y emplazamiento de obras (CFI, 1981).

Los caudales y volúmenes para cada altura de embalse se emplearon para el cálculo del hidrograma emergente del dique, según se ha analizado en 3.2.6.2.

Las tablas 3.9. a 3.14. muestran las cifras que se obtuvieron.

Tabla 3.9. Dique Centenario

Cota Embalse (I.G.M.) m.	Q orificio m3/seg	Q vert. m3/seg	Q total m3/seg	Almacenamiento hm3
43,60	-	-	-	-
44,10	1,67	-	1,67	5,82
44,60	5,01	-	5,01	11,64
45,10	9,33	-	9,33	30,12
45,60	14,34	-	14,34	113,04
46,60	68,53	-	68,53	237,42
47,60	83,77	-	83,77	357,62
48,60	97,33	-	97,33	500,00
49,60	109,90	-	109,90	715,20
49,70	111,14	6,9	118,04	730,40
49,85	113,08	27,29	140,37	753,20
50,10	115,85	77,17	193,02	820,96
50,60	121,06	218,28	339,34	1045,76
51,10	126,73	401,01	527,74	1270,56

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.10. Dique Mojones.

Cota Embalse (I.G.M.) m.	Q orificio m ³ /seg	Q vert. m ³ /seg	Q total m ³ /seg	Almacenamiento hm ³
44,60	-	-	-	-
45,10	0,71	-	0,7	1,13
45,60	1,82	-	1,8	6,80
46,10	3,06	-	3,1	12,47
47,0	7,64	-	7,6	22,67
47,2	8,36	-	8,4	24,94
47,4	8,83	-	8,8	27,21
47,6	9,25	-	9,2	30,15
47,8	9,65	-	9,6	33,14
48,0	10,06	-	10,1	36,13
48,2	10,46	13,1	23,6	39,12
48,4	10,81	37,0	47,8	42,12
48,6	11,18	67,9	79,1	45,11
48,8	11,60	104,6	116,2	48,10
49,0	11,96	146,2	158,2	51,10
49,2	12,29	192,1	204,4	54,09
49,4	12,64	242,1	254,7	57,08
49,5	12,83	268,5	281,3	58,58

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.11. Dique Burgos.

Cota Embalse (I.G.M.) m.	Q orificio m3/seg	Q vert. m3/seg	Q total m3/seg	Almacenamiento hm3
49,20	-	-	-	-
49,70	0,37	-	0,37	0,84
49,95	0,43	-	0,43	1,26
50,20	1,17	-	1,17	3,22
50,70	4,13	-	4,13	7,91
51,20	5,04	-	5,04	12,59
51,70	5,85	-	5,85	17,28
52,20	6,59	-	6,59	21,97
52,70	7,26	-	7,26	26,65
53,20	7,93	-	7,93	31,34
53,70	8,53	-	8,53	36,90
54,20	9,11	-	9,11	42,45
54,70	9,60	-	9,60	48,01
55,00	10,08	-	10,08	52,60
55,20	10,27	11,33	21,60	53,56
55,25	10,32	15,84	26,16	54,12
55,50	10,60	44,79	55,39	56,90
55,75	10,78	82,28	93,06	59,67
56,00	11,01	126,68	137,69	62,45
56,25	11,22	177,04	188,26	65,23
56,50	11,45	232,73	244,18	68,01

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.12. Dique Lucas

Cota Embalse (I.G.M.) m	Q orificio m3/seg	Q vert. m3/seg	Q total m3/seg	Almacenamiento hm3
46,0	0,78	-	0,78	3,83
46,5	2,11	-	2,11	7,67
47,0	3,66	-	3,66	11,50
47,5	5,31	-	5,31	15,33
48,0	19,15	-	19,15	19,17
48,5	21,30	-	21,30	23,00
49,0	23,46	-	23,46	26,83
49,5	25,38	-	25,38	30,61
49,7	26,19	17,43	43,62	32,20
49,9	26,93	49,30	76,23	33,73
50,1	27,66	90,58	118,24	40,3
50,3	28,39	139,46	167,85	51,9
50,5	29,11	194,89	224,00	63,5
50,7	29,77	256,20	285,97	75,1
50,9	30,42	322,84	353,26	86,7
51,1	31,12	394,44	425,56	98,3
51,3	31,81	470,66	502,47	109,9
51,5	32,49	551,25	583,74	121,5

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.13. Dique Moreira

Cota Embalse (I.G.M.) m	Q orificio m ³ /seg	Q vert. m ³ /seg	Q total m ³ /seg	Almacenamiento hm ³
54,50	-	-	-	-
55,00	1,07	-	1,07	4,35
55,5	3,02	-	3,02	12,0
55,8	4,41	-	4,41	16,0
56,0	5,39	-	5,39	20,0
56,50	7,98	-	7,98	30,8
57,0	17,79	-	17,79	46,0
57,5	20,29	-	20,29	63,2
58,0	22,60	82,69	105,29	86,0
58,25	23,57	151,91	175,48	96,0
58,50	24,67	233,87	258,54	112,0
58,75	25,54	326,85	352,39	134,4
59,0	26,52	429,65	456,17	152,0

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.14. Dique Laguna

Cota Embalse (I.G.M.) m	Q orificio m3/seg	Q vert. m3/seg	Q total m3/seg	Almacenamiento hm3
33,5	2,94	-	2,94	2,43
34	9,00	-	9,00	4,87
34,5	17,08	-	17,08	7,30
35	26,68	-	26,68	9,73
35,5	37,48	-	37,48	12,16
37	165,08	-	165,08	19,46
38	193,18	-	193,18	24,33
39	218,36	-	218,36	96,43
40	242,26	-	242,26	168,75
41	264,78	-	264,78	325,25
42	285,08	-	285,08	481,75
43	304,57	-	304,57	705,25
43,01	304,74	0,43	305,17	708,36
43,2	307,97	38,35	346,32	763,63
43,4	311,86	108,47	420,33	821,81
43,6	316,25	199,27	515,52	879,99
43,8	320,63	306,80	627,43	938,17
44,0	325,01	428,77	753,78	996,35
44,2	328,28	563,63	891,91	1054,53
44,4	331,53	710,26	1041,79	1112,71
44,6	334,75	867,77	1202,52	1170,89
44,8	337,93	1035,46	1373,39	1229,07
45,0	341,09	1212,74	1553,83	1287,25

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES**3.3.7. Tormenta de Proyecto. (*)****3.3.7.1. Estado de la red básica existente.**

La ubicación y extensión de los registros de las estaciones hidrometeorológicas en la Provincia de Entre Ríos se recabó de los archivos del Servicio Meteorológico Nacional y del Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas que fueron inspeccionados, y sometidos esos registros a análisis de consistencia.

Como resumen de los resultados obtenidos en la inspección de las estaciones se encontró que el 59,6% de los pluviómetros requirieron inmediata renovación en tanto que el 27,5% de la red instalada por el S.M.N. estaba en buenas condiciones; esta red se reforzó con nuevos instrumentos.

En el marco de un convenio firmado entre el Consejo Federal de Inversiones y el Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, este último organismo recopiló de los archivos del Servicio Meteorológico Nacional las planillas de precipitaciones diarias desde los años 1957 a 1974 de las estaciones seleccionadas.

Posteriormente se efectuaron tareas de depuración de la información, incluyendo en ello el trazado de mapas isoyetales para aquellas tormentas que se consideraron significativas; este procedimiento permitió estudiar la validez de los registros considerando la posible distribución geográfica de las tormentas actuantes.

3.3.7.2. Instalación y operación de estaciones de medición complementarias.

La evaluación de las estaciones antes indicada mostró la conveniencia de complementar la red existente mediante la instalación de nuevas estaciones pluviométricas y pluviográficas; el objetivo era establecer una red de observación mínima que, aunque distara de las condiciones óptimas, permitiera satisfacer las necesidades propias del estudio sin perder de vista el grado de detalle requerido por los métodos empleados.

(*) por Rubén A. Daffinoti.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Las estaciones correspondientes a la red básica del S.M.N., utilizadas en el estudio ya sea para el tratamiento estadístico como para el análisis de la conformación areal de las precipitaciones, son las que se indican a continuación:

Nº	Estación Denominación
4	Las Moscas
5	Domínguez T.p.
6	Villaguay Met
9	Gral. Campos G.U.
14	Solá
15	Maciá G.U.
16	Guardamonte G.U.
17	Durazno G.U.
18	Puiggari
21	Hasenkamp G.U.
22	Bovril (La Diligencia)
23	Bernardi G.U.
24	El Cimarrón G.U.
25	Federal Met.
26	Nueva Vizcaya G.U.
27	La Calandria G.U.
28	Miñones G.U.
29	Los Conquistadores
32	Chajarí G.U.
34	Isthilart G.U.
44	Rosario del Tala G.U.
45	Jubileo G.U.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.3.7.3. Tormentas de diseño

3.3.7.3.1. Análisis de series puntuales de precipitación.

Existen dos situaciones que deben considerarse y cuyo estudio demanda tratamientos diferentes, a saber: extrapolación de precipitaciones para distintas recurrencias y distribución espacial de las precipitaciones puntuales antes calculadas.

Se procedió a analizar las series de precipitación de cada uno de los pluviómetros que tuvieran extensión suficiente en sus registros como para encarar los estudios estadísticos, calculándose para ello sus momentos principales y evaluando los ajustes a ocho funciones de distribución.

Las distribuciones utilizadas son las denominadas Galton, Fréchet, Gauss y Gumbel, y para las dos últimas las series de raíces cuadradas y cúbicas de los valores originales.

Para estimar el ajuste que presentó cada serie a las diferentes funciones de distribución se utilizaron los test de ajustes Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov.

De esta manera cada estación se ajustó a una función de distribución que no necesariamente era la misma que la de las otras estaciones, es decir que las diferentes series temporales se correspondían con distintas funciones de distribución; como ejemplo se puede mencionar que la distribución con mejor ajuste para la serie de Rosario del Tala era la Distribución Normal (o Gauss), en tanto que en Jubileo era la distribución Fréchet.

Lo expuesto determinó la necesidad de adoptar un método que permitiera obtener un resultado final en las extrapolaciones temporales consistente para todas las estaciones, es decir todas representadas por la misma función de distribución.

Con este objetivo se consideraron no sólo los mejores ajustes sino también

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

los siguientes, tomándose en definitiva la función de distribución Gumbel para las extrapolaciones a diferentes recurrencias.

En el Anexo N° 4 se adjuntan los listados de computadora con los datos y sus resultados.

En lo concerniente a la duración de la tormenta de diseño se adoptó la pre cipitación caída durante 5 días debido al tamaño de la cuenca y al tipo de datos disponibles; posteriormente se efectuó una redistribución de la lluvia para duraciones de uno, dos, tres y cuatro días.

3.3.7.3.2. Extrapolación areal de resultados puntuales.

El estudio de las series temporales permite efectuar extrapolaciones de va lores esperados para diferentes recurrencias; sin embargo la representati- vidad de los valores obtenidos es puntual, es decir, que no permiten por sí mismos determinar el volumen de agua caída sobre una superficie mayor que el área de recepción de los pluviómetros.

Existen diferentes métodos para estimar el promedio de precipitación en un área a partir de datos puntuales, su empleo depende del tamaño de las cuen cas en estudio, de la densidad de la red de observaciones, de la calidad y tipo de los datos y en última instancia del objetivo de los estudios; el mé todo seleccionado atendiendo a todos estos limitantes combina el trazado de isoyetas con el cálculo de regresiones lineales existentes entre las distin tas estaciones.

En una primera etapa se seleccionaron tormentas de magnitud tal que permi tieran considerarlas como representativas de fenómenos extremos, obteniéndose valores en los que se tomó la precipitación total caída durante un pe- ríodo de 5 días (tabla 3.15.).

A su vez los 5 días en cada estación son los mismos que los tomados para to das las restantes, imponiendo de esta manera condiciones de homogeneidad en la serie.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Para las estaciones seleccionadas se estimaron las regresiones entre pares de estaciones, y su grado de dispersión se estimó por los coeficientes de correlación (tabla 3.16.).

De acuerdo al análisis de los mapas isoyetales y en forma concordante con los coeficientes de correlación hallados, fue necesario efectuar un agrupamiento de las estaciones en dos conjuntos claramente diferenciados; en la parte norte de la cuenca quedaron las estaciones 23, 24, 25, 26, 27, 27, 28, 29, 34, 32, y en la parte sur las 4, 5, 6, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 44 y 45.

Una vez efectuado este agrupamiento se analizó el decaimiento de los coeficientes de correlación con las distancias en cada grupo, manteniéndose sólo aquellos que de acuerdo a los test de representatividad empleados (test de Fischer) pudieran considerarse como coeficientes de correlación no nulos; de esta manera se seleccionó una estación base por grupo que permitiera extrapolar valores a las demás estaciones por métodos de regresión.

Las estaciones bases Maciá G.U. y Federal MET ya analizadas desde el punto de vista estadístico y encontradas sus funciones de distribución más representativas, debían además reunir otros requisitos: entre ellos que al tomar un período de recurrencia para el diseño, no generara valores con recurrencias mayores en las otras estaciones, en sus correspondientes funciones de distribución; esto automáticamente introduciría cambios en las probabilidades adoptadas en el proyecto. Es decir que, por ejemplo, si se toma 50 años de período de recurrencia, el fenómeno físico no necesariamente debe ser tal que coincidieran todas las estaciones con valores correspondientes a 50 años, pero si alguna estación tuviera una precipitación mayor ésta es la que fijaría la recurrencia del estudio.

Una última corrección para el cálculo de la lámina de agua promedio se efectuó por medio del trazado de mapas isoyetales para las diferentes recurrencias, en los que se debe analizar las características físicas de las tormentas actuantes.

Tabla 3.15. Tormentas empleadas para el cálculo de la ecuación de regresión.

Estaciones Mes/Año	4	5	6	9	14	15	16	17	18	21	22	23	24	25	26	27	28	29	32	34
Oct/57	211.5	260.0	287.2	269.0	164.0	206.0	290.5	234.0	159.0	155.0	184.5	243.0	239.0	282.7	247.0	288.0	296.0	190.0	296.0	292.8
Dic/57	125.0	122.0	246.2	134.0	211.0	104.0	137.0	200.0	116.0	166.0	178.0	158.0	125.5	202.5	169.0	144.5	171.0	79.5	127.5	67.0
Nov/58	187.0	124.0	113.8	216.0	146.5	168.0	247.0	167.0	264.0	206.0	243.0	267.0	239.0	257.8	232.0	199.0	223.0	285.0	215.0	237.0
Abr/59	352.0	350.0	574.9	663.0	359.0	332.0	386.0	406.0	269.0	317.0	407.5	819.0	785.0	627.0	595.0	427.0	430.0	-	555.0	626.0
Oct/59	181.5	104.0	152.8	179.0	218.0	143.5	190.0	143.0	138.0	154.0	136.0	122.0	152.0	241.3	265.0	262.0	265.0	281.0	277.5	295.0
Oct/60	190.0	122.0	217.2	261.0	184.0	215.5	218.0	222.0	180.0	271.5	307.0	235.0	223.0	173.9	205.0	262.0	302.0	278.0	248.0	210.0
Mar/61	91.0	-	103.4	158.0	97.0	67.0	104.0	135.0	182.0	202.0	261.0	239.0	263.0	234.5	248.0	208.0	232.0	297.0	200.0	117.0
Jul/62	165.0	153.0	165.6	144.0	77.5	103.0	141.0	161.0	76.0	110.0	132.0	99.0	96.0	102.4	90.0	106.0	131.0	79.0	106.0	157.0
Ene/63	106.0	-	122.0	177.0	97.5	116.0	131.0	93.0	107.0	140.0	254.0	267.0	294.0	336.0	268.0	268.0	359.0	288.0	241.0	254.0
Mar/64	278.5	-	209.0	206.0	331.0	317.5	395.0	381.0	288.0	297.0	273.0	266.0	142.0	186.0	178.0	155.0	380.0	-	305.0	163.0
Abr/64	176.0	-	254.0	274.0	191.5	152.0	191.0	172.0	198.0	291.0	445.0	318.0	350.0	340.0	345.0	289.0	424.0	355.0	266.5	359.0
Dic/65	390.0	-	481.5	377.0	422.0	407.5	333.5	358.0	166.0	361.0	315.0	312.0	200.0	248.0	179.0	158.0	251.0	206.0	242.0	377.0
Mar/66	298.0	-	259.0	-	332.0	353.0	209.5	207.0	252.0	127.0	211.0	100.0	178.5	139.0	152.0	233.5	130.0	107.0	70.0	145.0
Abr/66	355.0	-	369.0	361.0	279.0	491.0	467.0	426.0	420.0	306.0	320.0	244.0	239.0	288.0	255.0	247.0	331.0	268.0	218.0	294.0
Jun/67	149.0	-	138.1	282.0	67.0	85.0	92.5	134.0	25.0	74.0	136.0	232.0	256.0	313.0	295.0	260.0	420.0	304.0	348.0	451.0
Oct/67	310.0	323.0	325.5	301.0	211.0	241.5	305.5	267.0	321.0	317.0	294.0	305.0	308.0	274.0	303.0	288.0	359.0	305.5	273.0	315.0
Mar/68	143.0	106.0	152.5	99.5	129.0	152.0	182.0	214.0	102.0	159.0	161.0	176.0	171.0	151.0	128.0	152.0	183.0	198.0	215.0	118.0
Feb/69	271.0	-	143.8	299.0	121.0	255.5	162.0	257.0	116.0	237.0	301.0	379.0	-	367.0	381.0	391.5	406.0	380.0	333.0	195.5
Ene/70	228.0	241.0	189.8	208.0	202.0	143.0	133.0	158.0	133.0	166.0	158.0	279.0	314.0	230.5	235.0	159.0	162.0	109.0	196.0	234.0
Ene/71	183.0	299.0	201.5	254.0	235.0	249.0	210.5	261.0	-	236.0	220.0	279.0	246.0	416.0	369.0	345.0	320.0	268.0	325.0	238.5
Sep/72	372.0	210.0	202.9	248.0	318.0	268.0	281.5	302.0	159.0	215.0	280.0	223.0	-	167.0	152.0	101.0	123.0	125.0	94.0	171.0
Feb/73	280.0	-	330.6	249.0	235.0	238.0	264.0	283.0	223.0	215.0	278.0	225.0	-	201.0	229.0	222.0	203.0	297.0	149.0	295.0
Abr/73	168.0	142.0	162.0	274.0	187.5	201.0	180.0	162.0	155.0	260.0	247.0	278.0	-	190.0	353.0	195.0	282.0	315.0	226.0	339.0
May/74	186.0	199.0	159.4	312.0	59.0	71.0	154.5	140.0	47.0	138.0	132.0	282.0	-	314.0	307.0	213.0	214.0	155.0	203.0	328.0
Mar/75	216.0	161.0	180.3	246.0	185.0	201.0	239.0	261.0	249.0	327.0	285.0	294.0	-	333.0	449.0	279.0	277.0	306.0	275.0	227.0

Tabla 3.16 Coeficientes de correlación y parámetros de regresión entre estaciones

$$y = a + b.x$$

Pares de estac.	24-25	24-26	24-27	25-26	25-27	25-28	26-27	26-28	27-28	27-29
r^2	0.49847	0.65453	0.34523	0.65892	0.65677	0.54388	0.5913	0.49314	0.69868	0.49807
a	23.71217	19.1434	44.70855	18.63023	17.94899	19.88485	28.09776	28.16771	-3.59772	0.67602
b	0.64383	0.74737	0.46093	0.85527	0.73375	0.97065	0.67053	0.89773	1.25364	0.94086

Pares de estac.	28-29	27-32	28-32	29-32	4-15	4-16	4-17	6-14	6-15	6-16
r^2	0.60276	0.48391	0.66645	0.55153	0.55524	0.63671	0.67903	0.20536	0.5667	0.67528
a	10.61433	11.97783	16.11433	28.57711	-13.3431	-8.64022	-11.3396	42.37632	2.04158	4.28974
b	0.72164	0.86692	0.69079	0.67083	0.92811	1.03422	1.04406	0.40071	0.81517	0.93913

Pares de estac.	6-17	6-9	32-34	9-34	23-24	23-26	23-27	23-28	6-45	16-45
r^2	0.69614	0.52301	0.58315	0.59203	0.71064	68.858	0.42153	0.3109	0.39376	0.36345
a	2.75315	27.96037	32.18397	8.2264	7.55236	2.78887	33.8796	36.99283	27.86841	36.2226
b	0.93688	0.07859	0.83339	0.91154	0.91609	0.98505	0.5266	0.69957	0.6107	0.52656

Pares de estac.	14-44	15-44	16-44	9-23	22-23	6-23	17-22	6-22	9-22	21-22
r^2	0.48933	0.67193	0.40827	0.41083	0.2938	0.04	0.04	0.08	0.0002	0.56688
a	23.81126	18.87043	27.05675	28.16213	46.20	-	-	-	-	0.93718
b	0.77065	0.82145	0.5861	0.60261	0.58	-	-	-	-	1.10381

Pares de estac.	18-21	17-21	9-24	9-45	9-26	16-18	15-18	14-18	14-15	23-24
r^2	0.63302	0.14677	0.2853	0.62931	0.64641	0.60381	0.47707	0.33008	0.58705	0.71064
a	2.12744	-	-	13.89797	8.4872	3.81538	15.245	10.32328	10.06485	7.55236
b	1.12922	-	-	0.72386	0.7707	0.63123	0.6576	0.73092	0.85635	0.91609

Pares de estac.	23-25	15-16	16-17
r^2	0.50953	0.75668	0.79976
a	13.39776	23.1456	11.12024
b	0.80367	0.91805	0.87868

La numeración de las estaciones corresponde a las indicadas en el punto 3.3.7.2.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.17. Valores de precipitación calculados en función de las estaciones 15 y 25.

Recurr. Est. N° Años	20	50	100
4	300.7	353.1	392.2
5	320.0	380.0	420.0
6	350.9	406.0	447.2
9	266.1	305.5	331.4
14	383.4	449.3	498.5
15	338.4	394.8	437.0
16	333.8	385.6	424.3
17	304.4	349.9	383.9
18	214.5	247.2	271.6
21	244.3	281.3	308.8
22	270.6	311.4	341.8
23	301.7	352.7	391.1
24	399.9	471.7	525.7
25	281.2	327.4	362.2
26	259.1	298.6	328.4
27	224.3	258.2	283.7
28	292.8	337.7	371.4
29	221.9	254.3	278.6
32	218.4	249.4	272.7
34	250.8	284.9	310.3
44	244.3	278.4	303.8
45	206.5	233.6	253.8

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

3.3.7.4. Resultados obtenidos.

Con los métodos descriptos se obtuvieron los valores de precipitación durante 5 días y recurrencias de 20, 50 y 100 años indicados en la tabla 3.17. y que volcados a planos isohietales se ven en las figuras 3.5. (precipitación veintenal), 3.6. (cincuentenal) y 3.7. (centenal).

El cálculo para las duraciones menores arrojó los siguientes valores:

Precipitación de Duración	Porcentaje respecto a los 5 días
1 día	55.68
2 días	76.024
3 días	94.366
4 días	97.300

Esto se tradujo en los valores de las tablas 3.18. a 3.34.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.18 - Estación 15. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	172.6	234.2	274.6	314.8	338.4
50 años	202.0	274.2	319.4	371.4	394.8
100 años	224.0	304.1	353.0	411.2	437.0

Tabla. 3.19 - Estación 16. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	138.6	231.8	263.9	298.1	333.8
50 años	160.1	267.8	304.9	344.4	385.6
100 años	176.2	294.6	335.5	378.9	424.3

Tabla. 3.20 - Estación 17. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	126.4	211.4	240.7	271.9	304.4
50 años	145.3	243.0	276.6	312.5	349.9
100 años	159.4	266.6	303.5	342.8	383.9

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.21 - Estación 18. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días Recurrencia	1	2	3	4	5
20 años	89.1	148.9	169.6	191.6	214.5
50 años	102.6	171.7	195.4	220.8	247.2
100 años	112.8	188.6	214.7	242.6	271.6

Tabla 3.22 - Estación 21. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días Recurrencia	1	2	3	4	5
20 años	101.4	169.6	193.1	218.2	244.3
50 años	116.8	195.3	222.4	251.2	281.3
100 años	128.2	214.4	244.1	275.8	308.8

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.23 - Estación 22. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días Recurrencia	1	2	3	4	5
20 años	112.4	187.9	213.9	241.7	270.6
50 años	129.3	216.2	246.2	278.1	311.4
100 años	141.9	237.3	270.2	305.3	341.8

Tabla 3.24 - Estación 34. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días Recurrencia	1	2	3	4	5
20 años	104.1	174.1	198.2	224.0	250.8
50 años	118.3	197.8	225.3	254.4	284.9
100 años	128.8	215.5	245.3	277.1	310.3

Tabla 3.25 - Estación 44. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días Recurrencia	1	2	3	4	5
20 años	101.4	169.6	193.1	218.2	244.3
50 años	115.6	193.3	220.1	248.6	278.4
100 años	126.1	210.9	240.2	271.3	303.8

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.26 - Estación 45. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	85.7	143.4	163.3	184.4	206.5
50 años	97.0	162.2	184.7	208.6	233.6
100 años	105.4	176.2	200.7	226.7	253.8

Tabla 3.27 - Estación 23. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	168.0	229.3	284.7	293.5	301.7
50 años	196.4	268.1	332.8	343.2	352.7
100 años	217.8	297.3	369.1	380.5	391.1

Tabla 3.28 - Estación 24. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	222.7	304.0	377.4	389.1	399.9
50 años	262.6	358.6	445.1	459.0	471.7
100 años	292.7	399.7	496.1	511.7	525.7

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.29 - Estación 25. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	156.6	213.8	265.4	273.6	281.2
50 años	182.3	248.9	308.9	318.6	327.4
100 años	201.7	275.4	341.8	352.4	362.2

Tabla 3.30 - Estación 26. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	144.3	197.0	244.5	252.1	259.1
50 años	166.3	227.0	281.8	290.5	298.6
100 años	182.8	249.7	309.9	319.5	328.4

Tabla 3.31 - Estación 27. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	149.1	169.4	204.5	213.5	224.3
50 años	172.2	192.9	237.4	247.7	258.2
100 años	189.5	210.5	262.0	273.3	283.7

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla 3.32 - Estación 28. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	163.0	222.6	276.3	284.9	292.8
50 años	188.0	256.7	318.7	328.6	337.7
100 años	206.8	282.3	350.5	361.4	371.4

Tabla 3.33 - Estación 29. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

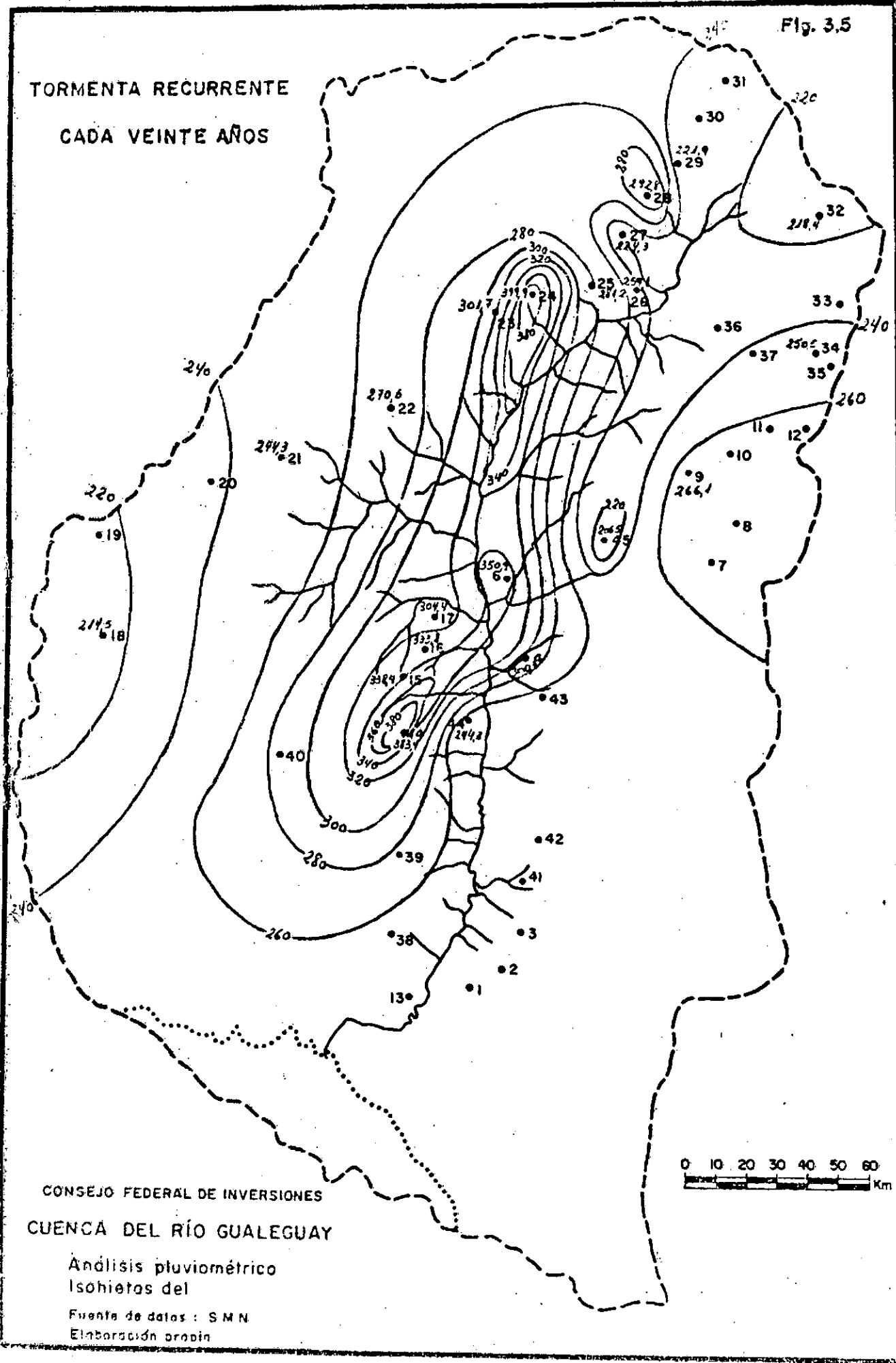
Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	123.5	168.7	209.4	215.9	221.9
50 años	141.6	193.3	240.0	247.4	254.3
100 años	155.1	211.8	262.9	271.1	278.6

Tabla 3.34 - Estación 32. Uno a cinco días de lluvia (mm) en 20,50 y 100 años.

Días	1	2	3	4	5
Recurrencia					
20 años	121.6	166.0	206.1	212.5	218.4
50 años	138.9	189.6	235.3	242.7	249.4
100 años	151.8	207.3	257.3	265.3	272.7

Fig. 3.5

TORMENTA RECURRENTE
CADA VEINTE AÑOS



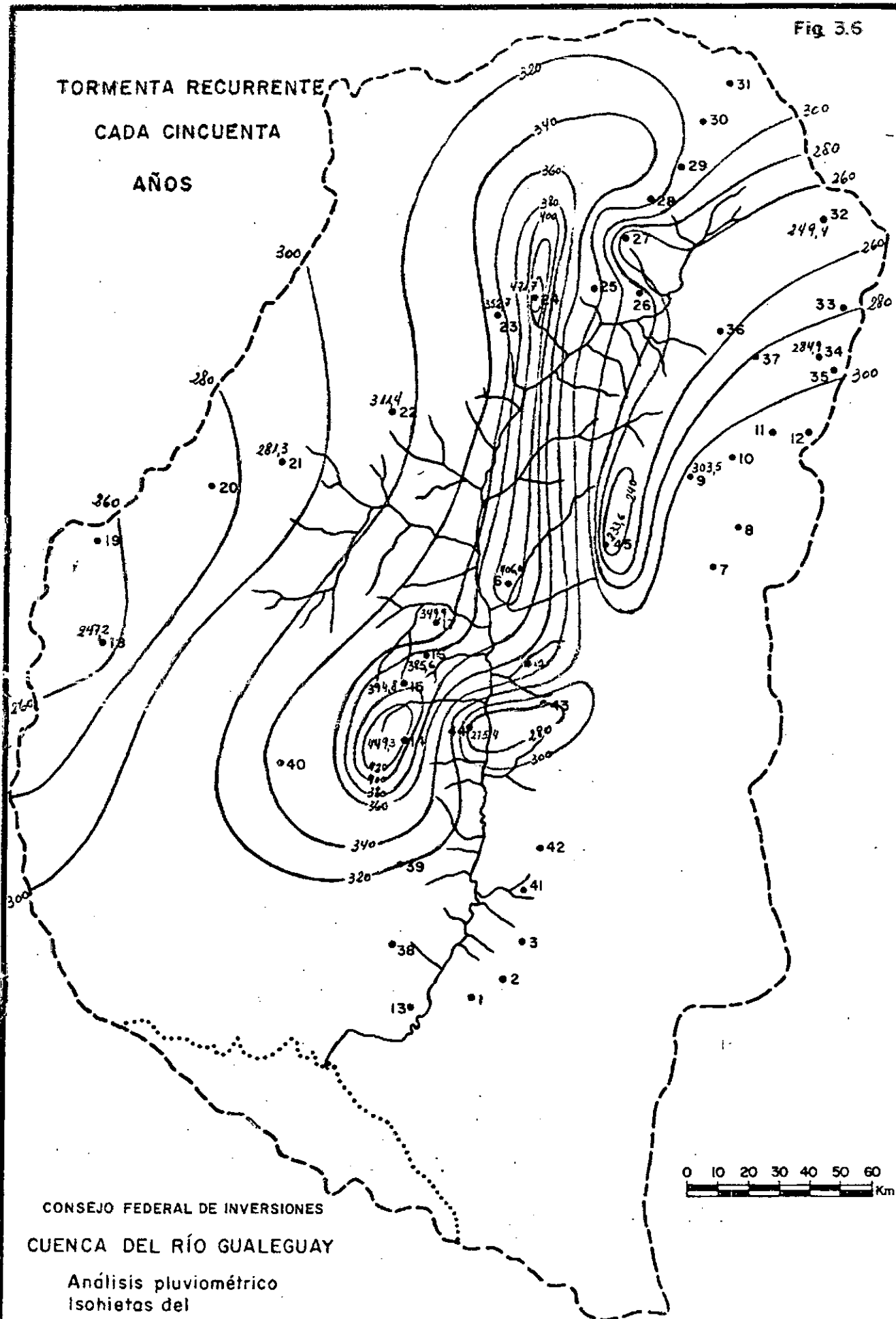
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY

Análisis pluviométrico
Isohietas del

Fuente de datos : S.M.N.
Elaboración propia

Fig 3.6

TORMENTA RECURRENTE
CADA CINCUENTA
AÑOS



0 10 20 30 40 50 60 Km

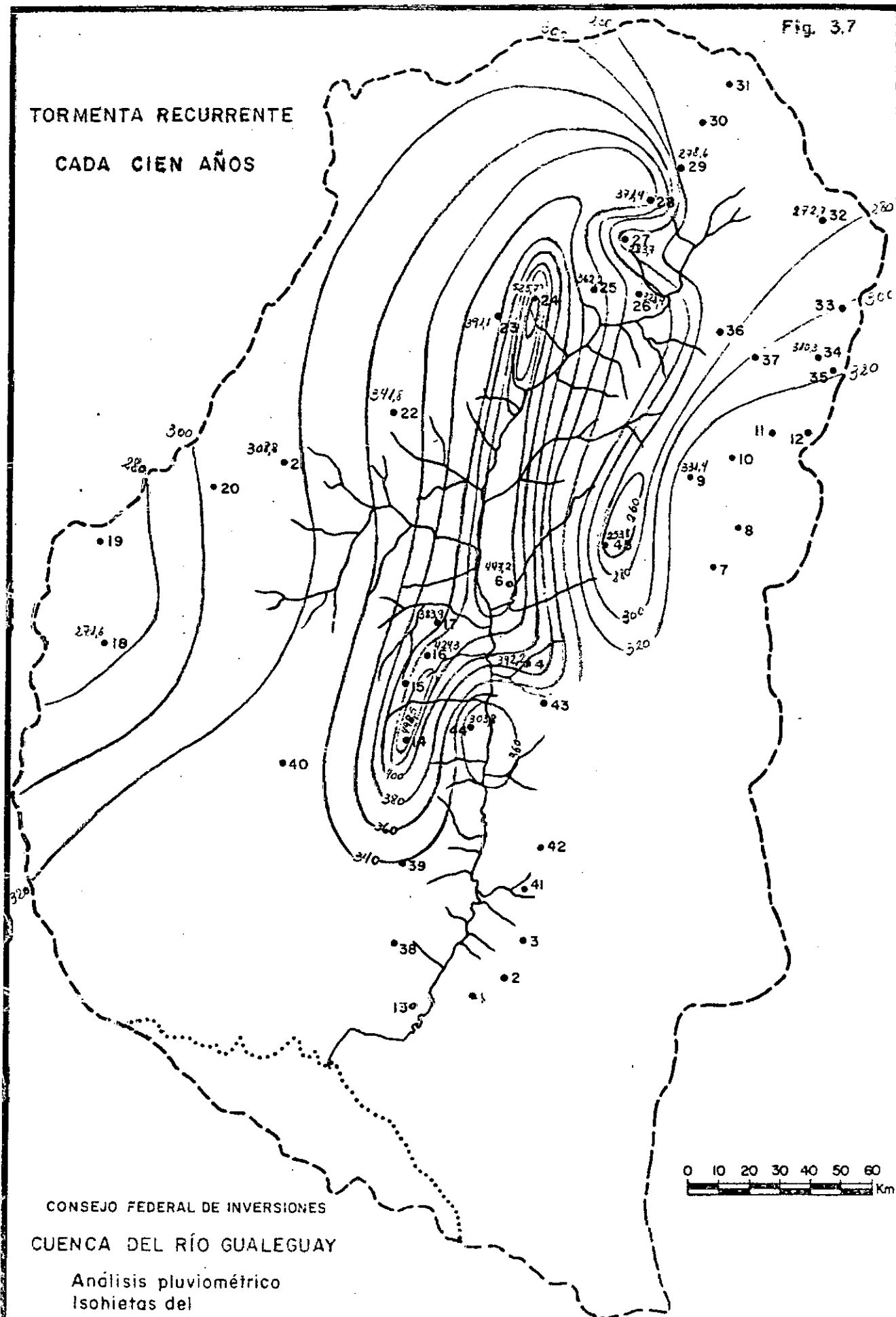
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY

Análisis pluviométrico
Isohietas del

Fuente de datos : S.M.N.
Elaboración propia

Fig. 3.7

TORMENTA RECURRENTE
CADA CIENTO AÑOS



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUENCA DEL RÍO GUALEGUAY

Análisis pluviométrico
Isohietas del

Fuente de datos : S.M.N

Elaboración propia

3.4. Explotación del modelo

El modelo Hymo se empleó, luego de calibrado, con precipitaciones recurrentes cada 20, 50 y 100 años, sin "alterar" la cuenca, y con lluvias de 20 años en trece situaciones distintas -las consideradas más relevantes- de las 55 combinaciones que puede hallarse con los seis diques propuestos en el Estudio Preliminar de las Características Topográficas y Geotécnicas de las Posibles zonas de Regularización y de Emplazamiento de Obra, ya citado; la ubicación de los diques se advierte en el plano 3.9.

Para ello, las únicas modificaciones introducidas fueron la incorporación de las instrucciones de tránsito a través de los diques, y la adopción de cifras de diseño en el parámetro CN (aspecto oportunamente comentado).

3.4.1. Secuencia de las operaciones.

La figura 3.8. provee un esbozo de la secuencia operativa del modelo con todos los diques propuestos.

Su inspección será de ayuda para entender los listados del Anexo N° 5 y poder seguir con mayor facilidad el hilo de los procesos imaginados para simular la ocurrencia de caudales.

3.4.2. Operación del modelo con y sin diques.

La tabla 3.35. presenta un resumen con los resultados considerados trascendentes.

Estas corridas, con distintas combinaciones de presencia y ausencia de los diques propuestos permiten aislar claramente la influencia de cada uno de ellos en el funcionamiento general de la cuenca.

SECUENCIA DE LOS PROCESOS

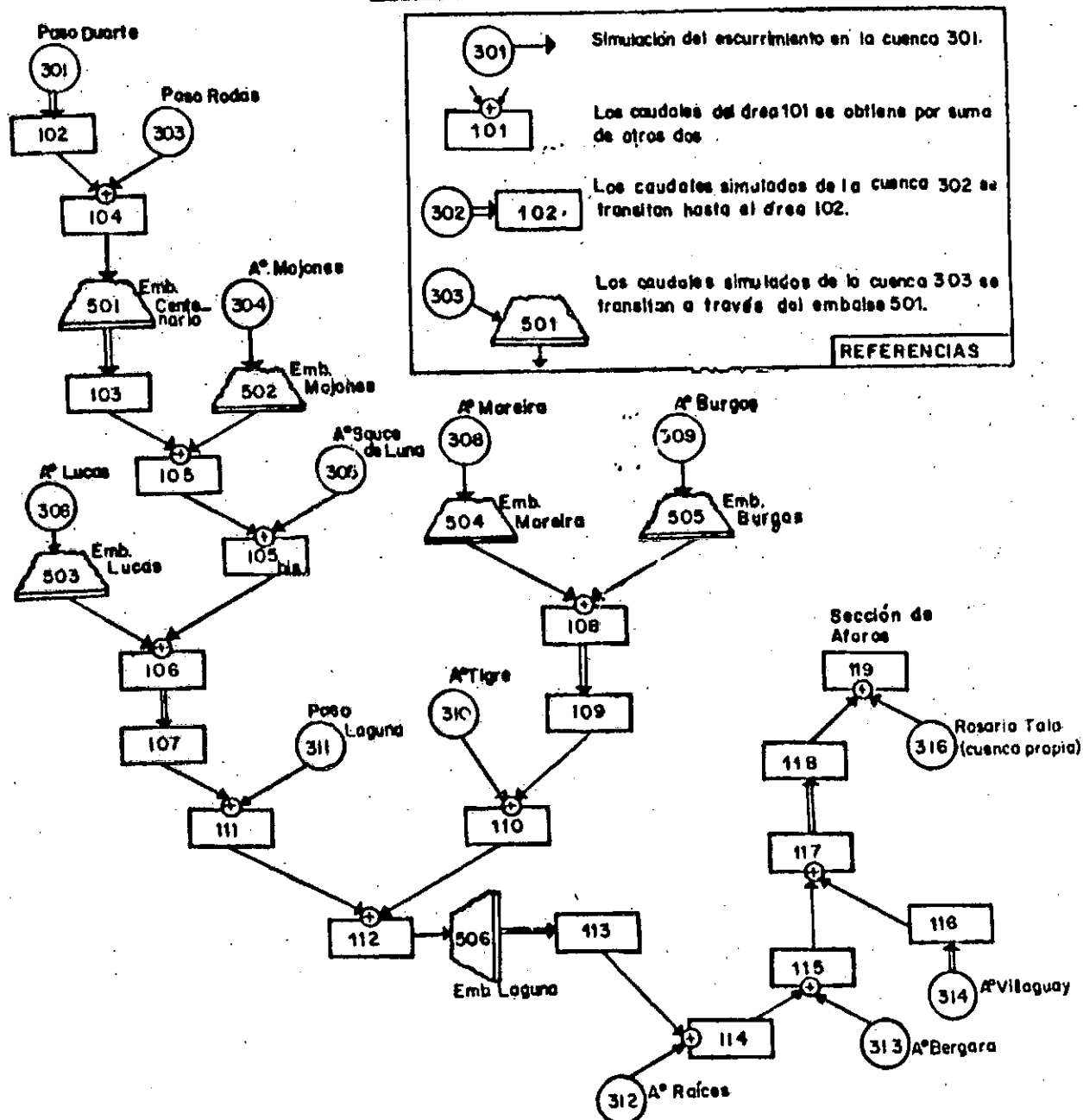


Figura 3.8.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Tabla N° 3.35. Caudales en Rosario del Tala (1) y a la salida del dique Laguna (2) (m3/seg) según funcionamiento (x) o no (-) de los diques propuestos.

Corrida N°	D I Q U E S						Q (1)	Q (2)
	Centena- rio	Mojones	Lucas	Moreira	Burgos	Laguna		
1	-	-	-	-	-	-	1908,8	1487,0
2	-	-	-	-	-	x	1266,5	342,4
3	x	x	x	-	-	x	1262,0	284,2
4	-	-	x	x	x	x	1259,6	299,6
5	x	-	x	x	x	-	1286,2	828,6
6	-	-	x	x	x	-	1552,2	1051,7
7	x	x	x	x	x	x	1254,1	269,5
8	-	x	x	x	x	-	1471,9	1041,8
9	x	x	x	x	x	-	1417,8	791,3
10	x	x	-	x	x	x	1256,2	273,4
11	x	-	x	x	x	x	1258,8	273,8
12	x	-	-	-	-	x	1265,9	290,5
13	x	-	-	-	-	-	1829,1	1324,2
14	-	-	x	-	-	-	1788,4	1277,1

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Se realizaron otras corridas a fin de verificar los resultados. Dos de ellas se han incluido en el anexo con los listados a saber 1) los caudales erogados por el dique Centenario hasta su llegada a Rosario del Tala (sin pasar por los restantes diques), y 2) los caudales que se forman desde el dique Laguna hacia aguas abajo, hasta Rosario del Tala.

Esta última, por ejemplo, muestra que de los caudales que discurren por la sección de Rosario del Tala, $1150 \text{ m}^3/\text{seg}$ se generan en la cuenca aguas abajo del cierre imaginado para el dique Laguna; al inspeccionar la tabla 3.35. convendría tener presente aquella cifra para evaluar correctamente las posibilidades de los embalses a los fines de mantener bajo control los caudales en Rosario del Tala.

También es cierto que de la inspección de los listados se obtendrán otras consecuencias que las de la tabla 3.35., pero allí se han resumido las características fundamentales, de las que es posible concluir las siguientes afirmaciones:

1. Los seis diques propuestos reducen el pico del hidrograma en distinta medida; existe sin embargo un importante sector de la cuenca no sujeta a regulación, que se constituye en el "piso" por debajo del cual los caudales no serán disminuidos.
2. Medido en Rosario del Tala, el abatimiento del pico del hidrograma provocado por el dique Laguna es superior al que provocan los restantes cinco diques juntos.
3. Si existiera interés por el funcionamiento local de los seis diques, se advertirá que los mismos provocan abatimientos como indica la tabla 3.36., o bien las figuras 3.9. a 3.14., obtenidas de una corrida que considera a cada dique supuesto que no existen los restantes.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

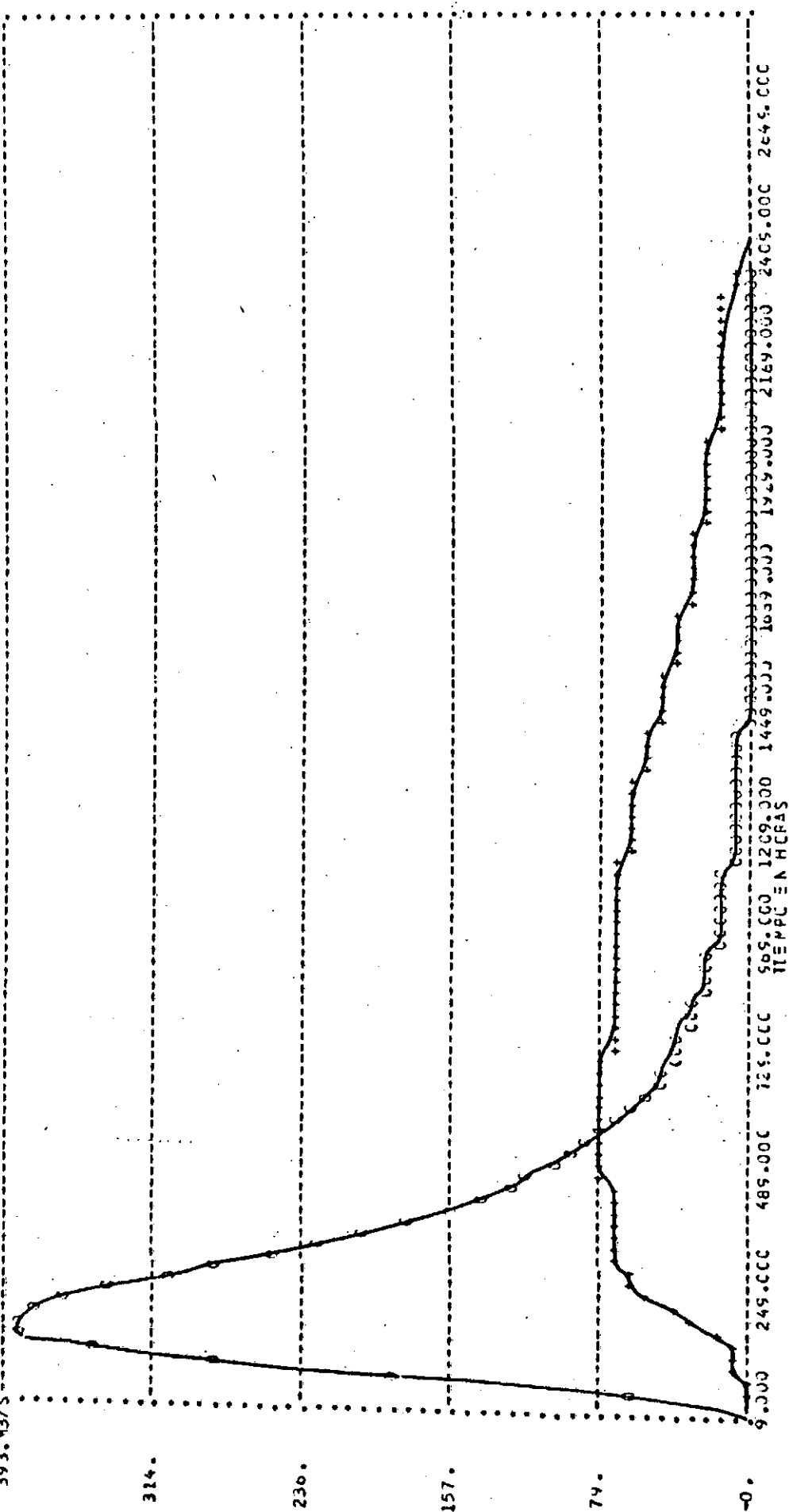
Tabla N° 3.36. Atenuación local producida por los diques.

Dique	Q máx ingresante m ³ /seg	Q máx transitado m ³ /seg	Atenuación %
Centenario	392,7	79,6	79,73
Mojones	210,9	171,4	18,73
Lucas	447,3	293,7	34,34
Moreira	343,1	194,2	43,40
Burgos	177,4	69,0	61,10
Laguna	1487,0	342,2	76,99

218700

GRÁFICO MICROGRAMA IC-E PARA EMBALSE Y 2 TRANSICIÓN

393.43/S

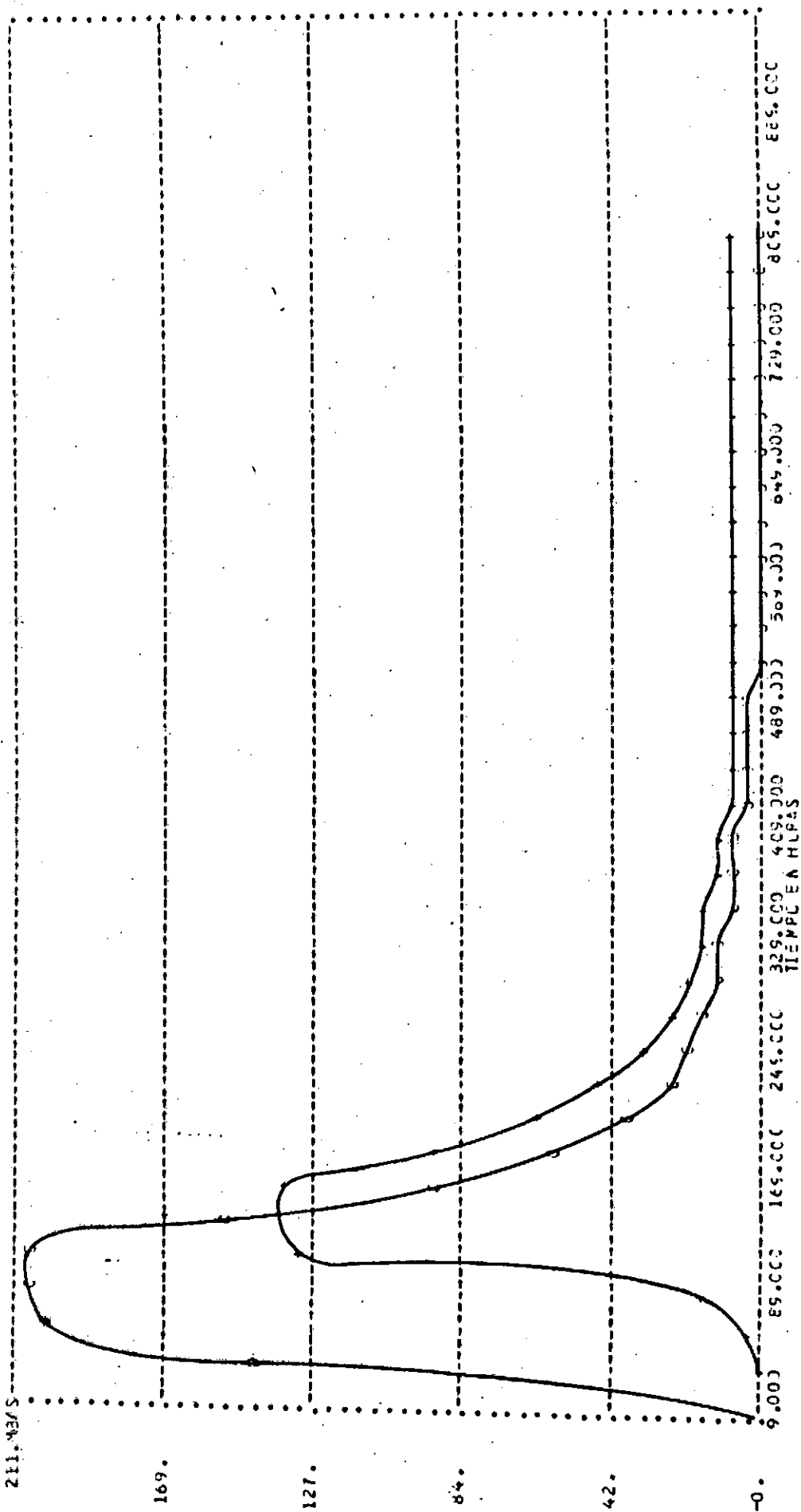


• Figura Nº 3.9. Tránsito por el embalse Centenario.

[illegible]

UCL IS NOT A RESEARCH ORGANIZATION

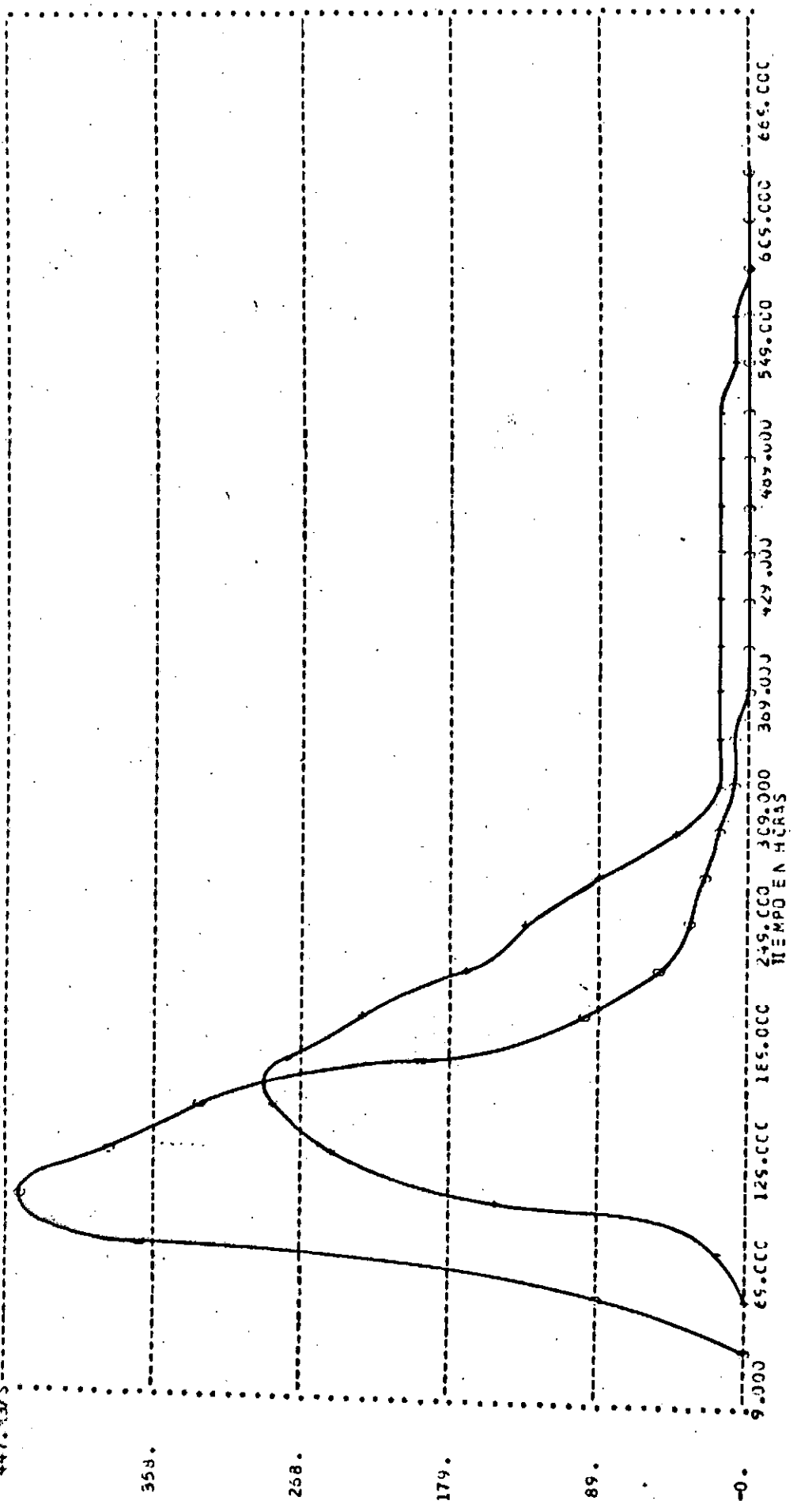
21.4355.



* Figura N° 3.10. Tránsito por el embalse Mojones.

GRÁFICO PICTOGRAMA: 4 FIGURAS 5 TRANSITO

447.43/S



* Figura N° 3.11. Tránsito por el embalse Lucas.

218726

GRAFICO MICROGRAMA 4 INGRESA 2 TRANSITO

343.4375

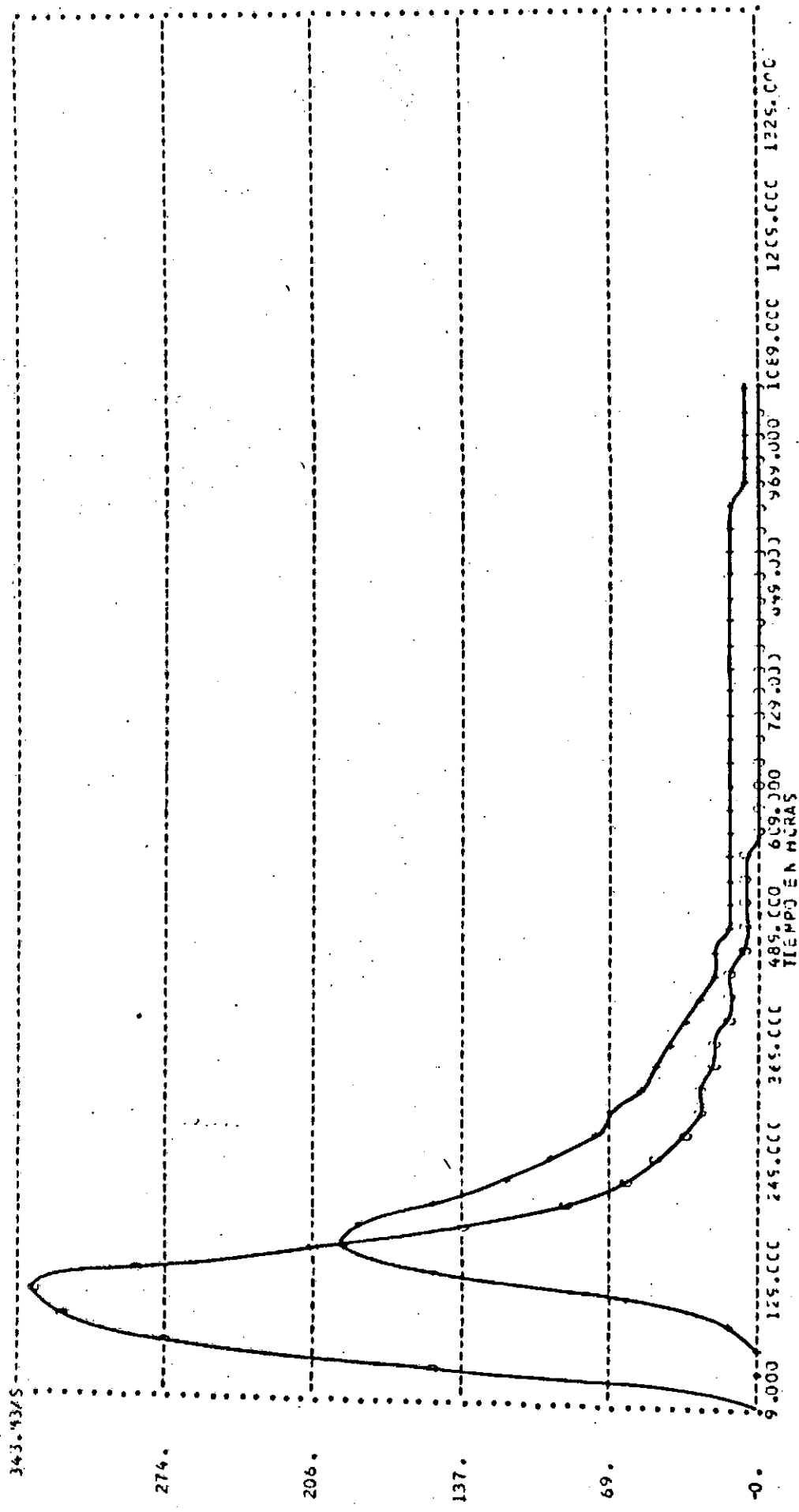


Figura N° 3.12. Tránsito por el embalse Moreira.

CERED. OCT 1965

GRAFICO MICROGRAMA INGRESA 1 TRANSITO 6

177.3375

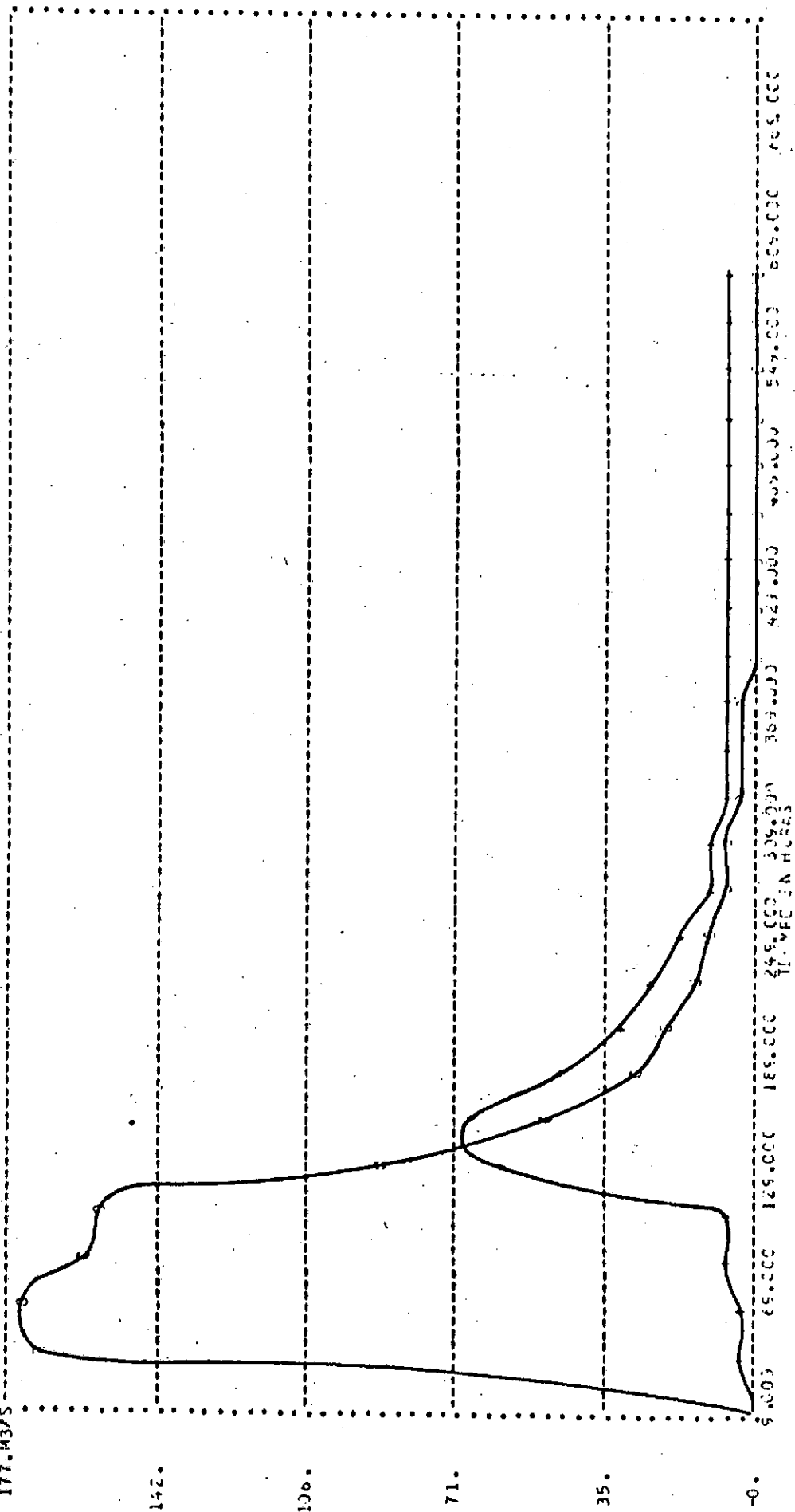


Figura N° 3.13. Tránsito por el embalse Burgos.

213706

GRÁFICO NÚMERO 10 PARA EMBALE DESPAISADO

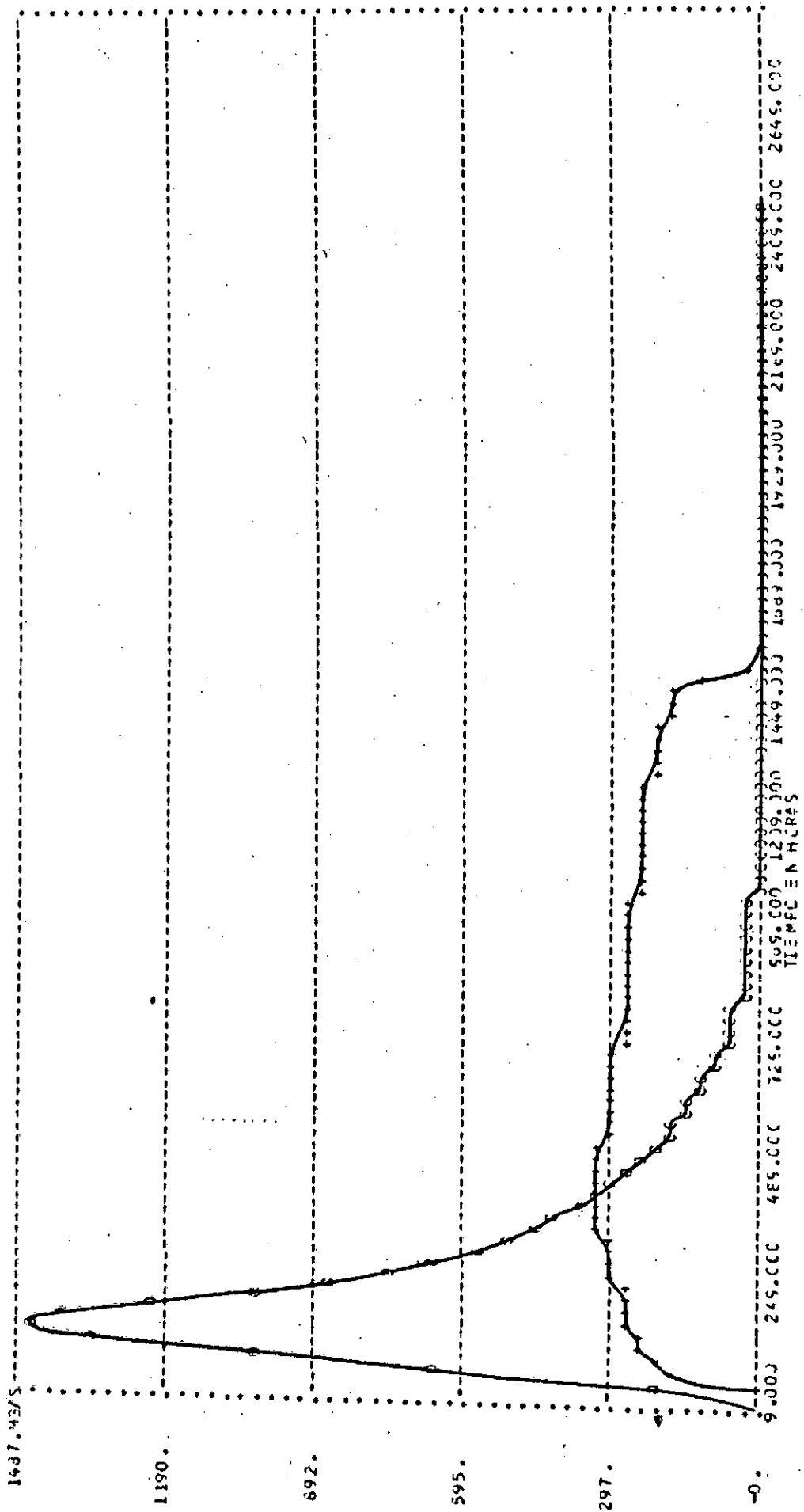


Figura N° 3.14. Tránsito por el embalse Laguna.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Capítulo IV - CONCLUSIONES

La cuenca del río Gualeguay se ha estudiado a través de un modelo matemático que generó información pasible de ser empleada para análisis, en un nivel de prefactibilidad técnica.

Con tal grado de definición, se ha investigado la mecánica de producción de caudales en la cuenca, y su posible atenuación (referida a las descargas pico) por vía de seis diques en diversos sitios de emplazamiento.

Como consecuencia de este trabajo se recomienda no considerar a los diques Centenario, Mojones, Lucas, Moreira y Burgos como mecanismos para reducir el efecto de las inundaciones en las ciudades de Rosario del Tala y Gualeguay.

Obviamente, esos diques poseen aptitudes locales como atenuadores de crecientes, que deberían ser analizadas sin asignar valor adicional alguno por su influencia en las ciudades recién mencionadas.

El dique Laguna se revela como el único capaz de proveer una atenuación que pueda justificar su estudio, con mayor grado de intensidad que el actual.

Debe hacerse notar que los represamientos no constituyen los únicos lineamientos de aprovechamiento o control en las cuencas hidrográficas. Un razonable plan de sistematización involucrará aspectos culturales conservativos que el modelo que se usó es capaz de reflejar. Por esa razón, como parte de las prestaciones del CFI a la provincia de Entre Ríos, ese modelo fue incorporado a la computadora NCR propiedad de la Gobernación, en versión compatible con tal equipo, donde los técnicos provinciales podrán en el futuro efectuar los cálculos necesarios.

No obstante lo anterior, la experiencia demuestra que a veces la resistencia a los cambios culturales es tal que la utilidad de las recomendaciones en ese sentido, se relativiza.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Se concluye de este estudio que sólo el dique Laguna servirá en la cuenca del río Gualaguay para reducir las crecientes desde Paso La Laguna hasta la ciudad de Gualaguay.

Por lo anterior, y siempre que la Provincia de Entre Ríos se interese por esta variante de sistematización, se deberá intensificar el análisis de las posibilidades de optimizar las aptitudes reguladoras del dique Laguna como sistema llave para el control del recurso hídrico en el valle inundable aguas abajo de este dique.

Se recomienda en consecuencia, que la Provincia de Entre Ríos instale uno o dos limnigrafos en un tramo apto del río Gualaguay en Paso La Laguna; si son dos se podrán detectar cambios en la pendiente de la línea de energía durante los aforos en crecientes y bajantes pronunciadas (ver referencia bibliográfica 3.). Los aforos deberían comenzar cuanto antes.

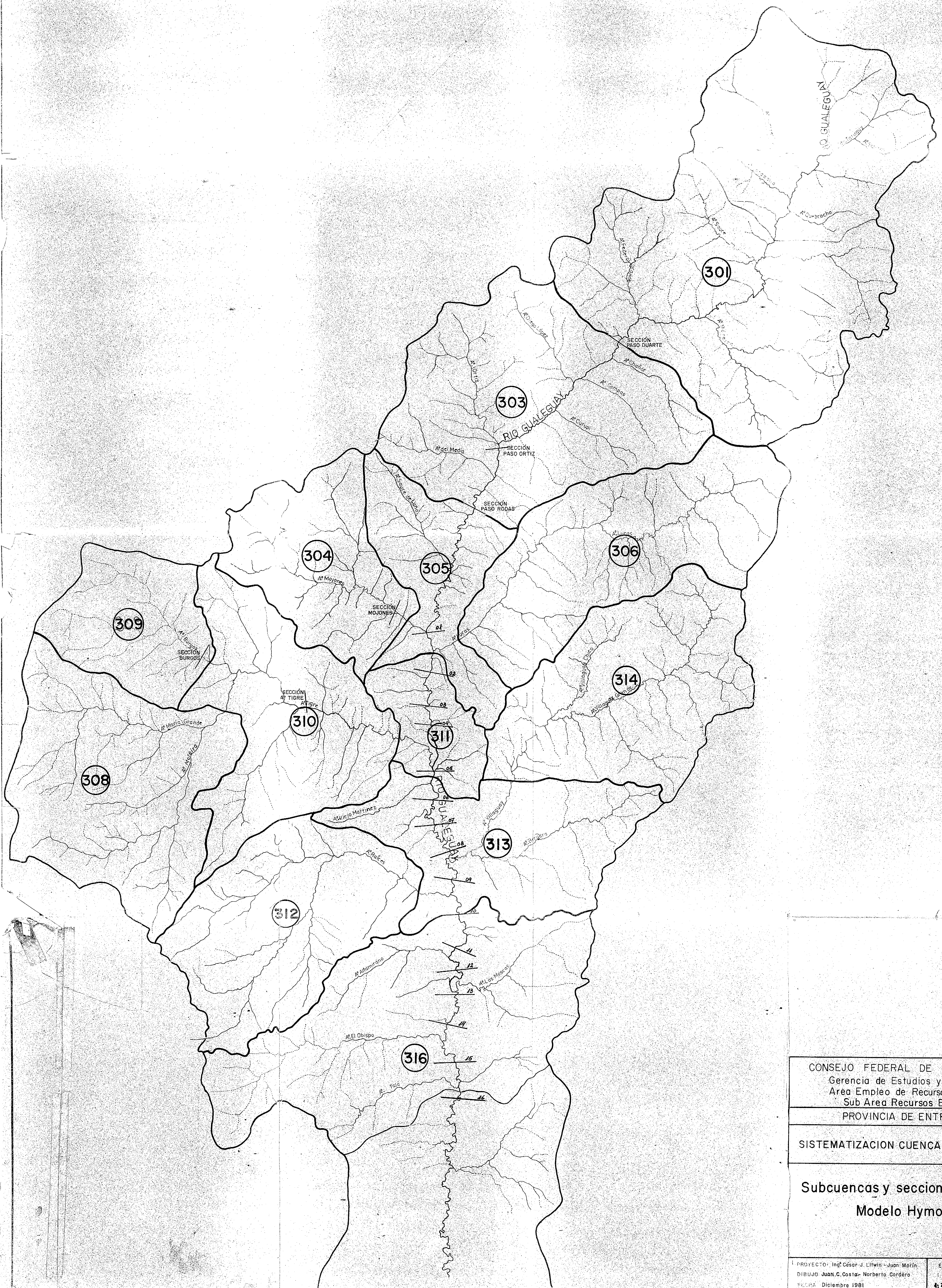
Para esto último, la experiencia acumulada durante la vigencia del convenio que unió al CFI con la Provincia de Entre Ríos se debería constituir en una importante ayuda, por el ahorro de tiempo que significará aprovechar la formación adquirida por los técnicos hidromensores contratados a través de ese Convenio.

De la misma manera, toda mejoría en las instalaciones para observación de fenómenos hidrometeorológicos, y todo esfuerzo que la Provincia realice para asegurar el correcto uso y mantenimiento del instrumental de observación significará, para Entre Ríos, un paso adelante hacia mejores condiciones de vida, objetivo último de cualquier proyecto que encare el hombre.

Capítulo V - BIBLIOGRAFÍA

1. Adjiman & Chegriansky Ingenieros Civiles S.A. Campaña Hidrotopográfica del Río Gualaguay. Sub-Secretaría de Estado de Planeamiento.- Provincia de Entre Ríos. 1978.
2. Angeleri, J.L. Estudio preliminar de las características topográficas y geotécnicas de las posibles zonas de regularización y emplazamiento de Obras. Convenio CFI - Provincia de Entre Ríos. 1981.
3. Boyer, M.C. Determining Discharge at Gaging Stations Affected by Variable Slope. Civil Engineering. Vol. 9, N° 9. Pages 556 - 558. September 1939.
4. Ciriani, Tito A; Maione, Ugo; Wallis, James. Mathematical models for Surface Water Hydrology. Proceedings of the Workshop held at the IBM Scientific Center, Pisa, Italy. John Wiley & Sons, London, 1977.
5. Clarke, Robin T. Mathematical Models in Hydrology. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Irrigation and Drainage Paper N° 19. Rome, Italy, 1973.
6. Fernández, Pedro C.; Fornero, Luis A.; Delgado, Silvia C.; Fernández, José M.; Maza, Jorge A.; Buk, Enrique M. Modelo matemático de lluvia-escorrentía para cálculos hidrológicos de crecientes en cuencas pluviales. Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Centro Regional Andino. Mendoza, 1978.
7. Latinoconsult S.A. - Atec S.A. Sistematización de la cuenca del Río Gualaguay. Informes de avance. Buenos Aires, 1973.
8. Linsley, Ray K.; Kohler, Max A.; Paulus, Joseph L. Hidrología para ingenieros. Editorial Mc. Graw-Hill Lationamericana, S.A. Bogotá, Colombia, 1977.

9. Litwin, César J. (Coordinador). Las inundaciones en el Delta Entrerriano. Memoria hidrológica y esquema de defensa. Mejoramiento de la Navegación del Río Paraná. Proyecto conjunto D.N.C.P. y V.N. - Naciones Unidas (P.N.U.D.). Buenos Aires, 1978.
10. Mc. Cracken, Daniel. Programación Fortran IV. Ed. Limusa S.A. México, D.F. 1976.
11. Roche, Marcel. Hydrologie de Surface. Office de la recherche scientifique et technique outre-mer. Gauthier-Villars Éditeur. Paris, 1963.
12. Roche, Marcel. Interprétation et utilisation des données hydrologiques. École Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts. Éditions-Scientifiques Riber. Paris, 1966.
13. Rouse, Hunter. Hidráulica. Editorial Dossat. Madrid, 1951.
14. Programa Cuenca Gualaguay. Caracterización Agroeconómica Valle Inundable Río Gualaguay. Convenio CFI-Provincia de Entre Ríos. Paraná, Provincia de Entre Ríos, S/D.
15. Soil Conservation Service. Hydrology. National Engineering Handbook. Section 4. U.S. Department of Agriculture. EEUU. 1956 (revised 1972).
16. U.S. Army Engineer Division. Program Description and User Manual for SSARR. Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation. Portland, Oregon, EEUU, 1972, (revised 1975).



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
Gerencia de Estudios y Proyectos
Area Empleo de Recursos Naturales
Sub Area Recursos Basicos

PROVINCIA DE ENTRE RIOS

SISTEMATIZACION CUENCA RIO GUALEGUAY

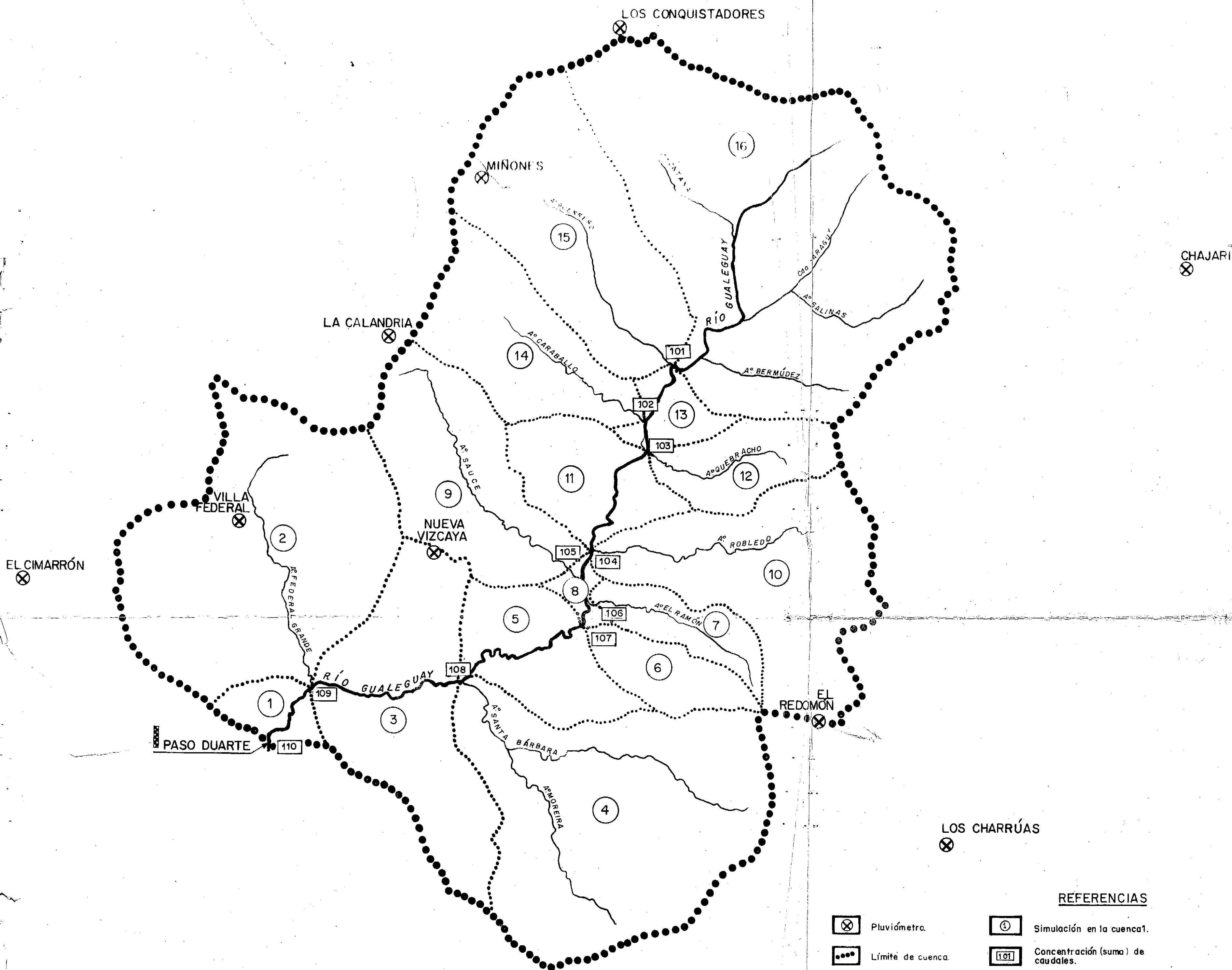
Subcuencas y secciones de tránsito
Modelo Hymo-10

301 Subcuenca 301
01 Sección 1

PROYECTO: Ing. Cesar J. Litwin - Juan Morin
DIBUJO: Juan C. Costa - Norberto Cordero
FECHA: Diciembre 1981

ESCALA
1:100.000
4:250.000

PLANO Nº
3.1.



REFERENCIAS

- | | | | |
|--|--------------------|--|-----------------------------------|
| | Pluviómetro. | | Simulación en la cuenca. |
| | Límite de cuenca. | | Concentración (suma) de caudales. |
| | Est. Hidrométrica. | | |

PROVINCIA DE ENTRE RÍOS
MINISTERIO DE ECONOMÍA, OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
DIRECCIÓN DE OPERACIONES
DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS
ESTUDIO SISTEMATIZACIÓN CUENCA RÍO GUALEGUAY

ESTUDIO EN MODELO
MATEMÁTICO DEL RÍO
GUALEGUAY

EQUIPO: CUENCAS
PROYECTO: Ing. C.J. LITWIN
DIBUJO: M.L. COTTINI
ESCALA: 1:200.000

PLANO Nº
2 - 1
FECHA:
dic. 1981

SISTEMATIZACIÓN CUENCA RÍO GUALEGUAY

M.I.

M.D.

P. COMP. 37,00

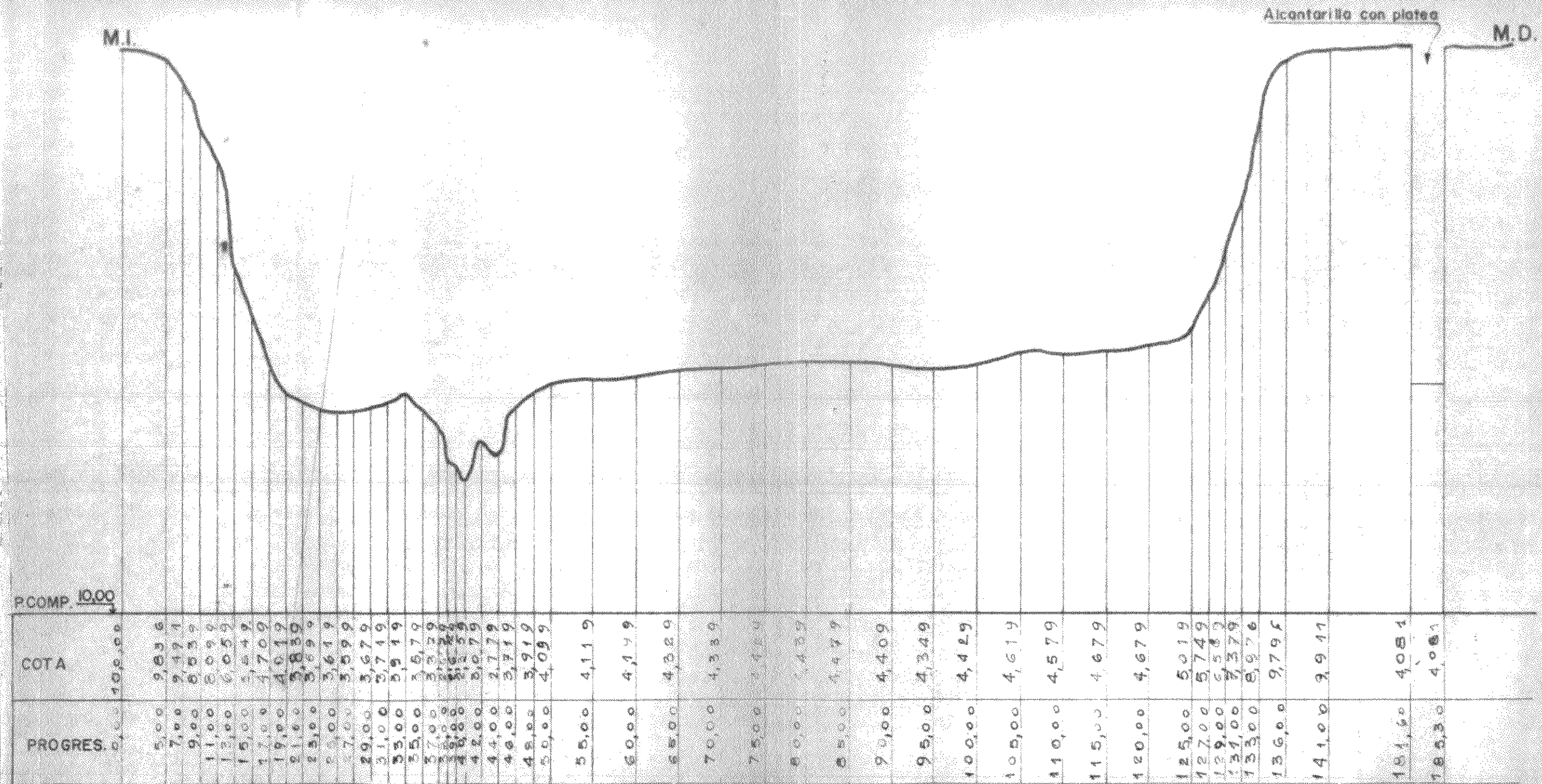
COTA	PROGRESIVA
9369	000
9194	486
9091	1499
8716	23810
8719	3704
8399	41140
8074	5264
7564	6739
7204	11099
7312	11650
7419	1200
6594	12006
5869	13576
7674	14066
7949	14616
8286	15104
8368	15744
8542	15765
8784	15888
8440	16620
8032	16798
7905	17249
8210	17769
8323	18193
8258	19649
7775	192510
7859	197310
7944	20267
8067	212610
8167	22503
8142	230010
8047	24117
8285	26239
8372	27279
8507	27919
8672	285210
8112	291310

PROVINCIA DE ENTRE RIOS
 MINISTERIO DE ECONOMIA, OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
 DIRECCION DE OPERACIONES
 DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS
 ESTUDIO SISTEMATIZACION CUENCA RIO GUALESQUAY

PERFIL PASO ORTIZ

EQUIPO
 PROYECTO: EDUARDO T. SANSEOVIC
 DIBUJO: C. CARRERE — M. COTTINI
 ESCALA: HOR.: 1:4000 — VER.: 1:75 —

PLANO N°
3.4
 FECHA
 DIC. 1981



PROVINCIA DE LETICIA

MINISTERIO DE ECONOMIA, OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

DIRECCION DE OPERACIONES

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS

ESTUDIO SISTEMATIZACION CUENCA RIO GUALEGUAY

PERFIL

A MOJONES

EQUIPO

PROYECTO: EDUARDO T. SANSEOVIC

DIBUJO: C. CARRERE - M. COTTINI

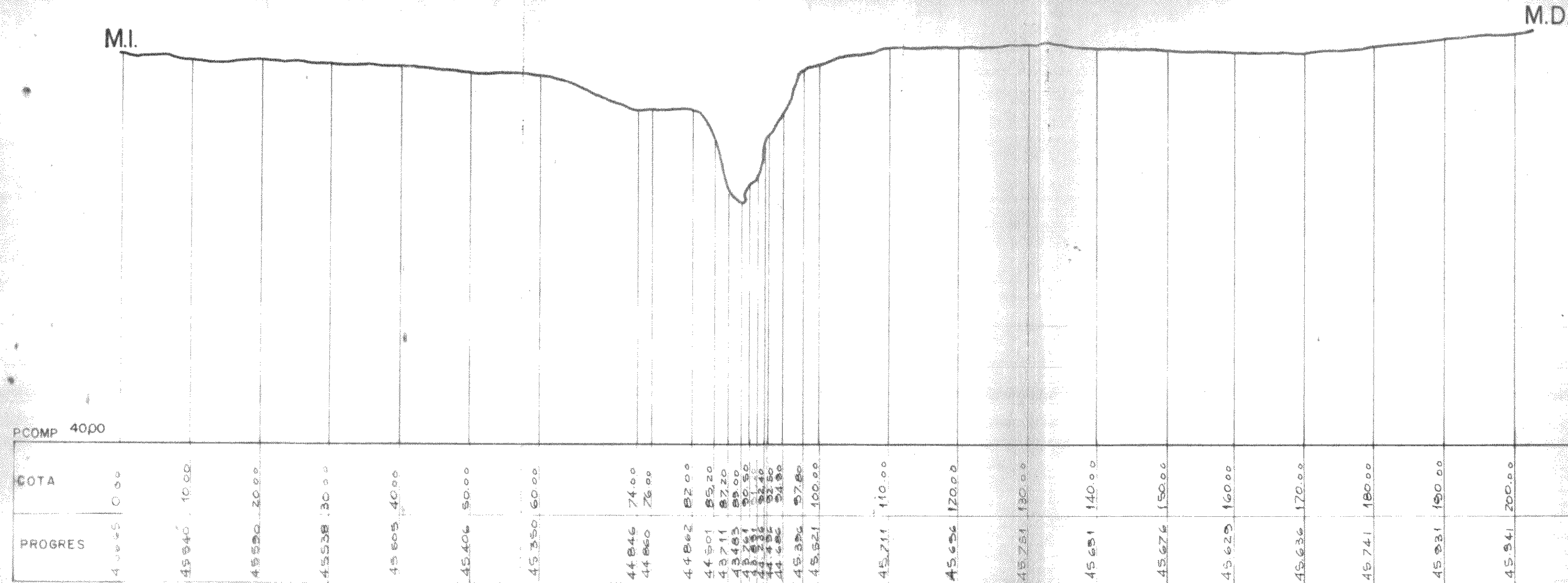
ESCALA HOR. 1:500 - ESC. VER. 1:75

PLANO N°

3.6

FECHA

DIC. 1981

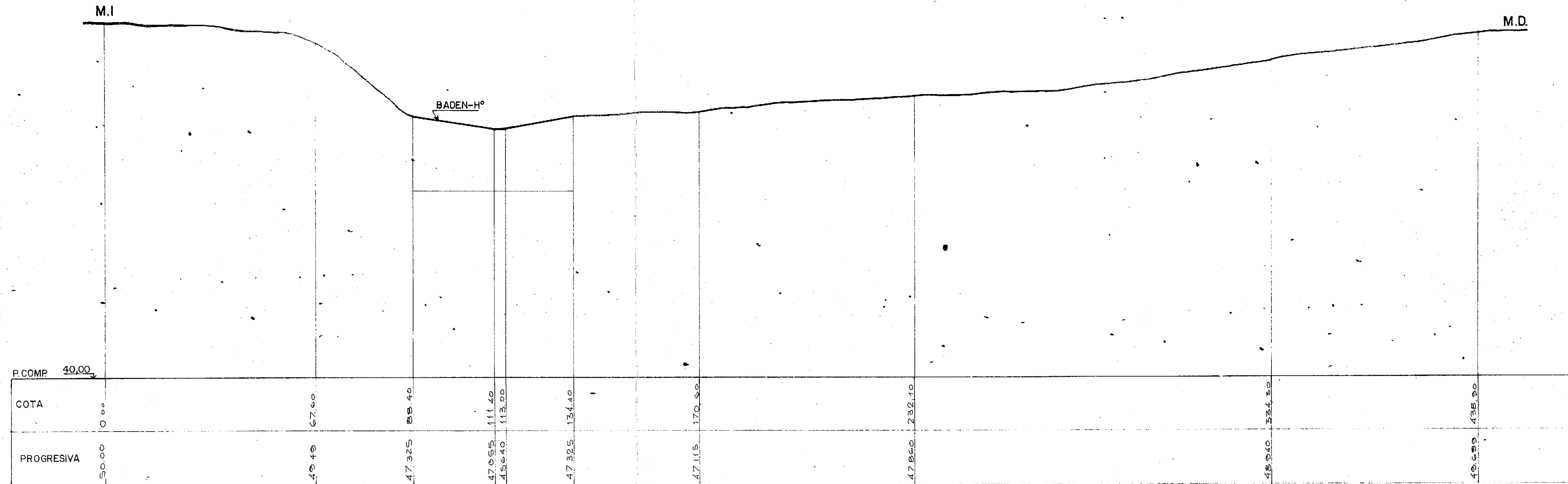


PROVINCIA DE ENTRE RIOS
 MINISTERIO DE ECONOMIA, OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
 DIRECCION DE OPERACIONES
 DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS
 ESTUDIO SISTEMATIZACION CUENCA RIO GUALESUY

PERFIL
Aº BURGOS

EQUIPO
 PROYECTO: EDUARDO T. SANSEOVIC
 DISEÑO: C. CARRERE — M. COTTINI
 ESCALA HOR. 1:500 — ESC. 1:50

PLANO Nº
3.7
 FECHA
 DICIEM 1981



PROVINCIA DE ENTRE RIOS

MINISTERIO DE ECONOMIA, OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

DIRECCION DE OPERACIONES

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS

ESTUDIO SISTEMATIZACION CUENCA RIO GUALEGUAY

PERFIL
A° EL TIGRE
(SOBRE RUTA RAICES OESTE -ALCARAZ)

EQUIPO
PROYECTO: EDUARDO T. SANSEOVIC
DIBUJO: C. CARRERE M. COTTINI
ESCALA HOR: 1:75 ESC. VER: 1:75

PLANO N°
3.8
FECHA
DIC. 1981

