

35688

IDENTIFICACION, EVALUACION Y ANTEPROYECTO DE OBRAS DE
EMERGENCIA VINCULADAS A LA EROSION EN CARCAVAS EN
LA ZONA DEL DIQUE FIGUEROA



Convenio Santiago del Estero. - CONSEJO FEDERAL DE
INVERSIONES Sistema Figueroa.

INFORME FINAL

01/11/12
112912
III

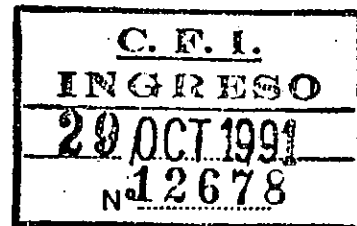
X 12
H 35

Autor: Ing. Jorge Arancibia

1991

Buenos Aires, 29 de octubre de 1991

Consejo Federal de Inversiones
Sr. Secretario General
Juan José Ciacera



Ref.: Identificación evaluación y
anteproyecto de obras de emer-
gencia vinculadas a la erosión
en cárcavas en la zona del
dique Figueroa - Informe Final

De mi mayor consideración:

Por la presente tengo el agrado de dirigirme a usted a los efectos
de elevarle el informe final.

Sin mas saludo a usted atentamente.

A large, stylized handwritten signature in black ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke at the end.

Ing. Jorge Arancibia

*1 ejemplar es llevado en mano por mí al
Lic. Raffinoti*

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Raffinoti', with a large, sweeping flourish at the end.

EQUIPO DE TRABAJO DEL ESTUDIO

DIRECTOR: Ing. Jorge H. Arancibia

COLABORADORES: Ing. Ramón Herrera - Ingeniería de
Sistemas.

Ing. Marcelo Calviño - Hidráulica.

Lic. Miguel Girau - Geomorfología.

CONTRAPARTE PROVINCIAL A
CARGO DE LA COORDINACION
DE LOS TRABAJOS DE CAMPO: Ing. Eduardo Bailón.

INSPECTOR DEL ESTUDIO
POR EL C.F.I.: Lic. Ruben Daffinoti.

INDICE:

- I - INTRODUCCION.
 - II - ESTUDIO DE ANTECEDENTES INFORMACION EXISTENTES.
 - III - ANALISIS GEOMORFOLOGICO E HIDRAULICO.
 - IV - IDENTIFICACION DE OBRAS DE EMERGENCIA.
 - V - SELECCION DE OBRAS DE EMERGENCIA PRIORITARIAS Y SU LOCALIZACION.
 - VI - ANTEPROYECTO PRELIMINAR DE LAS OBRAS.
-

I - INTRODUCCION:

El presente Informe Final resume las tareas del estudio previstas contractualmente considerando los trabajos básicos realizados por la provincia.

Las tareas de diagnóstico expeditivo e inventario de soluciones y la selección de las Obras Prioritarias, se describen en lo que hace al análisis de los antecedentes e informaciones disponibles, y su proceso metodológico incluyéndose también las conclusiones y recomendaciones de las mismas.

Durante el estudio se realizaron, un sobrevuelo a la zona de proyecto y varios viajes de reconocimiento y control de las tareas de campo terrestres.

Se incluyen en este informe el programa de datos básicos planialtimétricos que sirvió de base para la ejecución de los trabajos de selección de las obras prioritarias y el programa general de trabajos de campo, topobatimétricos y de suelos realizado para la elaboración del anteproyecto preliminar de las obras.

En la descripción del anteproyecto preliminar de las obras se indican, además de su diseño, cómputo y presupuesto, los criterios esenciales de proyecto, la memoria de cálculo y las razones que llevaron a seleccionar la tipología y disposición relativa de las mismas.

II - ESTUDIO DE ANTECEDENTES E INFORMACION EXISTENTES:

Durante el primer mes del estudio se compilaron y analizaron antecedentes y documentos de interés para el diagnóstico del problema, entre los que se citan:

* Información topográfica (recopilada).

Hoja 12 H y 13 H Esc.: 1:100.000 Dirección de Minería Planialtimetría con líneas de nivel equidistancia 5 m. Planialtimetría Esc.: 1:20.000 del área del Embalse de Figueroa, Agua y Energía Eléctrica con líneas de nivel a cada 0.5 m.

* Fotografías aéreas esc.: 1:100.000 relevadas por la Brigada Aérea de Paraná 1986.

* Estadística hidrológica hasta 1983 Agua y Energía Eléctrica.

Fluviometría: caudales medios mensuales, máximos y mínimos medios diarios en:

- Estación El Tunal (Salta) período 1941/42 - 1982/83.
- Estación El Arenal (Stgo. del Estero) período 1934/35-1982/83.

Sedimentología: materiales sólidos en suspensión, medios mensuales en:

- Estación El Tunal (Salta) período 1967/68 - 1982/83.
- Estación El Arenal (Stgo. del Estero) período 1928/29-1982/83.

* Información climatológica:

Temperatura:

- Pampa de los Guanacos (Stgo del Estero).

Evaporación media:

- El Tunal (Salta) Estación de AyEE.

* Estudios antecedentes (de la región)

En la etapa de identificación se procedió a la ubicación de información antecedente de estudios en la región de interés para el presente estudio.

Ing. Soldano

La red fluvial Argentina.

Estudio preliminar para el aprovechamiento de los recursos hídricos de la Cuenca del Río Pasaje Juramento Salado.

C.F.I. Bs.As. 1977.

Sistematización de la Cuenca del Río Juramento y/o Salado en la Provincia de Santiago del Estero.

Convenio Bajos Submeridionales 1983.

Serafini Carlos

Programa de simulación del movimiento de Cabra Corral y El Tunal C.F.I. Bs.As. 1983.

Convenio Bajos Submeridionales C.F.I.

Sistematización de la Cuenca Río Juramento y/o Salado Provincia Santiago del Estero 1983.

T. Fabbian, V. Ferreiro y R. De Filippi

Estudio geomorfológico en la zona del bañado del Copo, área Río Salado, Provincia de Santiago del Estero. Salta 1979.

Proyecto NOA Hídrico
Planimetría y altimetría del Río Salado, Provincia de
Santiago del Estero. Salta 1980.

De Filippi
Evaluación de estudios de base, área Río Salado, Prov.
Santiago del Estero.

Ing. Jorge Saravia
Erosión hídrica lineal del Bañado de Figueroa Santiago
del Estero. C.I.H.R.S.A. 1983.

Erosión fluvial en el área de Figueroa Provincia de
Santiago del Estero.
Convenio Bajos Submeridionales 1985.

Estudios básicos en la Cuenca del Río Salado tramo
inferior Santiagueño Tomos 1 y 2.
Convenio Bajos Submeridionales 1986.

Introducción al estudio y conocimiento hidrológico del
Río Salado en su tramo inferior Santiagueño.
Santiago del Estero 1982.

Análisis químico y sedimentológico de agua Río Salado
Suncho Corral. Santiago del Estero 1985.

En los trabajos antecedentes se hace una descripción
climática en base a valores medios de diversas estaciones
del área.

Características geomorfológicas:

Descripción geomorfológica en la que se aprecian
fundamentalmente el trazado de redes hidrográficas, las
áreas altas y las bajas inundables, como así también
caminos, localidades y áreas cultivadas en el momento de
la toma de las fotografías aéreas.

El mapa geomorfológico indica las singularidades que
producen cambios en el escurrimiento superficial:

En el mapa elaborado por el Dr. Ferreiro en escala
1:75.000 se destacan las redes de drenaje superficial del
área de estudio, se indican unidades hidrogeomorfológicas
homogéneas en el área de interés. Además se indica el
drenaje superficial actual, antiguo y futuro para el
Bañado del Copo.

Planialtimetría del área:

En la planimetría y altimetría del Río Salado en base a la información recopilada por los autores (Líneas sísmicas de YPF - Canal del Tunal - Figueroa) se construyó un perfil longitudinal: Bordo - Lagunilla (Salta) hasta Pueblo Nuevo Santa Ana (Santiago del Estero) los valores están tomados sobre las márgenes.

El tramo de menor pendiente de este perfil está comprendido entre Lechihuana - Ranchillos y Taco Pozo-Villa Estela con una longitud de aproximadamente 6 km y una pendiente media de 0.77 % siendo coincidente con la ubicación del Bañado del Copo.

Se presenta además en este trabajo en esc.: 1:25.000 un perfil longitudinal y un perfil comparado con respecto al tramo de menor pendiente del que surgen claramente las variaciones de pendiente antes y después del bañado.

Se construyó una hoja planialtimétrica esc.: 1:100.000 que abarca parte del área de interés para el presente estudio.

Se cuenta con varias cartas 1:100.000 de la Dirección Nacional de Minería con líneas de nivel con equidistancia 5 m., con detalles morfológicos obtenidos de relevamientos de campo, en las que figura gran parte del actual sistema de riego.

Se cuenta además una carta planialtimétrica esc.: 1:20.000 con líneas de nivel cada 0.5 m., del área de Embalse de Figueroa.

Las fotografías aéreas resultan de interés porque contienen la casi totalidad del sistema de riego y además porque en el momento de la toma de las mismas estaba avanzado el proceso de cárcavamiento, pudiéndose identificar las trayectorias de las cárcavas e incluso su evolución en el tiempo (ya que existen dos series de fotografías siendo la más reciente del año 1987).

Parámetros meteorológicos:

En el estudio - Sistematización de la Cuenca Río Juramento y/o Salado del Convenio Bajos Submeridionales, con el objetivo de llegar a una primera aproximación en la determinación de las pérdidas producidas en el bañado se determinan los parámetros meteorológicos, agronómicos e hidrológicos y se realiza un balance hídrico del área.

El régimen térmico se describe en base a los datos de las estaciones del Servicio Meteorológico Nacional Copo, Quile y Campo Gallo para el período 1941/50, estación Nueva Esperanza NOA hídrico período Mayo 1979/80, y las estaciones El Tunal y El Arenal AyEE correspondientes al período 1971/72 - 1974/75.

Para las precipitaciones se utilizó información relevada por el Servicio Meteorológico Nacional en Estaciones Pluviométricas instaladas en estaciones ferroviarias y además se consideró la información de las estaciones de aforo operadas por AyEE. En las estaciones del Servicio Meteorológico Nacional se dispuso de un período suficientemente largo 1934/78; mientras que en las estaciones de aforo solo se consideró el período 1972/74.

Se realiza una detallada caracterización del área: régimen de vientos, evaporación, nubosidad, régimen de heladas. Y a partir de esta se realiza un planteo de un modelo conceptual que describe el funcionamiento del Bañado del Copo.

Análisis de sedimentos

Se destacan los análisis de sólidos en suspensión y sedimentos para el Río Salado en el Tramo El Tunal y El Arenal con especial énfasis en la variación de estos a partir de la construcción de la Presa de Cabra Corral que dio lugar a la formación del Embalse General Belgrano. En el trabajo se identifican derrames sólidos mensuales en las estaciones El Tunal y El Arenal.

En el informe Erosión Fluvial del área de Figueroa se analizan las posibles causas que dieron inicio al proceso erosivo y su evolución en el tiempo.

En el informe que elaboró el C.I.H.R.S.A. se describen los procesos erosivos sus causas y se evalúan cualitativamente las posibles soluciones a realizar en el año 1983. Se debe hacer notar que el proceso de carcavamiento es un proceso dinámico y que el avance de la erosión ha superado las soluciones planteadas en aquella ocasión.

Los tramos que analizan el tramo inferior Santiagueño se refieren al tramo aguas abajo de Suncho Corral, en estos se identifica el comportamiento hidrológico del Río en Suncho Corral (estación limnimétrica instalada aguas abajo del área de interés) y el comportamiento hidráulico del río hasta el límite con la Provincia de Santa Fé.

Además del análisis de los antecedentes referidos se mantuvieron reuniones con funcionarios de la Administración Provincial de Recursos Hídricos en las Oficinas de la Ciudad de Santiago del Estero y en el sitio de las Obras, para intercambiar opiniones y obtener informaciones adicionales.

III - ANALISIS GEOMORFOLOGICO E HIDRAULICO

La zona del Sistema Figueroa afectada por el fenómeno de erosión retrógrada o cárcavamiento objeto de este estudio es amplia como se pudo constatar durante las inspecciones de reconocimiento. Si bien es difícil de establecer límites definidos para la misma, ya que se trata de un proceso en avance en el cual las cárcavas existentes progresan al mismo tiempo que aparecen nuevos procesos erosivos, se pudo observar durante las inspecciones realizadas que la zona afectada se extiende al norte hasta el embalse del Dique Figueroa (penetrando en él a través de una cárcava que cruza el dique por el vertedero caído), al oeste hasta el canal Gini, al este al borde lateral de protección de margen izquierda y sur hasta la confluencia de la prolongación del canal de descarga del encauzador Gini con el Río Salado.

En el plano N°1 se puede observar esta zona, en la que se indicaron puntos de referencia de interés como el Dique Figueroa con su vertedero caído, el Dique O, el Canal Gini, el Embalse Cuchi Pozo, la confluencia del Canal de Descarga del Encauzador Gini con el Río Salado, etc..

Con el objeto de visualizar las características esenciales del proceso erosivo y de identificar los daños evitables a través de obras de emergencia, se realizó un estudio de características generales del Río Salado y un análisis geomorfológico e hidráulico de la zona afectada por el proceso erosivo, que se resume a continuación.

Características generales del Río Salado:

El estudio del comportamiento del río y su cuenca de aporte debe considerar la dinámica a que responde debido a las condiciones naturales que lo gobiernan, y en el caso del río Salado, los condicionamientos impuestos por la realización de obras hidráulicas.

La propia dinámica propicia la necesidad de efectuar y mantener actualizados los conocimientos al efecto de seguir la marcha los factores hidrológicos a través del tiempo.

En función de esa premisa se ha realizado una cuidadosa recopilación de antecedentes pluviométricos de aforos y de registros limnimétricos, así como de las características del medio por donde escurre el río y sus afluentes de mayor importancia y de las obras hidráulicas y su funcionamiento.

El río y sus afluentes de mayor importancia son aforados en secciones de control atendidas principalmente por la empresa Agua y Energía Eléctrica, y por la Administración Provincial de Recursos Hídricos en la Provincia de Santiago del Estero. En el cuadro siguiente son indicadas para cada estación de aforo, su ubicación, período de funcionamiento y organismo que la opera.

En forma general se puede clasificar a la zona de análisis según los criterios de Thornthwaite, como semiárida.

Río	Estación	Período de funcionamiento	Organismo
Arenales	P.de Diaz	1944/45-1966/67	AyEE
Arias	San Gabriel	1941/42-1967/68	AyEE
Calchaquí	La Punilla	1948/49-1967/68	AyEE
Juramento	Cabra Corral	1934/35-1967/68	AyEE
Medina	Desembocadura	1941/42-1967/68	AyEE
Pasaje	Miraflores	1928/29-1979/80	AyEE
Pasaje	El Tunal	1941/42-1979/80	AyEE
Salado	El Arenal	1929/30-1979/80	AyEE
Salado	Suncho Corral	1914/15-1961/62	AyEE

Nota: los períodos de funcionamiento se obtuvieron de las estadísticas hidrológicas hasta 1980 de Agua y Energía Eléctrica. Ver plano N°2.

Cuenca Activa:

El Río Salado tiene sus nacientes en la precordillera salteña. Se considera el inicio del Río Juramento o Salado en la confluencia de los Ríos Arias y Guachipas en la zona de Cabra Corral.

Aguas abajo del río recibe la afluencia de los Ríos Piedras y Medina.

La cuenca activa del Río Salado se desarrolla hasta la sección El Tunal en la Provincia de Salta, sobre una superficie de 38.000 km².

Los valores de las series hidrológicas que caracterizan al río y sus afluentes son mostrados en el siguiente cuadro.

Río	Estación	Período de Observaciones	Q Medio Anual (m ³ /s)	Q Máx. Med. Diar. (m ³ /s)	Q Min. Med. Diar. (m ³ /s)	V Anual (hm ³)
Arenales	P. de Dias	1944/45-1966/67	7.0	280	0.5	221
Arias	San Gabriel	1941/42-1967/68	24.4	441	5.0	771
Calchaquí	La Punilla	1948/49-1967/68	6.5	374	0.2	204
Juramento	Cabra Corral	1934/35-1967/68	29.5	835		930
Pasaje	Miraflores	1928/29-1972/73	33.5	954	6.0	1056
Pasaje	Miraflores	1973/74-1979/80	37.6	199	2.0	1185
Medina	Desembocadura	1941/42-1979/80	3.2	221	0.5	100
Pasaje	El Tunal	1941/42-1972/73	37.1	1092	1.0	1170
Pasaje	El Tunal	1973/74-1979/80	42.3	510	1.0	1336

Corresponde indicar que a partir del cierre y llenado del embalse Cabra Corral los caudales en régimen natural son modificados por el efecto regulador de la obra hidráulica.

Cuenca Media:

Aguas abajo de la sección El Tunal el río cambia su rumbo hacia el sur penetrando en la Provincia de Santiago del Estero sin recibir aportes encauzados de importancia.

En términos generales el río en este tramo resulta efluente y se caracteriza por la presencia de bañados, entre ellos son identificados el Bañado de Copo (actualmente seco) de una superficie de 300 km², Bañado Hoyo Seco, el Bañado de Figueroa (actualmente con graves problemas de erosión lineal retrógrada) y el Bañado de Añatuya.

En el tramo Santiagueño del Río Salado, en casos excepcionales los Ríos Horcones y Ureña pueden resultar afluentes. Los dos tienen sus nacientes en la Provincia de Salta y atraviesan el territorio Santiagueño siendo sus aguas utilizadas para riego.

En el caso del Río Horcones hasta 1981 se perdían los exedentes en el bañado homónimo, posteriormente se construyó una pequeña canalización con el objeto de inducir su drenaje hacia el Río Salado. El cambio producido en el nivel de base ha provocado un aumento de la pendiente que ha originado un proceso de erosión

lineal retrógrada (cárcavas) que busca reestablecer un nuevo perfil de equilibrio. Esta modificación producirá cambios limitando el efecto amortiguador del bañado.

La dinámica de los derrames en este tramo del Río Salado presenta variaciones significativas a lo largo del recorrido. Se realiza entonces una breve descripción del mismo desagregado en subtramos teniendo en cuenta la ubicación de las secciones de control existentes que permitan identificar sus características.

A efectos de ampliar el análisis se extiende el mismo hasta la sección Cabra Corral.

* Subtramo Cabra Corral - Miraflores.

Este subtramo se desarrolla en la parte activa de la cuenca en la Provincia de Salta en una longitud aproximada de 90 km. El río recibe afluentes laterales provistos por la pluviometría de la zona. Entre ellos el más importante es el Río Piedras, con crecidas estivales entre Diciembre y Marzo.

En forma general se puede indicar que los aportes son superiores a las pérdidas e insumos para riego conservándose gastos mayores en la sección Miraflores que en Cabra Corral. En ambos casos, en régimen natural el volumen de escurrimiento medio para el período Diciembre - Marzo representa el 68 % del derrame anual, es también durante este período cuando se producen las mayores ganancias de caudales en el tramo.

Para el período de registro común a ambas estaciones, 1934/35 - 1967/68, los caudales medios y volúmenes medios derramados resultan:

Cabra Corral: $Q_m = 29.5 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V_m = 930 \text{ hm}^3$

Miraflores: $Q_m = 34.3 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V_m = 1082 \text{ hm}^3$

* Subtramo Miraflores - El Tunal.

Este subtramo también se desarrolla en la parte activa de la cuenca su longitud es de 35 km, y recibe como afluente más importante por margen derecha al Río Medina cuya cuenca tiene una superficie aproximada de 1700 km². En el gráfico III-I son mostrados los caudales medio, máximo y mínimo mensual representativos de la estación Desembocadura para el período de registros 1941/42-1979/80, en él puede observarse la amplitud de los

valores medios extremos mínimos y máximos fundamentalmente durante el período estival de crecidas.

El Río Medina aporta en promedio un caudal de 3.2 m³/s con un derrame anual de 100 hm³.

En términos medios para el período común 1941/42-1971/72 de registros en las estaciones sobre el Río Pasaje, Miraflores y El Tunal y sobre el Río Medina, la ya mencionada Desembocadura, se ha confeccionado el siguiente cuadro que muestra cuantitativamente la marcha de los caudales medios y las pérdidas y ganancias en el tramo en régimen natural.

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
Miraflores (1)	11.0	11.6	14.0	23.0	86.0	112.0	75.0	33.0	18.0	15.0	14.0	12.0	33.7
Medina	1.3	1.4	1.7	2.6	4.1	7.1	6.2	2.3	1.4	1.4	1.4	1.3	2.7
El Tunal (2)	9.8	9.0	15.7	23.4	69.9	120.0	86.8	40.1	22.3	17.4	14.9	12.8	37.1
Dif. (2)-(1)	-1.2	-4.0	1.7	0.4	-3.9	8.0	11.6	7.1	4.3	2.4	0.9	0.8	3.4

En los gráficos III-2, III-3, III-7 y III-8 son representados los caudales medios, máximos y mínimos mensuales del Río Pasaje en las estaciones Miraflores y El Tunal para los períodos 1929/30 - 1971/72 y 1973/74; 1979/80, 1941/42, 1971/72 y 1979/80 respectivamente. Las series han sido desdobladas considerando el efecto regulador del embalse Cabra Corral, cuyo llenado se ha realizado en 1973. En estos gráficos se observa la marcha anual de los caudales medios y extremos mensuales como asimismo su amplitud de variación.

En los gráficos III-4 y III-9 son mostradas las curvas de permanencia de caudales mensuales para las estaciones Miraflores y El Tunal en los períodos considerados en ellos se observa la incidencia de la regulación impuesta por la operación del embalse Cabra Corral, que atenúa los valores pico y aumenta los caudales promedios mensuales de ambos períodos considerados para cada una de las estaciones.

Para el período de operación del embalse 1973/74-1979/80 se presenta en el siguiente cuadro los valores de caudales medios mensuales y las pérdidas y ganancias producidas en el tramo.

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
Miraflores (1)	28.7	27.9	29.1	32.1	41.1	65.6	59.9	48.0	30.0	28.1	28.6	27.6	37.6
Medina	1.5	3.7	9.6	16.0	18.5	6.6	2.4	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	5.5
El Tunal (2)	27.1	24.1	25.9	31.9	55.6	77.0	84.6	55.5	34.6	23.1	23.6	29.5	42.3
Dif. (2)-(1)	-1.6	-3.8	-3.2	-0.2	14.5	11.4	24.7	8.6	4.6	0.0	-5.0	1.9	4.7

Merece indicarse que en este subtramo son regadas mediante derivaciones aproximadamente 7000 ha. en la zona denominada El Galpón que podrían explicar las pérdidas durante el período de estiaje.

De la información obtenida y de los gráficos presentados pueden extraerse algunos valores que permiten identificar el régimen del río en ambas estaciones para los períodos considerados. Para el primero de ellos los caudales máximo medio anual, mínimo medio anual y medio mensual son respectivamente para las estaciones Miraflores y El Tunal: 381 m³/s y 339 m³/s; 8 m³/s y 4 m³/s; 33.5 m³/s y 37.1 m³/s; los caudales máximos y mínimos medios diarios resultaron: 954 m³/s y 1092 m³/s; 6 m³/s y 1 m³/s.

En los gráficos III-5 y III-10 son presentados los derrames anuales en las secciones Miraflores y El Tunal, en los gráficos III-6 y III-11 los volúmenes acumulados de esos derrames y en el gráfico III-12 la curva de doble masa en valores de volúmenes anuales de ambas estaciones sobre el Río Pasaje.

Para el segundo período los caudales fueron Q_{máx. mens.} = 92 m³/s; Q_{mín. mens.} = 8 m³/s; Q_{máx. diario} = 199 m³/s; Q_{mín. diario} = 2 m³/s para la estación Miraflores y Q_{máx. mens.} = 123 m³/s; Q_{mín. mens.} = 9 m³/s; Q_{máx. diario} = 510 m³/s; Q_{mín. diario} = 1 m³/s, para la estación El Tunal y los volúmenes derramados para el período de crecientes: 515 hm³ y 647 hm³ que representan el 43 % y el 49 % de los volúmenes medio anuales derramados.

* Subtramo El Tunal - El Arenal.

Presenta diferentes comportamientos entre las porciones que se desarrollan en territorio Salteño y Santiagueño, pero la información existente impide que se realice tal discretización por lo que el análisis cuantitativo es realizado en forma integrada para el tramo de 190 km de longitud aproximada.

Aguas abajo de la sección El Tunal son derivados caudales para las siguientes zonas de riego: en la Provincia de Salta; El Tunal, Cnel. Ollereros, Gonzales, Gaona, Quebrachal, Macapillo, Santa Rosa y en la Provincia de Santiago del Estero: Villa Matoque, las que suman en total una superficie regada de 21.000 has. aproximadamente.

El río al ingresar al territorio de la Provincia de Santiago del Estero escurre con una muy debil pendiente por la zona conocida como Bañado del Copo que se extiende sobre una superficie aproximada de 32.000 has., en la que se producen importantes pérdidas por evaporación o infiltración. En este tramo la precipitación es escasa, la zona carece de una red de drenaje hacia el río y los suelos y subsuelos están constituidos por sedimentos finos de baja cohesión.

En el Bañado del Copo se ha detectado un proceso de erosión lineal retrógrada que ha provocado practicamente su secado mediante el encauzamiento sucesivo a través de las cárcavas hasta formar un cauce único que actua de drenaje evitando la inundación de la zona.

Estos procesos tienen su origen en los cambios sufridos en la dinámica del río por causa de la operación del embalse Cabra Corral que ha modificado mediante la regulación los derrames líquidos y sólidos del río, que de esta manera se manifiesta variando las zonas de erosión y deposición en procura de una nueva estabilización. En la zona del Bañado del Copo el río actualmente presenta una importante actividad erosiva aumentado el caudal sólido que transporta aguas abajo, el que en parte será depositado al norte del Bañado de Figueroa.

La estacionalidad del clima y de las crecidas anuales conjuntamente con la carga de sólidos que va provocando por deposición la elevación del valle aluvial, algunas veces hasta alcanzar y sobrepasar la altura de la llanura adyacente, ocasionan frecuentes salidas de cauce. Entonces esa zona es caracterizada por fenómenos de aluvionamiento excesivo, hidromorfismo y salinización causada por los bloqueos en los drenajes.

En el tramo comprendido entre las estaciones El Tunal y El Arenal son producidas importantes pérdidas en los caudales de escurrimiento, las cuales son evaluadas para las condiciones de río en estado natural y regulado mediante la operación del Embalse Cabra Corral, a través

de la diferencia de los caudales medios mensuales entre ambas estaciones para los períodos comunes 1941/42-1971/72 y 1973/74, 1979/80 respectivamente. Los resultados se presentan en los cuadros siguientes:

Período 1941/42, 1971/72:

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
El Tunal	27.1	24.1	25.9	31.9	55.6	77.0	84.6	56.6	34.6	28.1	27.6	28.5	42.3
El Arenal	7.9	6.9	8.3	11.8	26.4	57.7	77.4	50.6	26.0	13.8	12.5	10.4	26.5
Diferencia	-19.2	-17.2	-17.6	-20.1	-29.2	-19.3	-7.2	-6.0	-8.6	-14.3	-15.1	-18.1	-15.8
Pérdida %	71.0	71.0	68.0	63.0	53.0	25.0	5.0	11.0	25.0	51.0	55.0	64.0	37.0

PERÍODO 1973/74 - 1979/80

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
El Tunal	9.8	9.0	18.7	23.4	69.9	120.0	86.8	40.1	22.3	17.4	14.9	12.8	37.1
El Arenal	0.0	0.2	0.6	4.7	31.5	73.3	58.3	26.8	8.9	3.3	1.8	0.8	17.5
Diferencia	-9.8	-8.8	-18.1	-18.7	-38.4	-46.7	-28.5	-13.3	-13.4	-14.1	-13.1	-12.0	-19.6
Pérdida %	100.0	98.0	97.0	80.0	55.0	39.0	33.0	33.0	60.0	81.0	68.0	94.0	53.0

Es decir que en el tramo se produce para el río no regulado una pérdida media del 53 % del caudal medio anual de El Tunal. Naturalmente las mayores pérdidas en porcentaje se producen durante el período de estiaje y el comienzo de la creciente. Es decir de junio a Diciembre, los valores menores se registran en Marzo y Abril hacia el final de período de creciente.

Para el período 1973/74 - 1979/80 la pérdida media ha sido del 37 % del volumen derramado en El Tunal.

Para la estación El Arenal se presenta en los gráficos III-13 y III-14 los caudales medios, máximos y mínimos mensuales para los períodos 1929/30 - 1971/72 y 1973/74-1979/80. En el primero se observa la gran amplitud existente entre los valores máximos y mínimos a nivel mensual; como asimismo su dispersión respecto a los valores medios, en el segundo como producto de la operación Cabra Corral el río presenta una atenuación de los caudales máximos, aumento de los caudales mínimos y una notable disminución de la variación de los caudales medios. En el gráfico III-15 "Permanencia de caudales", se visualiza este efecto mediante las curvas de caudales clasificados para ambos períodos.

En los gráficos III-16 y III-17 son presentados los volúmenes derramados por año hidrológico para la serie de registro y su acumulado.

Para la estación El Arenal son mostrados para los períodos considerados los valores de: caudal máximo mensual 219 m³/s y 101 m³/s; caudal mínimo mensual 0 y 0; caudal medio mensual 17.5 m³/s y 26.5 m³/s; caudal máximo diario 300 m³/s y 170 m³/s; caudal mínimo diario 0 y 0. Asimismo los volúmenes medio escurridos durante el período enero - abril fueron 548 hm³ y 487 hm³ que representan el 88 % y el 66 % de los volúmenes medios anuales derramados.

* Subtramo El Arenal - Suncho Corral.

El tramo se desarrolla totalmente en territorio santiagueño en una longitud aproximada de 190 km en una zona de baja pendiente, en donde en estado natural se habían formado amplias zonas de derrames y bañados, el más importante es el Bañado de Figueroa en el que se realizaron obras hidráulicas en el departamento homónimo correspondiente a los embalses para provisión de agua con destino al riego de Figueroa, Desbastadero y Cuchi Pozo, de 63 hm³. El sistema consiste en una presa de tierra de 8 m de altura máxima y 4 m de ancho de coronamiento que se desarrolla a lo largo de 13 km.. Actualmente sufre graves problemas de erosión e infiltración.

El sistema se completa con el canal encauzador entre Bandera Bajada y Zanja Mala de 16 km de longitud que ha operado como desagüe del Bañado de Figueroa, a lo largo de su recorrido se producen una serie de derivaciones para riego conformándose una red que se ha ido desarrollando mediante sucesivas adaptaciones según los resultados obtenidos.

El área de riego del Sistema Figueroa está básicamente constituida por los canales:

- Hacia margen izquierda los canales principales San Jorge. Totorillas y Embalse Cuchi Pozo se encuentran afectados por problemas en el bañado. El canal de mayor importancia es el Vecinal Margen Izquierda que sirve a unas 5800 has. siendo el área de producción más activa.

- Hacia margen derecha se deriva el canal principal Granar que tiene su derivador en el canal encauzador Ing. Gini. Más hacia el sur se deriva el canal vecinal margen derecha el que alimenta a diversos secundarios.

En últimos años en la zona del Bañado de Figueroa se ha detectado un proceso de erosión lineal retrógrada y de reactivación de antiguas cárcavas debido a cambios en el nivel de base.

A partir de 1973 los caudales del río son regulados por el Embalse Cabra Corral. Asimismo a partir de esa fecha se inicia un ciclo hiperhúmedo que provoca un aumento en los derrames anuales y en el caso de la cuenca en el tramo santiagueño se producen aportes encauzados tal como el del Río Horcones que disminuyen las pérdidas en los subtramos considerados.

El funcionamiento del sistema en estado de operación hasta el año 1981, en que se produce la rotura en las obras de derivación de excedentes, era evacuación hacia los bañados de Figueroa a través de un vertedero durante el período de crecientes en verano y otoño.

En el bañado se alternaban estiajes y crecientes provocados por desbordes del Río Salado que inundaba un área extensa con escurrimientos mantiformes los que eran encauzados hacia el sur por un sistema de colectores que producían su drenaje.

Posteriormente, por causa de la rotura de las obras hidráulicas arriba mencionadas, gran parte del aporte del río es derramado a través del bañado por lo que este se encuentra en estado de inundación en forma permanente.

Otro efecto importante del cierre de Cabra Corral es el producido con referencia a la carga de sólidos que transporta el río. El embalse retiene una importante cantidad de sólidos provocando una notable disminución del material transportado aguas abajo, lo que ha producido un desequilibrio en la dinámica fluvial que se manifiesta con la tendencia del río a reestablecer la relación entre los caudales líquidos y sólidos y sus características morfológicas produciéndose cambios y variaciones en las zonas de erosión y deposición. Después de estos cambios, el río que se recarga de sólidos a la salida del bañado del Copo los deposita al norte del bañado de Figueroa para recargarse nuevamente aguas abajo poniendo de manifiesto la alta tasa de erosión en el tramo.

Los procesos erosivos que se presentan fundamentalmente en forma de cárcavas no solo se deben a los cambios en la dinámica del escurrimiento del río provocado por el cierre de Cabra Corral. Los manejos locales del agua por

los productores han producido la reactivación y/o inicio de cárcavas al variar niveles de base relativos.

La finalización del subtramo analizado ha sido establecido en la sección Suncho Corral en la que la empresa Agua y Energía Eléctrica ha operado una estación de aforos durante el período 1914/15 - 1961/62. Posteriormente a su cierre, a partir de octubre de 1973 son registradas las alturas diarias de escala por la Administración de Recursos Hídricos de la Provincia de Santiago del Estero. Para completar el período en que no se han efectuado mediciones se ha utilizado la serie de valores de caudales medios anuales estimados a partir de los registrados en la estación El Arenal, mediante el método de correlación ortogonal realizado en el Programa de Desarrollo Agropecuario para la Región de los Bajos Submeridionales por el C.F.I. en el informe correspondiente a la introducción al conocimiento hidrológico de Río Salado en su tramo inferior santiagueño.

El tratamiento estadístico de la serie de caudales y alturas registradas y los valores medios anuales que la han completado se realiza en forma discretizada con el objeto de mostrar con mayor claridad los resultados obtenidos y disminuir las probabilidades de incorporar errores de arrastre.

a) Período 1914/15 - 1961/62.

Para este período, que caracteriza el comportamiento del río en estado natural se ha trabajado con la serie de caudales medios mensuales provista por AyEE.. En el Anuario Hidrológico (Estadísticas Hidrológicas hasta 1980 de AyEE) son presentados estos registros, son también consignados los caudales medios anuales. Los caudales máximos diarios, los derrames anuales y los derrames para el período de crecida enero - mayo. Asimismo son agregados los valores medios y desvíos estandard de las series de valores anuales correspondientes al derrame anual, al caudal máximo diario y al derrame enero - mayo.

En el siguiente cuadro se muestran los valores medios de los caudales medios mensuales para el período 1914/15-1961/62 extraído del Anuario de Estadística Hidrológica de AyEE.

	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
Q. med. mensual	2.4	1.0	0.7	1.1	10.9	34.5	54.4	40.1	16.2	7.6	5.2	3.4	14.6
Q. máx. mensual	2.5	11.1	9.4	13.2	171.0	231.0	236.0	226.0	65.4	30.3	31.7	22.2	72.1
Q. mín. mensual	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

En el anuario hidrológico son presentados los caudales medios máximos y mínimos mensuales, pudiéndose apreciar la estacionalidad de las crecidas. En el gráfico III-19 se muestran los volúmenes anuales derramados.

Para evaluar en forma integrada en valores medios el comportamiento del subtramo El Arenal - Suncho Corral se han determinado para ambas estaciones los valores de caudales medios mensuales promedios para el período de observaciones común es decir para las series 1934/35-1961/62, los que se transcriben en el siguiente cuadro:

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
El Arenal	0.1	0.3	0.7	6.3	39.2	80.7	58.8	29.0	10.1	4.3	2.7	0.9	19.4
Suncho Corral	0.1	0.1	0.1	0.2	4.1	21.3	37.6	21.9	7.4	2.3	0.8	0.4	8.0
Diferencia	0.0	-0.2	-0.6	-6.1	-35.1	-59.4	-21.2	-7.1	-2.7	-2.0	-1.9	-0.5	-11.4
Pérdida %	0.0	67.0	86.0	97.0	90.0	74.0	36.0	24.0	27.0	47.0	70.0	56.0	59.0

En el gráfico III-20 han sido representados los valores de caudales medios mensuales en las estaciones El Arenal y Suncho Corral y sus diferencias.

El tramo como puede observarse, se caracteriza por las importantes pérdidas globales entre las secciones de control extremas, en promedio se ha evaluado que el 41 % de caudal medio anual saliente de El Arenal pasa por Suncho Corral.

Para el período de registro 1914/15 - 1961/62 realizados a río no regulado por AyEE, se han efectuado análisis estadísticos tendientes a cuantificar la recurrencia de eventos extremos en términos de caudales máximos a nivel anual y durante el período de crecidas enero - mayo.

A las series se les ajustó una distribución de valores extremos tipo Gumbel, los resultados se presentan en el

cuadro siguiente (estos resultados se muestran solamente con caracter indicativo, ya que faltan realizar pruebas de ajuste).

Frecuencia (Tr)	2	5	10	20	50	100	200	400
Q diarios (m ³ /s)	75	135	175	213	262	299	336	363
Q mensual (m ³ /s)	55	115	155	194	243	280	316	346
V anual (hm ³)	386	863	1180	1483	1874	2168	2456	2691
V ene-may (hm ³)	334	746	1021	1281	1617	1869	2116	2318

Para el período 1962/63 - 1972/73 en que no se han realizado registros en la sección Suncho Corral se ha optado por el completamiento de la serie propuesta en base a el trabajo del C.F.I. ya mencionado. El mismo fue realizado por el método de correlación ortogonal de caudales medios anuales con los registros de la estación El Arenal. El período anual se justifica por cuanto la presencia del Bañado de Figueroa produce una distorsión importante, al actuar como amortiguador para intervalos de tiempo menores (por ejemplo, caudales medios mensuales).

La correlación entre las series fue realizada para el período común 1929/30 - 1961/62 en que el régimen del río no era regulado por el embalse Cabra Corral.

En base a la ecuación de correlación fueron obtenidos los siguientes caudales medios anuales en Suncho Corral para el período 1962/63-1972/73.

Año	Q Medio Anual
62/63	14.1 m ³ /s
63/64	7.4 m ³ /s
64/65	3.1 m ³ /s
65/66	0
66/67	0
67/68	4.5 m ³ /s
68/69	1.7 m ³ /s
69/70	1.8 m ³ /s
70/71	3.8 m ³ /s
71/72	1.5 m ³ /s
72/73	0

Para el período 1973/74 - 1985/86 se dispone de la serie de alturas limnimétricas diarias realizadas por la Administración Provincial de Recursos Hídricos y de los aforos realizados por la misma repartición y el Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídrica.

Con estos aforos se obtuvo una curva de descarga para la sección Suncho Corral mediante ajustes por mínimos cuadrados a una ecuación del tipo $Q = a (h_0 + h)^3$ la que fué utilizada para vincular los registros de alturas diarios con los caudales medios diarios escurridos a través de la sección. Al respecto corresponde acotar que la exigua cantidad de aforos considerados y la falta de estabilidad de la sección afectada por procesos de erosión y deposición gobernados por la dinámica fluvial del tramo, solo permite establecer un alcance tan solo aceptable de la relación obtenida. La curva de descarga es mostrada en el gráfico III.21.

En base a determinaciones de caudales medios diarios fueron calculados los caudales medios mensuales y caudales medios anuales en Suncho Corral.

Además para los años hidrológicos 1973/74 a 1985/86 se han confeccionado los hidrogramas correspondientes los que se presentan en los gráficos III.21 bis y III.33.

A partir de los análisis de recurrencia realizados para el período 1914/15 - 1961/62 de los eventos extremos correspondientes a caudales máximos diarios y mensuales y volúmenes anuales y de crecidas (período enero - mayo) se han determinado los tiempos de retorno de eventos ocurridos durante el período hiperhúmedo.

Asimismo se ha realizado para el período común de registros con la estación El Arenal posterior al cierre de Cabra Corral (1973/74 - 1979/80) una evaluación en términos de valores medios del comportamiento del subtramo El Arenal - Suncho Corral, para lo cual se han determinado para dicho período los valores de caudales promedios mensuales y realizado las diferencias correspondientes. Con estos valores se ha confeccionado el siguiente cuadro.

Estación	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Año
El Arenal	7.9	6.9	8.3	11.8	26.4	57.7	77.4	59.6	26.0	13.8	12.5	10.4	26.5
Suncho Corral	6.8	5.7	4.5	6.4	6.2	15.2	48.2	55.5	26.2	9.1	6.4	6.0	16.4
Diferencia	-1.1	-1.2	-3.8	-5.4	-20.2	-42.5	-29.2	4.9	0.2	-4.7	-6.1	-4.4	-10.1
Pérdida %	13.9	17.4	45.8	45.8	76.5	73.7	37.7	-9.7	-0.8	34.1	48.8	42.3	38.1

En el gráfico III.34 han sido representados los valores de caudales medios mensuales en las estaciones El Arenal y Suncho Corral para este período.

La composición de los tres períodos analizados (1914/15-1961/62 - 1962/63 - 1972/73 - 1973/74 - 1985/86) permite tener una serie continua de caudales medios anuales en la estación Suncho Corral.

Aguas abajo de la estación Suncho Corral no se realizan registros continuos de los escurrimientos del río, solo existen algunos aforos esporádicos que no pueden ser utilizados para caracterizar el comportamiento del tramo.

Los aportes superficiales que recibe el río en este subtramo resultan despreciables en términos medios por las características geomorfológicas y climáticas de la región.

Al respecto corresponde mencionar los aportes que se producen a través del canal Jume - Esquina, el que sirve también al riego del Sistema Colonia Dora.

Los consumos para riego aguas abajo de Suncho Corral fueron estimados por la Comisión del Río Salado en el informe "Planificación del Aprovechamiento Integral de las Aguas del Río Salado - Ubicación y Cuantificación de las Zonas a Desarrollar" del cual se reseña lo siguiente:

*** Sistema Colonia Dora:**

El sistema se encuentra en condiciones de funcionamiento deficitario y en el que existen problemas de disponibilidad de agua para abastecer a toda superficie empadronada. Para los años 1976 y 1982 fueron estimados consumos de 170 hm³ por año.

- Los consumos para riego mediante el bombeo directo desde el río fueron evaluados en 17 hm³ por año y los consumos para bebida de poblaciones y abrevado animal en 10 hm³ por año.

- Análisis geomorfológico e hidráulico de la zona afectada por las cárcavas: el estudio del comportamiento histórico del Río Salado muestra que el mismo presentaba situaciones alternadas de estiajes y crecientes con embacamientos a lo largo del curso. Durante los períodos de máxima el río derramaba e inundaba un área extensa con un frente de varios kilómetros, que escurría en forma de manto encauzándose al sur del km 40. Los problemas a

resolver en ese entonces consistían en:

- . Asegurar la permanencia del escurrimiento en todo su recorrido.
- . Suprimir o por lo menos reducir las pérdidas de agua a través de los bañados.
- . Dar al río un curso estable.
- . Obtener alimentación para los canales de riego.

Actualmente nos encontramos con una realidad distinta relacionada con las condiciones de escurrimiento del Río Salado desde hace algunos años a la fecha. En efecto han aparecido efectos de activa erosión fluvial en el Bañado del Copo, que prácticamente han provocado su encauzamiento y desaparición como tal, y en el Bañado de Figueroa con una propagación en sentido general S - N.

Las causas que han desencadenado esta nueva situación son el resultado de una conjunción de variables.

Previo al análisis de los factores que han provocado y/o contribuido al desencadenamiento de la actividad erosiva, remarcaremos algunas características morfológicas naturales del cauce a fin de cotejar su evolución.

El cauce del Río Salado (aguas abajo del Bañado de Copo), presenta un ancho de 50-60 m, con barrancas de 4-5 m. de altura, hasta Hoyo Cerco donde desaparece ocupando todo el bañado entre a Cabeza de Tigre (brazo occidental) y el Río Cuchi Pozo (brazo oriental) en un ancho de 35 km, al salir y a la altura de Suncho Corral forma nuevamente barrancas de 6 a 8 m de altura con ancho promedio del orden 42 m. perdiéndose una vez más al entrar en el bañado de Añatuya.

La pendiente longitudinal media, que en Miraflores alcanza a 3.56 m/Km. va disminuyendo hacia aguas abajo con valores de 1.5 m/Km. al entrar en la provincia de Santiago del Estero, de 0,74 m/Km. a 0,39 m/Km. en el bañado de Figueroa y de 0,24 m/Km., llegando a valores de 0.1 m/Km en los últimos 80 Km del curso.

Los perfiles longitudinales de la mayoría de las corrientes grandes, muestran un descenso de la pendiente más o menos gradual desde las cabeceras hasta la desembocadura, configurando un aspecto cóncavo hacia arriba.

El sistema (corriente-cauce) tiende por erosión y depositación, a dar a su perfil longitudinal una pendiente que varía regularmente en relación con el caudal y la carga sólida.

Mackin (1948), define al río equilibrado como "aquel en el cual el declive es ajustado delicadamente durante un período de años para proveer, con la descarga disponible y las características prevalecientes del cauce, la velocidad justa que requiere el transporte de la carga provista por la cuenca".

El perfil de equilibrio es una curva ideal y casi nunca perfecta, siendo toda ruptura de pendiente una anomalía cuyo origen es importante dilucidar. Todos sus puntos son de nivel móvil, sin embargo, uno permanece fijo durante suficiente tiempo para que el perfil se elabore en función suya, este es la desembocadura del río en el mar. Aquí la pendiente se aproxima a cero, no existiendo excavación por debajo de él, denominándosele Nivel de Base de Erosión Fluvial.

Si bien el nivel del mar es variable (movimientos eustáticos), presenta períodos de estabilidad relativa suficientemente largos para que pueda considerarse estable en relación a la movilidad de los puntos del perfil.

Sin embargo pueden existir superficies de comportamiento análogo aunque su ubicación topográfica sea por encima del nivel del mar denominados Niveles de Base Locales.

Comunmente están representados por la presencia de bancos de rocas duras, lagos, etc.. Sin embargo si estos fuesen destruidos por erosión estos Niveles locales o transitorios, desaparecerían y la corriente, habiendo adquirido energía adicional, profundizaría su cauce.

Las entidades verdaderamente estables son las que se extienden en el curso inferior de los ríos y se relacionan con el nivel de base, todas las demás formas de depositación están expuestas a ser destruidas por la erosión.

Si bien para la región en estudio no se describen la presencia de lagos, o bancos de rocas competentes, se ha utilizado en más de una oportunidad, la denominación de depresión (quizas sin demasiada atención) para referirse a los bañados de Figueroa y Añatuya.

Pese a no haberse contado durante la realización de este análisis con una altimetría detallada del bañado (de suma importancia dada la monotonía general del área), fué posible a través de la utilización de imágenes satelitarias diferenciar sus límites, ya que su configuración y patrones fotográficos difieren de los de la región circundante. Incluso dentro de esta gran unidad son diferenciables entidades menores plausibles de separar solo por el tono fotográfico (distinta presencia de humedad) como así también, huellas de líneas de drenaje.

Desde tiempos históricos se ha descripto el fenómeno de depositación llevado a cabo por el río Salado en el sector del bañado de Figueroa ocupando una superficie aproximada de 120 Km x 30 Km.

Una disminución en la pendiente topográfica (0.74 m/Km-0.39 m/Km) marcaría el extremo septentrional, traduciéndose indudablemente en una disminución en el gradiente del curso. Cuando se menciona el avance del bañado hacia el N, se está haciendo referencia al aumento de superficie inundada (producto de algún embanque seguramente) y no al crecimiento de la depresión.

La presencia de esta anomalía topográfica no ha tenido cuestionamiento o al menos con el énfasis necesario ya que seguramente debe haber influenciado en el proceso de sedimentación alterando o al menos condicionando la evolución del curso.

A nuestro entender la superficie que conforma el gran bañado de Figueroa, posee características morfológicas que han condicionado la evolución del perfil longitudinal del río Salado, constituyendo un nivel de base local induciéndolo a depositar la carga en transporte a lo largo de toda su extensión (35 Km x 120 Km) pero controlado a su vez por la morfología interna de la paleoforma.

La presencia de barrancas aguas abajo del mismo, debe atribuirse no solo al mayor poder erosivo que ha logrado la corriente aligerada de sedimentos (gran deposición de material en el sector de bañado), sino además por el acúñamiento de la geoforma hacia la altura de Villa Figueroa.

Revalidando la hipótesis de cambio de nivel de base descripta en el Informe CFI Santiago del Estero, mencionaremos por orden de prioridad (si bien todas son

interdependientes), las variables que a nuestro parecer han provocado la desestabilización del equilibrio en el área de bañado, generándose como respuesta a las nuevas condiciones reinantes en el sistema, una activa erosión fluvial.

- Limitación superficial del área de escurrimiento, generado por el encauzamiento del bañado entre el canal Ing. Gini y el bordo de defensa de la margen izquierda del canal vecinal de margen izquierda.

- Manejo de caudales en la alta cuenca, a partir del cierre del Embalse Cabra Corral, incidiendo en la carga sólida transportada hacia el sistema. (Situación similar, al menos cualitativamente originaba el sistema de desarenadores diseñados en 1938).

- La morfología interna del bañado. La presencia de direcciones de desagüe predominante establecidas originariamente por una red de cárcavas de poco desarrollo, aparentemente han controlado y condicionado la evolución de la erosión. Similar comportamiento se observa en líneas de desagüe artificiales, canales acequias, etc., donde la erosión es más intensa.

Un aumento de caudal aligerado de carga pasando por una sección menor, anulación del bañado del oeste en 1938 (llamada así a la zona de bañado comprendida entre el canal Gini y el Río La Guardia), trajo como consecuencia la incisión (profundización) del terreno, lo cual no es homogéneo en toda su extensión sino que presenta líneas de debilidad que gobiernan la evolución de la erosión.

Factores que a su vez ha acrecentado la actividad erosiva:

- . Variación en el régimen pluviométrico de la cuenca, registrándose un período hiperhúmedo a partir de 1973.

- . Roturas en el Bordo de Defensa del Canal Ing. Gini y del Vertedero del Dique Figueroa.

- . Manejo precario del recurso por parte de los pobladores, construcción de acequias, pequeños diques, cortado de obras de defensa, etc..

- . Tipo de suelos, el que favorece debido a su baja cohesión el ensanchamiento del cauce por fenómenos de remoción en masa.

. La influencia de los caudales aportados por el río Horcones y el proceso de erosión lineal retrógrada que ha provocado prácticamente el secado del bañado del Copo y su encauzamiento sucesivo en cárcavas, hasta formar un cauce único que actúa como drenaje evitando la inundación de la zona.

Para finalizar con la descripción del análisis geomorfológico e hidráulico realizado, se hacen algunas consideraciones sobre los criterios adoptados para la determinación de los caudales mínimos diarios en el área del proyecto. Para esta determinación se cuenta con los registros de las Estaciones El Arenal y Suncho Corral. El Arenal fué levantado cuando se destruyó por una crecida en 1985.

Como ya fué expresado las series de caudales tienen una gran variación originada por los siguientes acontecimientos:

a) Construcción de Cabra Corral y llenado del Embalse Gral. Belgrano.

b) Desactivación del Bañado del Copo.

c) Cambio de condiciones de escurrimiento del Río Horcones, lo que genera el inicio de aportes del mismo al Río Salado.

Estos acontecimientos se producen a partir de la década del 70. por este motivo para el análisis de caudales no es conveniente considerar todo el período registrado sino solamente la serie que comienza con el año hidrológico 1972/73.

Considerando las características particulares del área en estudio con presencia entre las secciones de aforo El Arenal y Suncho Corral en que el río se encuentra encauzado, del Bañado de Figueroa actualmente en proceso de desactivación por carcavamiento y además el hecho que aguas abajo de la zona de cárcavas hasta la estación Suncho Corral el río escurre encauzado, es dable suponer que los caudales que escurren por el río Salado en la zona de cárcavas se pueden inferir más ajustadamente a través de las observaciones en Suncho Corral. Por otra parte es de señalar el hecho que la Estación Suncho Corral sigue actualmente operando lo que permite disponer de un registro de 1973/74 - 1989/90, mucho más extenso que el que se puede obtener en El Arenal.



Los caudales de diseño, o sea los utilizados en el proyecto de las obras, deben ser los máximos instantáneos por lo que es necesario trabajar con caudales máximos diarios.

Se recopilaron en la oficina del Convenio Bajos Submeridionales los caudales máximos diarios para el período 1973/74 - 1989/90, ya que la serie no se encuentra procesada en su totalidad.

Se indican a continuación estos valores:

Año 73/74	Lectura de Escala (m)	Caudal (m3/s)
	7.82	165
	4.87	74
	5.85	101
	4.36	61
	6.58	124
	5.98	105
	5.59	97
	8.00	170
	6.10	109
	5.86	102
	8.12	176
	7.34	148
	6.33	116
	6.71	137
	3.05	28
	----	103

Se ajustó una función de distribución de extremos Gumbel tipo 1 a los caudales máximos diarios del período 1973/74 - 1989/90 y se determinaron caudales correspondientes a distintas recurrencias los que se indican en el cuadro siguiente y en gráfico III-35 (solo en caracter indicativo por faltar pruebas de ajuste):

Tr	años	2	5	10	20	50	100	200	400
Q	m3/s	108	148	174	200	233	257	282	307

IV - IDENTIFICACION DE LAS OBRAS DE EMERGENCIA

Durante el reconocimiento aéreo de la zona en estudio se sobrevoló el Bañado de Figueroa, el Dique de Figueroa y su vertedero caído, el dique km cero, el Canal Encauzador Gini, el área del embalse de Cuchi Pozo, la zona de km 30

con los puentes afectados por las cárcavas, la descarga del encauzador Gini en las cercanías del km 40, el canal vecinal de margen izquierda, la zona de bañados comprendida entre km 40 y 50 y el cauce del Río Salado aguas abajo de km 50 hasta las proximidades de Suncho Corral. En el mismo se buscó visualizar toda la zona afectada por el fenómeno de erosión retrógrada o carcavamiento y sus adyacencias, de forma de contar con información para delimitar la misma contribuyendo al análisis de su posible génesis y progreso.

Además, se realizaron varios reconocimientos terrestres en los que se observó en especial las zonas afectadas por el proceso erosivo entre ellas (ver plano N°1).

- El cruce de una de las cárcavas mayores (la que causó destrozos importantes actualmente reparados en la ruta N°5, ver fotos N° 1 y 2).

- La zona de la cárcava principal denominada "Darsena" por los lugareños, donde recientemente fué construida una presa provisoria que tenía como función evitar que la profundización del cauce producida por el proceso de carcavamiento, deje fuera de funcionamiento el canal vecinal de margen izquierda y con ello sin agua a la mayor área de riego del Sistema Figueroa (actualmente este "tapón" o presa provisoria no existe, ya que los regantes abrieron un surco sobre el mismo, completándose la remoción, luego por la erosión del río).

- El avance de la cárcava sobre el canal encauzador Gini algo aguas arriba del km 30, que obligó hace cuatro meses a desviar provisoriamente el cauce del canal encauzador.

- La obra de descarga de excedencias del encauzador Gini a la altura del km 21 donde se observó la acción del carcavamiento, el que hasta el momento está siendo solo precariamente controlado. En la foto N°3 se observa el desmoronamiento por erosión del pié del talud de margen izquierda del canal de descarga de esta obra.

- La cárcava que corre aproximadamente paralela al canal encauzador Gini hasta llegar a las cascadas retrocedentes en su extremo aguas arriba, con el fin de visualizar su ubicación y características. En la foto N°4 se muestran estas cascadas retrocedentes ubicadas en las cercanías del km 12.

- La cárcava que cruza el Dique Figueroa a la altura del vertedero caído penetrando en el embalse hasta llegar a

las cascadas retrocedentes mostradas en la foto N°5. Pudo observarse durante el reconocimiento que no existe aparente continuidad de esta cárcava con la lindante a la Cuchi Pozo, posiblemente por efecto de los grandes esteros intermedios.

- La descarga del encauzador Gini en el km 40 observándose el pie de rápida y la obra de disipación así como una erosión marcada algo más aguas abajo en correspondencia con una descarga lateral.

- El encuentro de la cárcava principal con el río Salado (aguas abajo de la descarga del Canal Gini). En este encuentro se pudo observar que la magnitud del cauce de la cárcava es similar al cauce del río mismo notándose, por la coloración del agua que aporta la cárcava, la gran magnitud de sólidos en suspensión en esta, lo que muestra la existencia del proceso erosivo aguas arriba (ver foto N°6).

- El área del Embalse Cuchi Pozo (mencionada en informes anteriores como afectada por una de las cárcavas).

En esta área pudo observarse que, si bien el descenso del cauce de los canales de drenaje de los esteros lindantes al embalse Cuchi Pozo y, sobre todo el de una de las cárcavas conectadas a la que corre paralela al canal Gini, provocan seguramente infiltración y consiguientes pérdidas de caudales en el reservorio, este problema requiere en estos momentos un tratamiento menos urgente que otros detectados durante el reconocimiento y estudio de antecedentes de la zona en análisis, ya que en épocas recientes se disminuyó el área y volumen del embalse y se reforzaron sus bordos.

- El canal vecinal de margen izquierda actualmente seco con presencia de maleza y embanques que disminuyen apreciablemente su capacidad (mostrando que para su habilitación deberían realizarse trabajos de limpieza y reconstitución del cauce importantes) y su descarga al río a la altura del km 17 de margen izquierda a través de una obra de disipación (actualmente destruída totalmente por la erosión retrocedente) en su profundo canal de descarga que ha sido capturado por una ramificación de la cárcava principal conocida en esa zona como "zanja mala".

Además se observó en las fotografías aéreas la existencia de un peligroso acercamiento de la cárcava principal al canal Gini a la altura del km 36, que llevo a que en el pasado se realizaran obras de protección (terraplenamientos). En las fotografías más recientes de

1987 se observa que la traza de la cárcava en la zona que se acerca al canal Gini se estabilizó algo más alejada del canal encauzador.

Es digna de mención la existencia de un puente actualmente en construcción que posibilitará la vinculación vial de la margen derecha del canal Gini con la localidad de Bandera Bajada cruzando la gran cárcava paralela a este canal. Dicho puente está siendo construido por contrato bajo la jurisdicción de vialidad de la Provincia y salvará una luz importante en una zona muy cercana al extremo aguas arriba de la cárcava (cascadas retrocedentes).

El análisis de los antecedentes disponibles y el trabajo de reconocimiento realizado, permitieron identificar los siguientes daños evitables a través de obras de emergencia y sus posibles soluciones:

a) Avance de la cárcava que cruza el Dique Figueroa:

Es necesario controlar el avance de esta cárcava ya que de otra manera en un futuro cercano se interrumpiría el ingreso de caudales al embalse de km cero y con ello al canal Gini y a toda el área de riego conectada al mismo.

Para controlar el avance de la cárcava es posible estudiar obras de relleno del cruce de la cárcava con el vertedero, con material resistente a la erosión y que, aun aceptando acomodamientos o asentamientos limitados, actuen como control del avance de la cárcava aguas arriba.

b) Avance de la cárcava que corre paralela al Canal Gini:

El control del avance de esta cárcava evitaría obras costosas en el futuro y no sería compleja en caso que pueda trabajarse en seco, anticipándose al avance del proceso erosivo mediante la ejecución de protecciones flexibles.

c) Reconstrucción de la posibilidad de derivar caudales hacia margen izquierda:

Encontrándose en margen izquierda la mayor área de riego del Sistema Figueroa y estando la derivación de caudales a esta margen actualmente interrumpida por la cárcava, es indispensable reconstituir tan pronto como sea posible la distribución de agua por medio de obras de emergencia, cuya vida útil sea suficiente para implementar durante la

misma soluciones de fondo para el problema. En este caso las obras deben permitir elevar el pelo de agua hasta la altura de los canales de riego, ser capaces de disipar la energía al restituir los caudales al río aguas abajo de la misma y permitir la evacuación de los caudales de crecida durante su vida útil.

Se deberá tratar en consecuencia de una obra de embalse provista de un canal descargador y un aliviadero (pudiendo eventualmente el canal descargador cumplir también la función de aliviadero).

La elevación provocada por la obra reducirá por otra parte la pendiente del pelo de agua aguas arriba de la misma, disminuyendo el poder erosivo de la corriente.

d) Protección de la descarga del canal vecinal de margen izquierda y trabajos de reconstitución del cauce del canal vecinal.

Antes de poner en funcionamiento nuevamente el canal vecinal de margen izquierda será necesario reconstituir mediante limpieza y excavaciones la capacidad del cauce y efectuar obras de disipación de energía en la descarga.

e) Protección del canal Gini

La gran cárcava que cruza la ruta N°5 en un tramo de la misma corre extremadamente cerca del canal Gini motivo por el cual fue necesario realizar un by pass en el canal para evitar el corte de este.

Es necesario lograr para el canal una situación más estable por que se deberán analizar alternativas de protecciones.

f) Protección en el embalse Cuchi Pozo.

Una de las cárcavas es lindante al embalse lo que obligó a trabajos de protección y a la disminución del área y volumen del embalse. Sin embargo la misma no evita la infiltración del embalse, lo que en cambio se reducirá al construir las obras indicadas en el punto c).

g) Protección en la descarga lateral del canal Gini a la altura del Km. 21.

Se observan problemas de erosión actualmente controlados solo en forma precaria al pie de la obra de disipación.

Es necesario controlar en forma mas efectiva el avance del proceso erosivo para evitar el daño de las estructuras.

h) Descarga del canal Gini a la altura del Km. 40

Las obras de disipación a la salida del canal no presentan actualmente signos de erosión preocupantes. Se destaca sin embargo que en el pasado reciente hubo necesidad de realizar terraplenamientos de protección para evitar que una cárcava retrocedente capturara lateralmente la obra de disipación. Por otra parte en la actualidad algo aguas abajo de la rápida se observa una erosión marcada cuyo proceso y eventual control debería analizarse.

i) Protección del canal Gini a la altura del Km 36 por las cercanías de la cárcava principal.

Pese que aparentemente la cárcava se ha estabilizado en una posición mas alejada del canal, que la que adoptó en años anteriores, debería mantenerse en observación la zona y estudiar posibles medidas de protección.

V - SELECCION DE OBRAS DE EMERGENCIA PRIORITARIAS Y SU LOCALIZACION

En el plano N°3 se muestra la zona afectada por el proceso de carvamiento y la traza de las cárcavas principales.

La planialtimetría que fue utilizada como base para este plano fue la elaborada por la Dirección Nacional de Minería en el año 1968-1969 en escala 1: 100.000 actualizada y completada con un relevamiento aerofotogramétrico, utilizando fotos aéreas del año 1987, realizado por la oficina del Convenio Bilateral Santiago del Estero - CFI en Santiago del Estero.

Este relevamiento, complementado con datos de campo actuales, fué un elemento valioso para la elaboración de este informe y será de utilidad para el seguimiento posterior del proceso erosivo y su futuro control mediante las obras aquí priorizadas y las que posteriormente se decida encarar.

En el plano N°3 se indican también la localización de las obras priorizadas, las que se enumeran a continuación indicando en cada caso los criterios de selección adoptados.

I - Relleno cruce de cárcava con el vertedero caído

El control de esta cárcava es necesario a fin de evitar la interrupción del ingreso de caudales al embalse de Km cero y con ello al canal Gini. Estando este encauzador diseñado para suministrar a través de derivaciones ubicadas más aguas abajo, el agua para riego a ambas márgenes del sistema Figueroa, es fácil advertir la importancia y urgencia de ejecutar esta obra.

Cabe recordar aquí por ejemplo que antes del avance de la cárcava principal que corre paralela al canal Gini aguas arriba de la Ruta N°5, se podía alimentar desde el canal Gini el embalse de Cuchi Pozo (el que en la actualidad quedó aislado por la cárcava del escurrimiento principal) y que recientemente para poder derivar caudales por el canal vecinal de margen izquierda se construyó una presa provisoria o "tapón" luego destruido por erosión inducida por los regantes.

La interrupción del ingreso de caudales al embalse de Km cero se producirá a corto plazo, de no mediar la obra de emergencia, debido al avance de la cárcava dentro del antiguo embalse del dique Figueroa tendiendo a profundizar el cauce del río, el que se ubicaría entonces a cotas inferiores a la de la solera de la toma.

Para evitar el avance de este proceso erosivo con las consecuencias arriba descritas se preanalizaron dos variantes de obras de emergencia.

- Control mediante protecciones flexibles del posible curso de cárcava aguas arriba de las cascadas retrocedentes.

Esta variante se desechó debido a que: no resulta identificable el curso posible que tomaría la cárcava aguas arriba de las cascadas retrocedentes, ni existen elementos que permitan confinar o delimitar el posible rango de variación de su dirección.

Por lo tanto habría que diseñar un sistema de protecciones, flexibles de tipo semicircular lo que llevaría a una obra extensa y por consiguiente cara (por ejemplo para el tipo con gabiones se aumentaría sustancialmente el volumen y por tanto el costo).

- Control mediante el relleno del tramo de cárcava correspondiente al cruce de la misma con la presa (a la altura del vertedero caído).

La observación del sitio de esta variante de obra de control de cárcava, permite inferir que se dispone de una zona confinada lateralmente donde sería posible implementar un relleno material cuyo volumen se desconocía en el momento de la selección, pero que permitiría seguramente controlar el avance de la cárcava del embalse si se lo eleva hasta la cota de la solera del vertedero caído o cerca de ella.

Una ventaja importante que tendría esta variante es el fácil acceso a través del coronamiento del dique Figueroa, tanto durante la construcción como durante su funcionamiento, asunto de sumo interés debido a los seguramente frecuentes observación y mantenimientos requeridos.

Puede estimarse que esta variante sería mas efectiva y confiable que la de obras flexibles aguas arriba de las cascadas retrocedentes, citadas anteriormente.

Estimando volúmenes para el relleno en base a otras secciones de la cárcava conocidas, se puede admitir un valor de 1.000 m³ de relleno con un costo de aproximadamente 100.000 U\$S.

La comparación estimativa de costos, facilidades constructivas y eficiencia esperable de estas variables de obra, se hizo sobre la base de asumir vidas útiles en el rango de 5, orden de extensión del posible período para implementar dentro de él, una solución de fondo de control de la erosión, y un riesgo hidrológico del 20% al 50%.

Estos órdenes de vida útil y de riesgo hidrológico asumidos, hacen que el período de retorno para la creciente de diseño de las obras varíe de 8 años a 25 años.

Los cálculos de probabilidades y período de retorno se realizaron mediante:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{r} \right)^n$$

donde:

R = riesgo hidrológico en %

T = período de retorno en años

n = vida útil esperable

Los caudales de diseño en función de los períodos de recurrencia de caudales adoptados, se estimaron en base a la curva del gráfico III.35 que se corresponde con la tabla mostrada en el último párrafo del ítem III. Los análisis preliminares de protecciones alternativas tuvieron en cuenta la estabilidad esperable de las colchonetas o cilindros de gabiones supuestos en principio, para la estimación expeditiva de costos.

Por otra parte el relleno de la socavación en el área del vertedero caído, es conveniente para la estabilidad de la estructura remanente de la presa y, proporcionándole una cota adecuada, puede controlar el avance del proceso erosivo.

II - Cascada retrocedentes próximas al Km 12

El avance, la profundización y el ensanche de la cárcava actual debería controlarse ya que ello resultará menos oneroso que las obras que de otra manera será necesario efectuar si se permite el avance del fenómeno. (ejemplos de estas obras son los puentes sobre la ruta N°5 y el actual puente en construcción a la altura del Km 14)

Por otra parte el avance del proceso de profundización del cauce del río llevará a aislar las descargas del mismo de las áreas bajo riego, situación cuya reconstitución además de onerosa será cada vez más difícil de materializar.

Las obras para controlar el avance de la cárcava en su extremo aguas arriba podrían ser de tipo flexible, estarían ubicadas algo aguas arriba de las cascadas retrocedentes y deberían ser aptas para absorber la energía erosiva.

En un principio esta obra se priorizó atento a los motivos arriba expuestos. Sin embargo las cascadas retrocedentes referidas solo pudieron ser observadas durante el mes de diciembre de 1990, en un viaje de inspección previo al inicio formal del contrato.

Posteriormente durante todo el año 1991, con mayor afluencia de caudales por el río, el sitio de las mismas ha estado permanentemente inundado.

Esta circunstancia hizo ver que, por un lado no resultaba posible por el momento la ejecución de los trabajos topográficos y batimétricos que serían necesarios para efectuar el anteproyecto de las obras flexibles que se habían pensado inicialmente estudiar, y por otro que la ejecución de dichas obras flexibles de control no resulta de urgente ejecución, ya que la inundación del área está de por sí controlando el proceso erosivo. Por lo tanto teniendo en cuenta lo mencionado, así como las conclusiones surgidas del mayor período de observación y más amplios relevamientos de campo y aereofotogramétricos disponibles, se recomendó posteriormente eliminar esta obra de las seleccionadas para la elaboración de su anteproyecto preliminar.

III - Presa para derivación de caudales a margen izquierda y control del proceso erosivo.

Esta obra es imperiosa para posibilitar la derivación de caudales a margen izquierda donde está ubicada la mayor área de riego del Sistema Figueroa.

Se han preseleccionado dos posibles alternativas de ubicación que se han denominado alternativa III - a Dársena y alternativa III - b Ruta N°5.

En ambos casos la idea es construir una presa de embalse que eleve el pelo de agua de forma de posibilitar la derivación de caudales al canal vecinal de margen izquierda y que, por otra parte, disminuya la pendiente del pelo de agua restando poder erosivo al río. Esta obra creará un nivel de base local o sección de control del avance del proceso erosivo.

La alternativa de emplazamiento en la "Dársena" es próxima a la ubicación de la presa provisoria o "tapón" que existió y luego fue destruida por lavado inducido por los regantes, aparentemente con el fin de evitar grandes afluencias de caudales en períodos de aguas altas.

En esta localización el río describe una ligera curva que podría ser eventualmente aprovechada para el diseño de un canal lateral que funcione como descargador de excedentes o aliviador. Sobre margen izquierda quedaría emplazada la derivación al canal vecinal siendo necesario construir un corto tramo de canal para empalmar con el canal existente.

La vida útil de esta obra se adoptará en el diseño de anteproyecto, pero estará comprendida entre 5 y 10 años a fin de posibilitar que en este intervalo se estudie e implemente una solución definitiva para el Sistema Figueroa.

El riesgo hidrológico se adoptará en base a criterios compatibles con la condición de emergencia de las obras y con las dificultades y perjuicios causados por su eventual falla en los regantes, además del costo que es del orden de U\$S 500.000, incluyendo el cierre y las obras de descarga y restitución de caudales de crecida al río (que podrían consistir en canales con saltos dispadores, provistos de protecciones flexibles).

Una vez adoptada la vida útil y el riesgo hidrológico quedará fijado el período de retorno en base a la expresión ya descripta.

La alternativa de la ruta N°5, implica el aprovechamiento de una sección próxima al puente existente para el cierre y eventualmente de una alcantarilla, también existente y actualmente fuera de servicio, como obra de control de la descarga lateral para aliviadero y descarga de caudales no derivados a margen izquierda a través de un canal a construir que vincule el embalse creado por la presa, con el canal de margen izquierda.

La selección entre ambas alternativas dependerá de los estudios preliminares de dimensionamiento y cotas de las obras así como de los trabajos necesarios para habilitar la derivación a margen izquierda respectivos.

Se hace notar que la alternativa de Ruta N°5 tendría la ventaja de disminuir o eliminar también los riesgos de erosión en la zona próxima a Ruta N°5 donde la cárcava se acerca al canal Gini y de provocar un eventual funcionamiento atenuador del bañado ubicado aguas arriba.

Teniendo en cuenta la importancia de esta obra de emergencia y el avance de los trabajos de campo a cargo de la Provincia, se decidió dejar la selección de la alternativa de emplazamiento para la etapa de diseño a nivel de anteproyecto.

IV - Protección de la descarga del Canal Vecinal de Margen Izquierda.

Estando las obras anteriormente construidas para disipación de energía en la descarga del canal totalmente

destruidas, habiendo avanzado la erosión retrocedente conectada a la cárcava principal hasta muy cerca de la zona de descarga y existiendo un fuerte desnivel entre la cota de salida de canal y del cañadón de descarga, es imprescindible, previo a la habilitación del canal vecinal de margen izquierda, construir nuevas obras de disipación de energía.

Se hace notar que si bien el caudal remanente después de las captaciones para riego será seguramente pequeño, el salto hasta la cota del cañadón de descarga al río es grande, siendo por tanto también grande la energía erosiva.

Teniendo en cuenta la completa destrucción de las obras rígidas de disipación de energía construidas en el pasado y la cercanía de la cárcava, se concibieron las nuevas obras (con elementos flexibles y en lo posible con parcialización del salto) con el objetivo fundamental de obtener una disipación de energía más controlable, aún a costa de un mantenimiento cuidadoso y frecuente.

En resumen se piensa que esta obra debería diseñarse para una vida útil de al menos 10 a 15 años (si bien previendo un mantenimiento frecuente) y que su costo será del orden de U\$S 50.000. Por otra parte el gran salto a disipar y la cercanía de la cárcava hacen incuestionable la necesidad de realizar esta obra.

Con el fin de programar los trabajos de campo a cargo de la provincia necesarios para el desarrollo de los estudios se elaboró el plan de actividades mostrado en el anexo N°1.

VI - ANTEPROYECTO PRELIMINAR DE LAS OBRAS DE EMERGENCIA

Se describen los anteproyectos preliminares conservando el mismo orden y nomenclatura adoptado en la selección de las obras a priorizar. La metodología general seguida en la elaboración de estos anteproyectos puede resumirse en:

- * Análisis de los datos de campo en los sitios de las obras priorizadas y ajustes o ratificación en función de ellos de la selección de obras a llevar a nivel de anteproyecto, incluyendo definición final del sitio de emplazamiento.

- * Definición de criterios y parámetros básicos de diseño.

- * Selección de la tipología y disposición general de las

obras (componentes principales y su disposición relativa).

* Dimensionamiento y/o verificaciones hidráulicas y de estabilidad.

* Diseño de los anteproyectos.

* Cómputo y presupuesto.

* Especificaciones y recomendaciones constructivas y de operación y de mantenimiento.

I - Cierre cruce de cárcava con el vertedero caído:

En el plano N°4 se muestra la planialtimetría y disposición general del vertedero del Dique Figueroa según el proyecto ejecutado por AyEE. En las fotos N°7 y N°8 se muestran dos tomas aéreas a distinta altura del vertedero caído, la primera tomada en el año 1985 por el C.I.H.R.S.A. y la segunda en el año 1990 por el autor de este informe.

En el plano N°5 se muestra la batimetría realizada en el vertedero caído del dique el día 13 de Septiembre de 1991.

El nivel de agua corresponde al observado al día de la ejecución de la batimetría y es igual a 170 m. Las cotas se vinculan a la de la estructura del vertedero caído según los planos de proyecto de AyEE.

Se pudo constatar que la profundidad máxima en ese momento, correspondiente al período anual de bajos caudales, era del orden de 3.7 m.

Anteriormente, el día 28 de Agosto de 1991, se había realizado un aforo en una sección ubicada unos 2 km aguas abajo del vertedero, aprovechando la presencia de una pasarela. En esta sección la profundidad máxima registrada fué del orden de 3.0 m para un caudal cercano a los 13 m³/s. La sección aforada se muestra en el plano N°5. Las planillas de resultados de campo de las dos perforaciones realizadas en la zona de esta obra, indican los valores de penetración estandard y el tipo de material encontrado hasta una profundidad de 15 m.

Estos datos junto con los demás parámetros geotécnicos de los suelos en el área de las obras de emergencia se muestran en el "Estudio Geotécnico de los Suelos de

Fundación" preparado a solicitud del autor por la Administración de Recursos Hídricos de la Provincia a través de un contrato con un estudio de consultoría.

Se observa que el material del lecho es limo y arcilla hasta una profundidad cercana a los 5 m. A mayores profundidades se encuentra arena fina a más gruesa con betas de limo y cantidades variables de mica.

En el cuadro siguiente se muestran los valores de peso específico γ , cohesión C, fricción interna ϕ y capacidad de carga qd, obtenidas en base a ensayos triaxiales no drenados en las dos perforaciones realizadas, correspondientes a diversas profundidades.

Cota (m)	γ (t/m ³)	C (kg/cm ²)	ϕ (°)	qd (kg/cm ²)
de 171.5 a 168.5	1.8	0.15	10	1
de 168.5 a 165.5	1.9	0.50	8	3
de 165.5 a 161.5	2.0/2.2	0.60	22/35	12/22
de 161.5 a 156.5	2.0	1.00	29	40

Nota: las cotas aquí indicadas se corresponden con las de los diseños de anteproyecto preliminar y no con las citadas en el estudio geotécnico mencionado anteriormente, el que está vinculado a las cotas arbitrarias adoptadas durante los trabajos topobatimétricos ejecutados por la provincia.

Los análisis de la información de campo en el sitio de la obra, ratificaron la selección de la misma como prioritaria, al comprobar la magnitud de la erosión en correspondencia con el vertedero, y confirmaron el orden de los valores estimados para el costo de esta obra. También ratificaron la selección de esta variante frente a la de proyectar una flexible en la cabeza de la cárcava, habida cuenta de la comparación de la confiabilidad de funcionamiento y dificultades constructivas previsibles en ambos casos.

Los criterios y parámetros básicos considerados en el diseño de la obra son:

* Sería deseable contar con una estructura que tenga como mínimo una vida útil del orden de 5 años con un riesgo hidrológico del 30 % (ó una vida útil del orden de los 2

años con un riesgo hidrológico cercano al 15 %, lo que es aproximadamente equivalente) con el fin de tener posibilidad de implementar en ese período, una solución definitiva al problema del avance del proceso de carcavamiento en el embalse. Esto llevaría a adoptar para la crecida de diseño un período de recurrencia de aproximadamente 14 años años, lo que implica un caudal de diseño 180 m³/s (ver gráfico N° III-35). Este caudal es considerable para esta estructura, si se tiene en cuenta que el cierre debería realizarse sin contar con una derivación de caudales por otro orificio o canal evacuador.

Esto llevó a considerar la posibilidad de ejecutar un cierre en agua corriente, con elementos arrojados al paso de la misma que permitan conformar un umbral vertedor sumergido, que vaya creciendo paulatinamente. En ese caso podría pensarse en reducir la magnitud del caudal de diseño, ya que se estaría en condiciones de reconstruir el umbral, por volcado de nuevo material, en caso de daño o arrastre parcial durante las crecidas, a un valor del orden de 150 m³/s (correspondientes a un período de recurrencia algo superior a 5 años).

* La profundidad de la cárcava aguas abajo del vertedero es grande (más de 3.5 m para los meses de menores caudales) y por lo tanto la fuerza tractiva de la corriente, aun para bajos caudales, es considerable.

* No existe una zona localizada de profundidades del orden de 3.0 m o superior aguas abajo, sino que la misma se extiende por más de 21 km. Por tanto ante la ausencia de confinamiento del material de cierre en la dirección de la corriente y la necesidad de soportar elevadas fuerzas de arrastre, se debería emplear para el cierre elementos de grandes dimensiones capaces de trabarse entre sí y preferentemente permeables para disminuir la presión de filtración.

* La capacidad portante del lecho constituido por limo y arcilla no hace aconsejable el volcado directo de escollera o de bloques (cubos o tetraedros) de hormigón ya que una proporción considerable de ellos se enterraría aumentando el volumen y costo necesario para el cierre.

Teniendo en cuenta los criterios e informaciones básicas arriba descritas, se decidió adoptar como tipología de la obra, una presa de cierre de gabiones cilíndricos construída en agua corriente arrojando material desde ambas orillas.

La geometría de los gabiones cilíndricos propuestos se muestra en el plano N°6 y está estandarizada por los suministradores.

Los taludes de la presa de cierre serán los que resulten del volcado en la corriente y dependerán de la velocidad del volcado, la metodología constructiva a emplearse y obviamente del caudal del río en el momento del cierre.

Se ha supuesto que este cierre se realiza en una época de caudales bajos, del orden de las mediciones batimétricas y de caudales del presente año referidas más arriba.

En estas condiciones se ha estimado una geometría para el cierre que se muestra en el plano N° con taludes arriba de 1:2.5 y talud aguas abajo de 1:3.5, la que se ha utilizado para el cómputo y presupuesto de la obra de emergencia.

La cota de coronamiento se ha supuesto 2 m inferior a la de solera de aguas abajo de las estructuras (o teclas) remanentes del vertedero. De esta manera se disminuyen los riesgos de filtraciones y fallas en los estribos del cierre construidos por las estructuras remanentes del vertedero y el dique (ambas de dudosa seguridad en su funcionamiento bajo carga hidráulica diferencial importante). Es de considerar en relación con esto que la presa de cierre funcionará como presa vertedora con una lámina vertiente de 2.05 m para la creciente de diseño de 150 m³/s, adoptada como surge de:

$$Q_d = C \times L \times H^{1.5}$$

siendo

C = 1.7 (coef. de descarga para vertedero de cresta ancha)

L = 30 m

Qd = 150 m³/s (correspondiente a algo más de 5 años de período de recurrencia).

La disipación de energía al pie será a resallo ahogado y la protección de pie de la presa de cierre será creada por la misma corriente. Con estas hipótesis el volumen total de gabiones cilíndricos será de aproximadamente 1450 m³.

Se verifica ahora el funcionamiento de la estructura proyectada desde el punto de vista de la erosión aplicando la teoría de la fuerza tractiva crítica.

Las condiciones de arrastre se producen cuando la velocidad de escurrimiento alcanza la velocidad crítica de transporte V_c para el material utilizado para el cierre:

$$V_c = 4.652 d^{1/6} \times dg^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2}$$

donde:

d: tirante en m.

dg: diámetro efectivo de los bloques (en este caso de los cilindros de gabiones). Este diámetro corresponde a un valor tal que el 70 % del material sea más fino.

γ_s : peso específico aparente seco de los cilindros de gabiones.

γ : peso específico del agua.

(Ver "Utilización de la fuerza tractiva crítica en problemas de proyecto y construcción de obras hidráulicas" por el Ing. Jorge H. Arancibia - Publicado en el 1° Congreso de Ingeniería Hidráulica de Ecuador y en el XII Seminario Nacional de Grandes Presas de Brasil).

Adoptando conservadoramente:

dg = 0.70 m y en el tirante d igual al tirante crítico hidráulico h_c .

$$d \approx h_c = \sqrt[3]{\frac{Qd}{L^2 \times g}} = \sqrt[3]{\frac{150^2}{30^2 \times 9.8}} = 1.37 \text{ m}$$

$$V_c = 4.652 \times 1.37^{1/6} \times 0.70^{1/3} \times 0.70^{1/2} = 3.64 \text{ m/s}$$

Este valor es prácticamente coincidente con la velocidad crítica hidráulica V_c para el caudal de diseño adoptado

ya que:

$$V_c = \frac{150}{30 \times 1.37} = 3.65 \text{ m/s}$$

Esto implica que para el caudal de diseño de 150 m³/s se produce sobre el umbral, la condición de transición o límite de umbral triangular a umbral de forma trapezoidal (con arrastre de los gaviones sobre el talud aguas abajo). Esto implica que los taludes adoptados para el diseño son conservadores y se asemejan más a una condición de equilibrio correspondiente a caudales mayores al de diseño con velocidad $> V_c^*$ (en el umbral triangular correspondiente a una configuración con velocidad $< V_c^*$ los taludes serían del orden de 1.5:1 o 2:1 como máximo).

De todas maneras para anteproyecto preliminar se mantienen los valores mostrados en el plano N°6, de forma de colocarse del lado de la seguridad.

El costo de la obra se obtiene de:

Materiales:

Gavión	1450 m ³ x 12 U\$S/m ³ =	17.400 U\$S
Piedra	1450 m ³ x 1.8 t/m ³ x 32 U\$S/t =	83.520 U\$S

Mano de Obra:

1,2 hs.hom./m ³ x 1450 m ³ x 3 U\$S/hs.hom=	5.220 U\$S
---	------------

Equipos:

Cargador frontal.....	12 hs x 40 U\$S/hs=	480 U\$S
Retroexcavadora.....	12 hs x 40 U\$S/hs=	480 U\$S

Subtotal	107.100 U\$S
Gastos generales y beneficios (33 %)	35.343 U\$S

Total general.....	142.443 U\$S
--------------------	--------------

Aproximadamente.....	142.500 U\$S
	=====

En cuanto a la metodología constructiva, esta ya ha sido comentada por el hecho de tratarse de la construcción en agua corriente de un umbral sumergido. Se recomienda en

especial en esta obra, la vigilancia y atento seguimiento de su comportamiento, teniendo en cuenta la vinculación con la estructura remanente del vertedero y la presa, obras que en el pasado han sufrido fallas. Eventualmente deberá considerarse efectuar refuerzos o rehabilitación de los estribos.

II - Presa de sobreelevación del pelo de agua y control de cárcavamiento:

Para esta obra se estudiaron dos emplazamientos alternativos que hemos denominado "Alternativa Ruta N°5" y alternativa "Dársena". Ver plano N°7.

Alternativa Ruta N°5:

En esta alternativa se dispuso de la siguiente información topográfica:

- * Relevamiento efectuado por la administración de Recursos Hídricos con curvas de nivel, de la zona de intersección de la cárcava con Ruta N°5 a la altura del puente y la alcantarilla.

- * Cota y sección de la alcantarilla Ruta N°5.

- * Batimetría del río a la altura del puente sobre Ruta N°5.

- * Perfil longitudinal del terreno en el alineamiento del proyectado canal de vinculación del embalse de la presa en esta alternativa, con el canal vecinal de margen izquierda (conexión prevista a la altura de la intersección de la Ruta N°5 con el canal vecinal).

- * Aforos, observaciones de funcionamiento y mediciones de sección del canal vecinal margen izquierda realizadas por la oficina del Convenio C.F.I. Administración de Recursos Hídricos, en una campaña anterior.

- * Perfil longitudinal del canal vecinal de margen izquierda desde la obra de arte de su intersección con Ruta N°5 a la obra de toma denominada "Los Peines", ubicada en el área de riego más intensa del Sistema Figueroa.

La idea básica de esta alternativa es analizar la posibilidad de cerrar la cárcava a la altura de la Ruta N°5, donde existe un estrechamiento del área de bañados,

y embalsar la cárcava produciendo en lo posible una inundación que tendiera a recrear el funcionamiento como bañado aguas arriba del cierre. Con esta hipótesis la idea sería controlar la cárcava produciendo además un efecto atenuador de las crecientes por la laminación de las mismas en los bañados, derivando los caudales para riego a través de un canal lateral que, corriendo paralelo a la Ruta N°5, vincule el embalse del cierre con el canal vecinal de margen izquierda a la altura de su intersección con esta ruta provincial.

Adicionalmente se lograría en esta alternativa minimizar el problema ocasionado, algo aguas arriba, por el acercamiento de la cárcava al canal Gini (ahora ya subsanada aun cuando precariamente mediante la ejecución de una desviación local del curso del canal Gini hecha por la Administración de Recursos Hídricos).

Los caudales de crecida se habían pensado en principio evacuar a través de la alcantarilla existente, a la que sería necesario rehabilitar mediante refuerzos y reparación de su estructura y dotar de un canal de acceso y de descarga convenientemente protegidos (en el caso del de descarga la protección debería hacerse con estructuras de gabiones por la magnitud del desnivel a salvar y los caudales a derivar así como las características del terreno).

El desvío durante la construcción también se había pensado efectuar por la alcantarilla, aprovechando la protección prevista en los canales de acceso y descarga, facilitando de esta manera la ejecución del cierre.

Sin embargo cuando se dispuso de los datos de campo se pudo constatar que:

- La alcantarilla sobre Ruta N°5 consta de 6 vanos de 4.75 m de base por 2.50 m de altura, con una cota de solera de 97.75 m (las aquí mencionadas son arbitrarias y fueron asumidas por el topógrafo para la vinculación relativa con el canal vecinal de margen izquierda).

- La cota de fondo del canal vecinal de margen izquierda, a la altura de su intersección con la ruta N°5, es 97.62 m (o sea solo 0.13 m por debajo de la cota de solera de la alcantarilla).

- La sección del canal está actualmente embancada y obstruida por maleza y cuenta con un ancho de aproximadamente 7 m. Su pendiente en el tramo aguas abajo

desde la obra de arte de intersección con ruta N°5 a la estructura de "Los Peines" (obra de toma primitiva ubicada 7 km antes de la obra de restitución al río a través de la descarga en la cárcava) es de 0.0011 según el relevamiento efectuado para este estudio por la provincia.

Con estas informaciones se verifica que:

- El tirante necesario para evacuar la creciente de diseño en la alcantarilla sería de:

Adoptando como creciente de diseño para la presa de cierre la de 50 años de período de recurrencia, que nos permite prever una vida útil de 5 años con un riesgo hidrológico algo menor del 10 % (valor coherente con la seguridad requerida para esta obra, vital para el riego de la mayor área de producción del Sistema Figueroa).

La vida útil de 5 años posibilitaría implementar en ese término una solución de más largo plazo, la que bien podría tratarse de la integración de esta obra dentro de un tratamiento general de control del cárcavamiento y estabilización del cauce. Por lo tanto el caudal de diseño sería $Q = 230 \text{ m}^3/\text{s}$, y:

$$H = \left(\frac{Q}{C \times L} \right)^{2/3} = \left(\frac{230}{1.7 \times 28.5} \right)^{2/3} = 2.8 \text{ m} > 2.5 \text{ m de altura disponible}$$

Por lo tanto la alcantarilla tendría que trabajar como orificio con alturas de carga aun mayores. Esto no resulta admisible ya que el nivel de agua llegaría a más de $97.75 + 2.80 = 100.55 \text{ m}$ siendo que la cota de pavimento de la Ruta N°5 varía en este tramo de 99.46 a 100.62 m.

Por lo tanto la alcantarilla no tiene capacidad para funcionar como vertedero con el caudal de diseño requerido. Además aun con tirantes substancialmente más bajos, como los de desvío del río, el estado de esta estructura (que ha sufrido deterioros por la acción de la erosión retrógrada durante el avance y cruce de la cárcava) obligaría a que se hicieran trabajos de reparación y refuerzo.

Este hecho unido a la necesidad de preveer la excavación y protección del canal de descarga, la que aun para caudales de desvío del orden de 2 a 5 años de período recurrencia (para 2 años es aproximadamente 105 m³/s y para 5 años aproximadamente 150 m³/s) resulta costosa, llevó a desechar las variantes de obra que implican hacer funcionar la alcantarilla nuevamente como descargador de caudales.

Con la pendiente topográfica disponible en el canal vecinal de margen izquierda (a juzgar por los datos relevados para este estudio) con un ancho como el actual de 7 m en la solera y taludes de 1:1 se podría erogar un caudal de 8 m³/s (aproximadamente el requerido para el desarrollo actual de la zona irrigada) con una rugosidad de Manning de 0.03 y tirante de 1 o 2 m. Sin embargo esto llevaría a velocidades del orden de 1 m/s que son erosivas para el canal sin revestimiento. Si suponemos una pendiente menor del orden de 0.3 ‰ (como las adoptadas en la mayoría de los canales existentes), que obviaría la necesidad de revestimiento, pero se adoptara un ancho mayor de la sección, (de por ejemplo 10 m en la solera), y se conservaran los taludes 1:1 y la rugosidad asumida de $n = 0.03$, se obtendrían los siguientes valores de tirante para el rango de caudales de interés:

Caudal	m ³ /s	6	7	8
Tirante	m	1.02	1.13	1.22

Disponiéndose de los datos y verificaciones topográficas e hidráulicas previas arriba descriptas se establecieron los siguientes criterios de diseño:

* Se descartó la variante de utilizar la alcantarilla como vertedero, debido a que para los caudales de crecida se originarían sobreelevaciones inadmisibles para la operación de la ruta, provocándose además daños por sobrepaso en una zona extensa.

* Se descartó también la alcantarilla para erogar los caudales de desvío durante la construcción, debido a que sería necesario repararla y construir un canal de descarga revestido y una disipación de energía en la restitución al río, trabajos excesivamente costosos si se efectúan para ese único objetivo.

* Se prevé el proyecto de una presa vertedora sobre el coronamiento y construida en agua corriente, de tipo similar a la proyectada para el cierre del vertedero caído o sea de gabiones cilindricos arrojados desde ambas márgenes.

* Se adopta un eje de la presa de cierre de cárcava, ubicado aguas abajo de la ruta N°5, a los efectos de que la erosión de pie de presa durante las crecidas no afecte al puente (cuya fundación ya está considerablemente debilitada por la erosión pasada y actual), aumentando el riesgo de colapso.

* Se buscó evitar, teniendo en cuenta el caracter de emergencia de la obra a implementar, la conveniencia de disminuir los costos y los riesgos por fallas operativas y la gran magnitud del aporte de sólidos en suspensión por la corriente, el uso de compuertas u órganos reguladores.

* Se adoptó como caudal para riego en margen izquierda 8 m³/s, que es el requerido para el área y los cultivos actualmente desarrollados. Teniendo en cuenta la ocurrencia de caudales en el Río Salado durante el año (ver hidrogramas en Suncho Corral mostrados en el capítulo III) y el hecho que la época de riego en el área no coincide con la de bajos caudales, se admitió que el cierre y el canal de vinculación al canal de margen izquierda, deberían ser capaces de derivar al menos 8 m³/s para caudales del río iguales o superiores a 40 m³/s.

Con estos criterios y datos básicos es posible calcular la cota embalse necesaria para el funcionamiento del canal de margen izquierda y la cota de coronamiento de la presa de cierre ya que:

$$CE = CS + T$$

donde:

CE: cota embalse presa de cierre.

CS: cota solera canal vecinal de margen izquierda= 97.62m

T: tirante en el canal vecinal de m. izquierda= 1.22m
(para Q= 8m³/s).

$$CE = 97.62 + 1.22 = 98.84 \text{ m}$$



La cota de coronamiento de la presa de coronamiento es igual a:

$$CC = CE - H$$

siendo:

H: carga hidráulica sobre la cresta para un caudal de 40 m³/s y una longitud vertedora igual al ancho del río-cárcava (igual a aproximado 30 m).

$$H = 1.5 h_c = 0.85 \text{ m}$$

$$CC = 98.84 - 0.85 = 97.99 \text{ m}$$

Para esta cota de coronamiento de la presa vertedora, se verifica entonces la sobreelevación alcanzada para la creciente de diseño igual a 230 m³/s.

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{7.67 \text{ m}^3/\text{s}}{\text{m}}$$

$$h_c = 1.82 \text{ m}, H = 1.5 \times 1.82 = 2.73 \text{ m}$$

La cota de embalse durante la crecida de diseño es entonces:

$$CE = 97.99 + 2.73 = 100.72 \text{ m}$$

Esta cota de embalse es sin embargo incompatible con la cota del pavimento de Ruta N°5 variable de 99.46 a 100.62, máximo cuando sería necesario asumir un bordo libre por oleaje y sobreelevación debido al viento.

Se concluye que con los criterios adoptados no es posible compatibilizar en esta alternativa de obra, la derivación por margen izquierda para una gama de caudales mínimo aceptable, con una sobreelevación del embalse durante el paso de las crecientes que no produzca daños y problemas operativos en la ruta.

Por otra parte el recurso de proyectar el eje de la presa aguas arriba de la ruta, sería riesgoso para la fundación del puente como ya se manifestó.

En consecuencia, se decidió desechar esta alternativa de obra y continuar con los análisis de la alternativa en la dársena.

Alternativa dársena

Las ideas básicas de concepción de esta alternativa son: El emplazamiento de la presa de cierre se haría algo aguas abajo del cruce de la cárcava con el tramo que corre de noroeste a sudeste del canal vecinal de margen izquierda, (el que actualmente se extiende entre la cárcava y la obra de arte con compuertas denominadas Km 3 ver plano de ubicación N°7), y la presa estaría provista de un aliviadero en canal lateral con un dissipador de energía en la descarga.

La derivación de caudales bajos e intermedios se haría por el tramo de canal vecinal referido más arriba, el que a la altura del cruce con la cárcava tiene una sclera a cota baja (inferior en aproximadamente 5 m. al bordo existente de la cárcava) y luego continúa en contrapendiente y con sección muy ampliada hasta la obra de arte de Km. 3, facilitándose la construcción del cierre. Por otra parte el mismo, al disponer de un aliviadero con protección contra la erosión, podría construirse utilizando suelos extraídos de préstamos cercanos con eventualmente una protección superficial en el talud de aguas abajo y el coronamiento.

El canal aliviador aprovecharía la existencia de una curva del río - cárcava y el tramo de canal en contrapendiente dársena - Km 3, actualmente de sección muy grande, constituiría, junto con el cauce del río - cárcava, el "embalse" del futuro cierre (se hace notar que la sección grande del tramo de canal dársena - Km 3 y su contrapendiente se deben a procesos de erosión originados en el drenaje de los bañados laterales a la cárcava a través del antiguo tramo de canal vecinal de traza coincidente).

Los datos básicos de campo relevados para el proyecto de esta alternativa son:

* Cartografía en escala 1:100.000 con trazado de las cárcavas obtenidas por relevamiento aerofotogramétrico de fotografías aéreas del año 1987 por la oficina del Convenio CFI. - Administración de Recursos Hídricos.

* Tres perfiles topobatimétricos transversales al río en la zona posible de emplazamiento del cierre, que se muestran en el plano N°9.

* Nivelación a lo largo de una traza preliminar del canal aliviadero, la que fue utilizada para inferir la

topografía de la margen derecha del río.

* Nivelación del canal vecinal de margen izquierda en los Llanos Dársena - Obra de arte Km 3, Obra de arte en ruta N°5 - Estructura de toma rudimentaria de canales secundarios denominada "Los Peines". La longitud nivelada es de aproximadamente 10 Km (9.830 m) y su objetivo fue analizar el comportamiento hidráulico del sistema presa - canales primarios de derivación y conducción de margen izquierda.

* Un aforo en la zona de la dársena unos 200 m aguas arriba del perfil "13".

* Dos perforaciones en el eje del cierre previsto de 16 m y 18 m de profundidad y una en el canal aliviador de 15 m de profundidad con realización de ensayos de penetración estándar y extracción de muestras. En las planillas de campo de los ensayos SPT (de penetración standard realizados, se muestran datos de los terrenos observándose que el material es arcilla o arcilla limosa para prácticamente toda la profundidad alcanzada por las perforaciones de la dársena y del canal aliviadero. En la tabla siguiente se muestran los valores del peso específico γ , la cohesión C, el ángulo de fricción interna ϕ y la capacidad portante q_d para diversas profundidades, obtenidas en base a los ensayos triaxiales no drenados realizados (las profundidades están individualizadas en base a las cotas arbitrarias adoptadas en los perfiles transversales mostrados en el plano N°9).

Cota	γ	C	ϕ	q_d
(m)	(t/m3)	(kg/cm2)	(°)	(kg/cm2)
de 90 a 87	2	0.25	14	3.0
de 87 a 82	2	0.60	10	5.5
de 82 a 73	2	0.50	14	7.0

Luego de analizar los datos de campo y de realizar varias inspecciones al sitio con diversos caudales afluentes cambiando opiniones con los técnicos de la Administración de Recursos Hídricos, se adoptaron los siguientes criterios de diseño:

* La presa de cierre será de materiales sueltos (suelo del lugar), construída por avance desde las orillas con

material de préstamo previamente acopiado en las cercanías del eje. Este procedimiento ya fue empleado para ejecutar un cierre anterior, que funcionó aceptablemente y hubiera seguido haciéndolo de no haber carecido de aliviadero.

El aliviadero será en canal lateral con un alineamiento lo más recto posible de forma de facilitar la descarga de los caudales de crecida. El ancho del canal del aliviadero y de su disipación se adopta similar al del río - cárcava en ese tramo o sea 30 m.

* La descarga será protegida con estructuras flexibles de gabiones estudiándose las siguientes alternativas. Parcialización del salto en 2 y 3 conjuntos de escalones disipadores o concentrando el salto en 1 conjunto de escalones disipadores. En estas alternativas la energía se disipa, en parte por impacto y en parte por resalto hidráulico en forma distribuida a lo largo de la estructura flexible, evitando la concentración de la disipación de energía en un área localizada, lo que es conveniente dadas la baja resistencia del terreno a la erosión y los altos caudales específicos y desnivel a salvar. Al final de cada conjunto de escalones se proyecta un cuenco disipador con contrádice.

* El caudal de diseño del aliviadero se adopta igual a 230 m³/s o sea el de período de recurrencia de 50 años, corresponde a una vida útil de 5 años aceptando un riesgo hidrológico de algo menos del 10 % (o lo que es equivalente a una vida útil de 10 años con un riesgo hidrológico algo menor del 20 %) con un criterio similar del explicado para la alternativa de Ruta N°5.

* Se asume, también con criterio similar al adoptado para la alternativa de Ruta N°5, que sea posible derivar un caudal para riego de 8m³/s cuando en el río escurren caudales iguales o superiores a 40 m³/s.

Co estos criterios y datos básicos disponibles y relevados se definió la cota de coronamiento de la presa de cierre, la cota de acceso del canal aliviador y la cota de restitución en la descarga del canal aliviador como sigue:

- Cota de platea de la obra de arte de km 3: 98.77 m.

- Pendiente, ancho supuesto y taludes laterales en el canal vecinal de margen izquierda o aguas abajo de la.

obra de arte de Ruta N°3.

Pendiente: 0.000397

Ancho: 10 m

Cof. de rugosidad de Manning: 0.03

Taludes: 1:1

Caudal: 8 m³/s

Tirante: 1.22 m

- Cota de embalse, CE = (98.77 + 1.22)m \approx 99.99 m = 100.00 m (para Q = 40 m³/s).

- Cota de la solera en la aducción del canal aliviador CSA:

Para Q = 40 m³/s y ancho b = 30 m

$$q = 1.33 \frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m}} \quad hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.57 \text{ m}$$

$$H = 1.5 hc = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{CSA} = \text{CE} - H = 100.00 - 0.85 = 99.15 \text{ m}$$

La cota de solera del cuenco dissipador se adoptó igual a 87.15 m, con un desnivel de 12 m con la aducción del canal y ligeramente inferior al lecho del río en la descarga. La misma tuvo en cuenta el tirante de restitución calculado en base a los datos de la pendiente del tramo (igual a 0.00025 según datos de niveles de agua del día 26/6/91) la geometría de la sección y un coeficiente de Manning supuesto de 0.03.

Las pérdidas de energía en los escalones fueron calculados con los ábacos contenidos en la publicación "Gabion Energy y Dissipators" de D. Stephenson, publicada por la Comisión Internacional de Grandes Presas, Congreso de New Delhi 1979.

Luego del conjunto de escalones conformando el salto de 12 m se logra una disipación de energía $\Delta E = 10.8 \text{ m}$.

El tirante, velocidad y número de Froude al pie de la rápida (identificados con el subíndice 1) son:

$$h_1 = 0.89 \text{ m}, V_1 = 8.61 \text{ m/s}, F_1 = 2.91$$

El tirante conjugado h_2 y la velocidad en la descarga V_2 son:

$$h_2 = 3.25 \text{ m}, V_2 = 2.36 \text{ m/s}$$

La longitud L_c del cuenco disipador es:

$$L_c = 7.5 (h_2 - h_1) = 17.69 \text{ m}$$

Requeriéndose un contradique de una altura h_{cont} :

$$h_{cont} = h_2 + \frac{V^2}{2g} - \frac{1}{2} h_c = 0.80 \text{ m}$$

Se adopta un cuenco de 19 m con un contradique de 1 m de altura.

La altura de la presa de cierre resulta de:

$$q = \frac{230}{30} = 7.67 \frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m}}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1.82 \text{ m}$$

$$H = 1.5 h_c = 2.72 \text{ m}$$

Cota solera canal aliviador: 99.15 m

Cota de embalse = $99.15 + 2.72 = 101.87 \text{ m}$
(para $Q=230 \text{ m}^3/\text{s}$)

Se adopta una cota de coronamiento de 102.25 m con un bordo libre del orden de 0.40 m durante el paso de la creciente de diseño y de 2.25 m durante el funcionamiento con $40 \text{ m}^3/\text{s}$. El bordo libre tiene por objeto proteger del oleaje y la sobreelevación debido al viento en el embalse - cárcava.

Durante el paso de la creciente de diseño es admisible adoptar un bordo libre pequeño ya que la posibilidad combinada de ocurrencia de la creciente con el viento de diseño en la dirección fetch es muy baja.

Durante los análisis de variantes de esta alternativa de obra en la Dársena, se estudió la posibilidad de diseñar el disipador del canal aliviador escalonado el salto en 2 o 3 conjuntos de escalones provistos en el extremo aguas abajo de cada uno de ellos de un cuenco disipador. Para comparar estas variantes, se efectuaron los

correspondientes estudios hidráulicos y cálculos estimados de volúmenes de gaviones en la solera, muros y colchones disipadores. Estos estudios permitieron ver que si bien puede lograrse adecuada disipación de energía y funcionamiento hidráulico en todos los casos, el volumen de gaviones en los muros y colchones es substancialmente mayor para el caso de parcialización del salto total en 2 o 3 conjuntos (para dos conjuntos 55 % más de volumen de muros laterales y 300 % más volumen de colchones que en la alternativa de un conjunto de saltos adoptada) además de una apreciablemente mayor excavación.

Por lo tanto se adoptó la variante mostrada en los planos N°8. Planimetría general y plano N°10 planta y corte para el canal aliviadero. En el plano N°8 se muestra además el corte y vista de la presa de cierre de tierra.

El costo de la obra en la variante seleccionada es:

Canal aliviador:

Obra de gaviones:

Gaviones (1500 m3 saltos + 1000 m3 muros)
2500 m3 x 20 U\$S50.000 U\$S

Colchonetas (esp. 0.23 m) doble diafragma
720 m2 x 8.22 U\$S/m2..... 5.920 U\$S

Piedra (2500 m3 x 1.7 t/m3)
4250 t x 32 U\$S/t.....136.000 U\$S

Membrana geotextil OP - 20
3000 m2 x 1.5 U\$S/m2..... 4.500 U\$S

Mano de obra
1,6 hs.hom./m3 gab x 2500 m3 x 3 U\$S/hs.hom..12.000 U\$S

1,2 hs.hom./m2 col x 720 m2 x 3 U\$S/hs.hom... 2.592 U\$S

Cargadora 250 hs x 40 U\$S/hs.....10.000 U\$S

Retroexcavadora 400 hs x 40 U\$S/hs.....16.000 U\$S

Subtotal (1).....237.012 U\$S

Excavación del canal:

15200 m3 x 1 U\$S/m3 Subtotal (2).....15.200 U\$S

Presa de cierre:

Cierre de tierra 51500 m3 x 1 U\$S/m3.....	51.500 U\$S
Protec. coronam. y talud a. abajo (global)...	7.000 U\$S
Borde de protección.....	3.000 U\$S
Subtotal (3).....	61.500 U\$S
Subtotal (1) + (2) + (3).....	313.712 U\$S
Gastos generales y beneficios (33 %).....	103.524 U\$S
Total General.....	417.236 U\$S
Aproximado.....	417.250 U\$S
	=====

En cuanto a la faz constructiva y operativa de esta obra se señala:

* Existe un antecedente de construcción de la presa de cierre con terreno del área adyacente al emplazamiento previsto. Es la presa llamada "Tapón" por los lugareños que fué construída con un eje próximo al A-A indicado en el plano N°8 y funcionó satisfactoriamente durante un período. Se destaca que la construcción entonces fué más dificultosa, ya que ahora existe la presa El Tunal además de Cabra Corral, con el consecuente aumento de capacidad reguladora.

La experiencia anterior mostró la conveniencia de realizar un acopio de material de relleno en las inmediaciones del eje de la presa y disponer de equipo de movimiento de suelos dimensionado para posibilitar una colocación rápida del material de cierre.

* El canal aliviador se construirá en seco dejando de excavar inicialmente el extremo de aguas arriba, de forma de conformar una ataquía natural y construyendo aguas abajo un ataquía paralela al río para posibilitar la excavación del cuenco disipador.

* En caso que se deseara por especiales circunstancias (año de bajos caudales, etc.), durante la operación derivar para riego mayores caudales que los previstos acordes a los criterios de diseño adoptados (caudales de 8 m3/s por el canal vecinal para 40 m3/s por el río) podría recurrirse a la ejecución de un bordo provisorio de

materiales sueltos en el canal de acceso del aliviadero (el que sería removido artificialmente o por la corriente durante la siguiente crecida).

* La derivación de caudales superiores a los requeridos para riego por el canal vecinal, se controlará por las compuertas de la obra de arte de km3.

* La presa de cierre posibilitará no solamente la deseada derivación de caudales para riego, sino un control efectivo sobre el avance del proceso de cárcavamiento. Adicionalmente al provocar la deposición y consolidación de sedimentos aguas arriba, contribuirá a la progresiva elevación y estabilización del cauce del río.

La vida útil de la obra y su riesgo hidrológico fueron previstos visando esencialmente su objetivo específico, o sea solucionar la situación de emergencia actual durante un período suficiente para posibilitar la implementación de una solución integral para la rehabilitación del Sistema Figueroa.

De todas maneras se señala que el control del proceso erosivo y la sobreelevación y estabilización del cauce posibilitados por esta obra, contribuirán innegablemente al mejor funcionamiento conjunto del sistema, existiendo buenas posibilidades de que pueda integrarse a las obras definitivas de rehabilitación del mismo que se efectúen dentro de un planeamiento a mediano y largo plazo.

III - Obra de protección en la descarga del canal vecinal de margen izquierda a la altura del km 17:

En la zona de la descarga se realizó un relevamiento topográfico en el que se identificaron las trazas de los cañadones y su morfología.

Se efectuaron además dos perforaciones de 4.5 m y 10.5 m de profundidad encontrándose arcilla y limo en los primeros 4.5 m y arena fina hasta los 10.5 m.

Abajo de esa profundidad comienza la arena gruesa.

Los valores de los parámetros geotécnicos obtenidos de los muestreos realizados se resumen en el cuadro siguiente.

Cota	γ	C	ϕ	qd
(m)	(t/m ³)	(kg/cm ²)	(°)	(kg/cm ²)
de 98 a 94	1.9	0.90	27	13.00
de 94 a 92	1.9	0.20	10	1.00
de 92 a 89	2.0	0.15	9	2.00
de 89 a 83	2.0	0.70	32	30.00

Nota: las cotas aquí mencionadas son arbitrarias y se corresponden a las del levantamiento topográfico realizado en el área de esta obra por la provincia, para el estudio objeto de este informe.

Los análisis de la información de campo en el sitio de obra ratificaron la preselección de la obra y del sitio de emplazamiento.

Los criterios y parámetros básicos considerados en el diseño de la obra fueron:

. Se adopta un caudal de diseño de 4 m³/s, pero se verifica la obra para 8 m³/s. El caudal de 8 m³/s es el máximo requerido para el área de riego prevista actualmente. Por lo tanto la verificación para este caudal, supuesta construida y en funcionamiento la presa de cierre en la Dársena con su caudal aliviador implica la situación muy improbable que se erogen por el canal principal vecinal de margen izquierda 8 m³/s (el máximo previsto) y no se tome ningún caudal en los canales secundarios aguas arriba del km 17 y tampoco se erogen caudales aguas abajo por la continuación del canal vecinal principal.

En estas condiciones puede afirmarse que la vida útil de esta obra, debería ser de aproximadamente 15 años, siempre que se cuente con la previa construcción de la presa de cierre en la Dársena con su canal aliviador y se realicen inspecciones y un mantenimiento frecuente y adecuado.

. Se adopta una obra del tipo flexible de gaviones con saltos parciales, dados la posibilidad de asentamientos, las características topográficas del área a proteger y las condiciones de fundación. La disipación de energía se hace combinando el impacto en series de escalones con el resalto hidráulico.

. Se adopta un ancho de la estructura de disipación de 4 m y 4 escalones de 1m para salvar los 4 m de desnivel total.

El estudio hidráulico se realiza siguiendo la metodología desarrollada por D. Stephenson ya mencionada.

La pérdida de energía por impacto es de 0.40 m en cada salto de 1 m.

Los valores de la velocidad V_1 , tirante h_1 y número de Froude F_1 al pie de cada escalón para el caudal de diseño de 4 m³/s son:

$$V_1 = 4.33 \text{ m/s}, h_1 = 0.23 \text{ m}, F_1 = 2.88$$

El tirante conjugado corresponde h_2 y la longitud h_2 y la longitud del resallo L son:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{8 F_1^3 + 1} - 1 \right) = 0.83 \text{ m}$$

$$L = 6 (h_2 - h_1) = 3.6 \text{ m}$$

Por seguridad y para adaptarse a la topografía del terreno se adopta $L = 5.0 \text{ m}$.

La estructura así diseñada verifica satisfactoriamente para el caudal de 8 m³/s, el que como se dijo es de muy baja probabilidad de ocurrencia.

El costo de la estructura es de:

Gaviones 102 m ³ x 20 U\$/m ³	2.040 U\$
Colchonetas 176 m ² x 8.22 U\$/m ²	1.447 U\$
(espesor 0.23 m)	
Membrana geotextil OP-20 300 m ² x 1.5 U\$/m ² .	450 U\$
Piedra 164 m ³ x 1.7 t/m ³ x 32 U\$/t.....	8.922 U\$
Mano de obra	
1.6 hs.hom./m ³ gab x 102 m ³ x 3 U\$/hs.hom...	490 U\$
1.2 hs.hom./m ³ col x 176 m ³ x 3 U\$/hs.hom...	634 U\$

Cargadora 20 hs x 40 U\$S/hs.....	800 U\$S
Retroexcavadora 20 hs x 40 U\$S/hs.....	800 U\$S
Excavación 300 m3 x 1 U\$S/m3.....	300 U\$S
Subtotal.....	15.883 U\$S
Gastos generales y beneficios (33.%).....	5.242 U\$S
Total general.....	21.124 U\$S
Aproximado.....	21.125 U\$S
	=====

La construcción de esta obra se puede realizar en seco, cortando el suministro de caudales a margen izquierda.

Se recomienda para la misma un mantenimiento frecuente y cuidadoso, ya que con el mismo podrá garantizarse un funcionamiento correcto y una vida útil que corresponde no al de una obra de emergencia, sino de mediana duración.

ANEXO N°1:

1° MES

Ubicación: Cruce Ruta N°5 con Río Salado.

Dos perfiles topobatimétricos de 500 m de longitud aproximada.

Un perfil topobatimétrico de 1500 m de longitud aproximada.

Estos perfiles comprenden el puente y la alcantarilla actuales en el cruce de la ruta y el de mayor longitud comprende además el canal de margen izquierda.

Ubicación: Dársena (aprox. km 26 del Encauzador Gini).

Tres perfiles topobatimétricos de 400 m de longitud aproximada.

Estos perfiles estarán separados por una distancia aproximada de 200 m.

Ubicación: Cascadas retrocedentes km 12.

Restitución planialtimétrica del área a proteger con estructuras flexibles de aproximadamente 2000 m² (estos trabajos fueron posteriormente eliminados al decidirse no priorizar esta obra).

Ubicación: Descargador del canal de Margen Izquierda km 17.

Restitución planialtimétrica del área a proteger con estructuras flexibles de aproximadamente 2000 m².

Un perfil longitudinal de 1000 m desde el canal hasta el curso del río.

Ubicación: Vertedero Caído.

Cuatro perfiles batimétricos separados cada 50 m aproximadamente (por razones de plazo y dada la similitud esperable de las secciones se efectuó finalmente un solo perfil, complementado con la batimetría de la sección aforada).

Nivelación de las cascadas retrocedentes del embalse (no se pudo ejecutar por estar continuamente inundadas en el año 1991).

Realización de un aforo (se realizó en una sección ubicada 2 km aguas abajo para aprovechar la existencia de una pasarela).

Ubicación: Canal Gini

Mediciones batimétricas a lo largo del canal.

Realización de un aforo.

(Estos trabajos se substituyeron por nivelaciones de vinculación diversos y por aforos en la cárcava y en el canal de margen izquierda).

2° MES

Ubicación: Emplazamiento seleccionado para la presa provisoria.

3 perfiles topobatimétricos de aproximadamente 400 m de longitud.

Nivelación del eje traza del canal aliviador.

Dos perforaciones de diámetro 10 cm y 15 m de profundidad debajo del lecho en el eje de la presa.

Una perforación de diámetro 10 cm y 15 m de profundidad en la traza del canal.

Ubicación: Cascadas retrocedentes km 12.

Una perforación de diámetro 10 cm y 5 m de profundidad (eliminada al decidirse no priorizar esta obra).

Ubicación: Descargador del Canal de Margen Izquierda km 17.

Una perforación de diámetro 10 cm y 15 m de profundidad (se realizaron 2 perforaciones a fin de cubrir el área de la obra y la restitución al río).

Ubicación: Vertedero Caído.

Un aforo en el eje del vertedero con trazado de curvas isotaqueas.

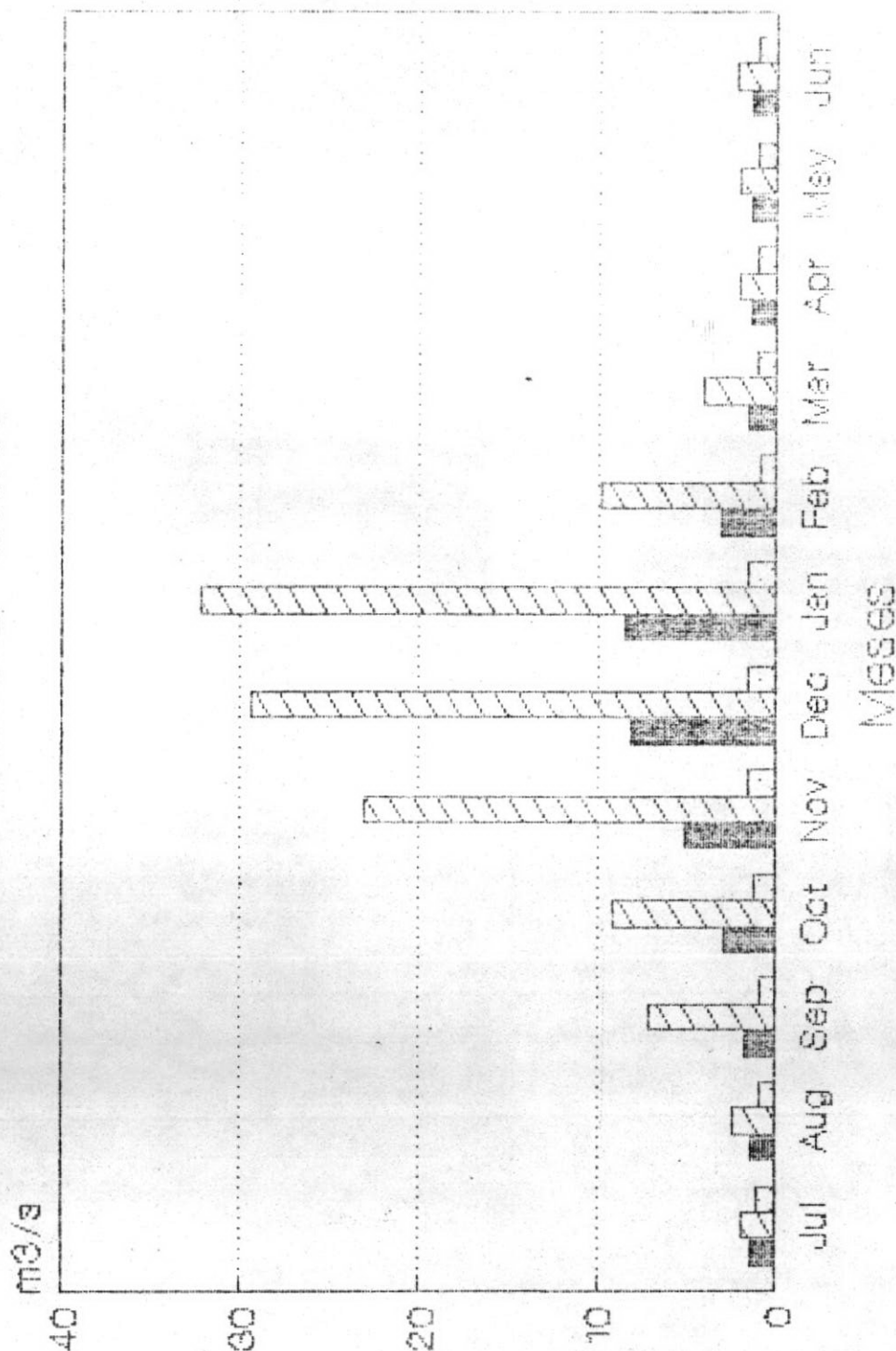
Una perforación en agua de 10 m de profundidad y una sobre terreno de 20 m de profundidad.

NOTAS:

1) las perforaciones comprenden la ejecución de ensayos de penetración standard cada metro con ensayos triaxiales sobre muestras representativas y ensayos de clasificación de suelos.

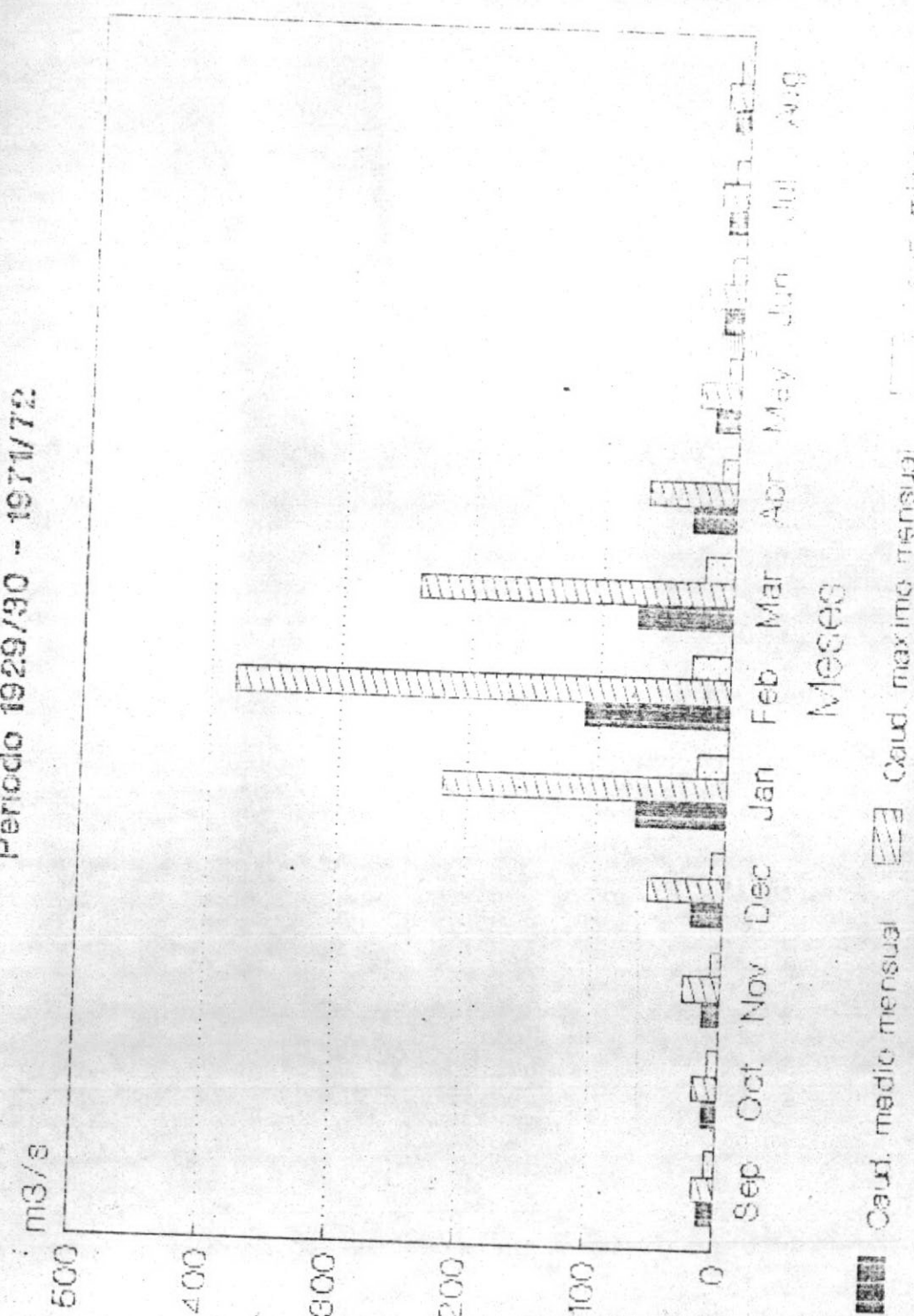
2) Se hacen entre paréntesis acotaciones vinculadas a los ajustes a la programación original realizados durante la marcha de los trabajos.

Caudales promedio mensuales
 Rio MEDINA. Est. Desembocadura
 Periodo 1941/42 - 1979/80



Caudales promedios mensuales Est. MIRAFLORES

Periodo 1929/30 - 1971/72

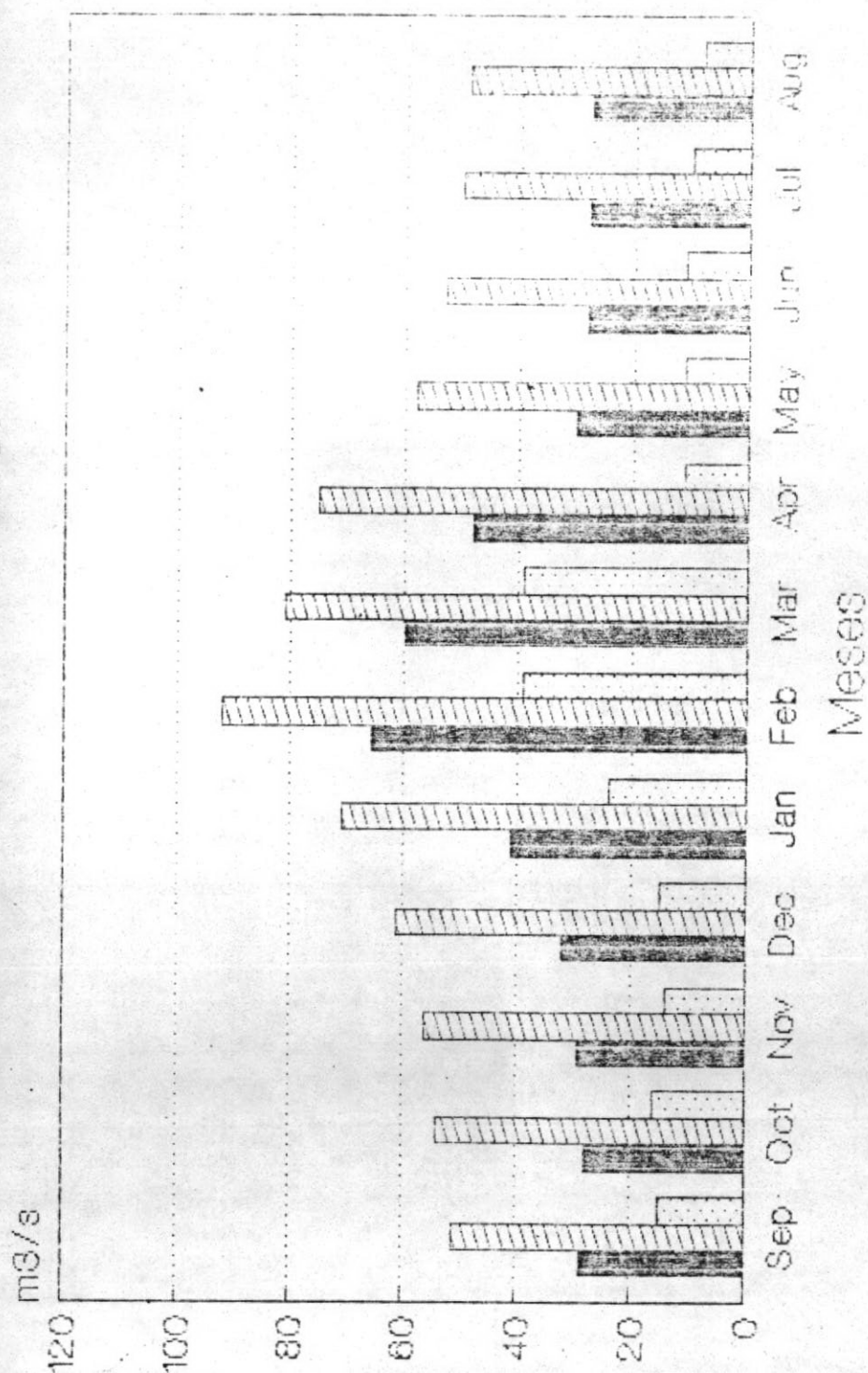


1973 Se cerró el embalse Cebra Corral

Caudales promedio mensuales

Est. MIRAFLORES

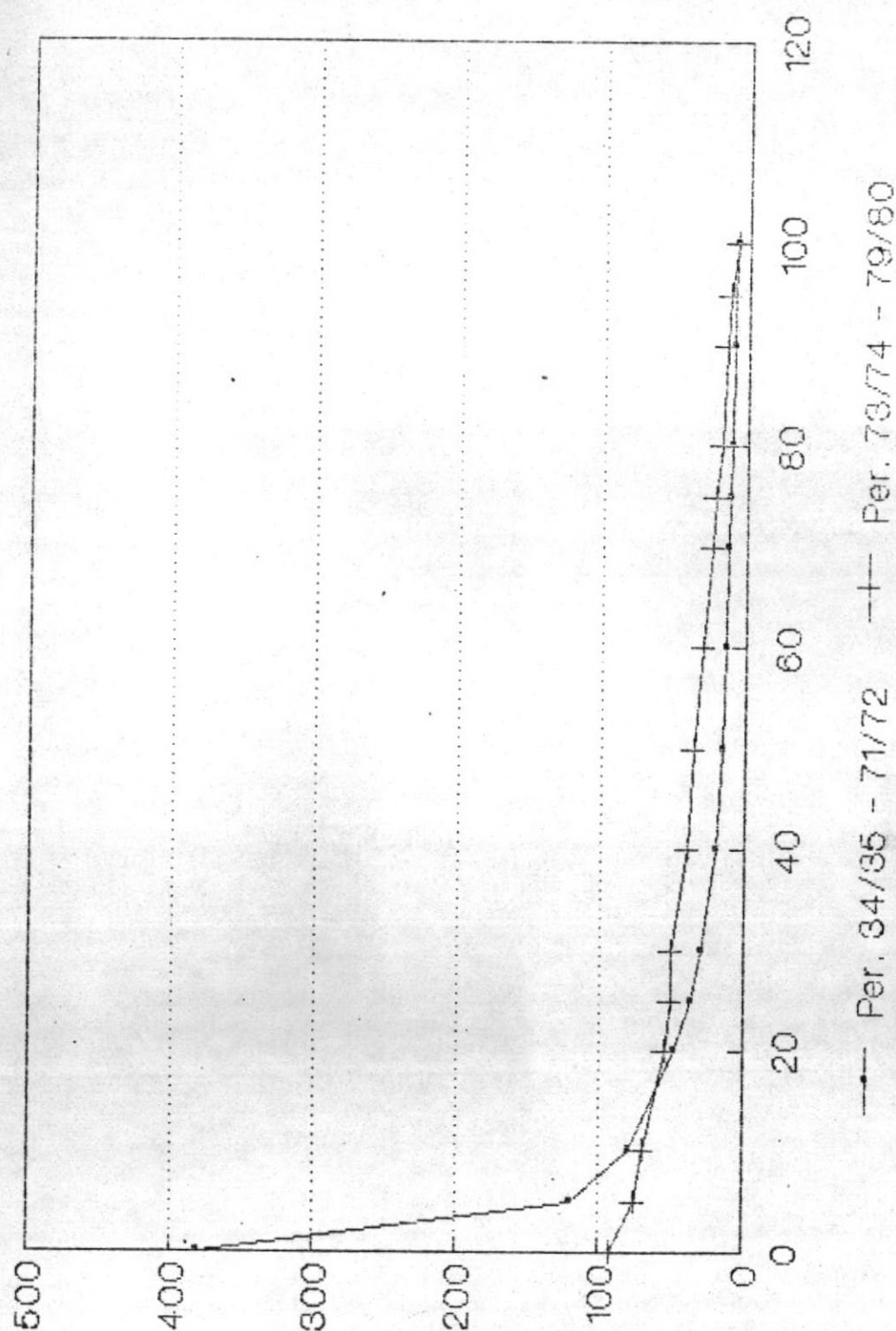
Periodo 1973/74 - 1979/80



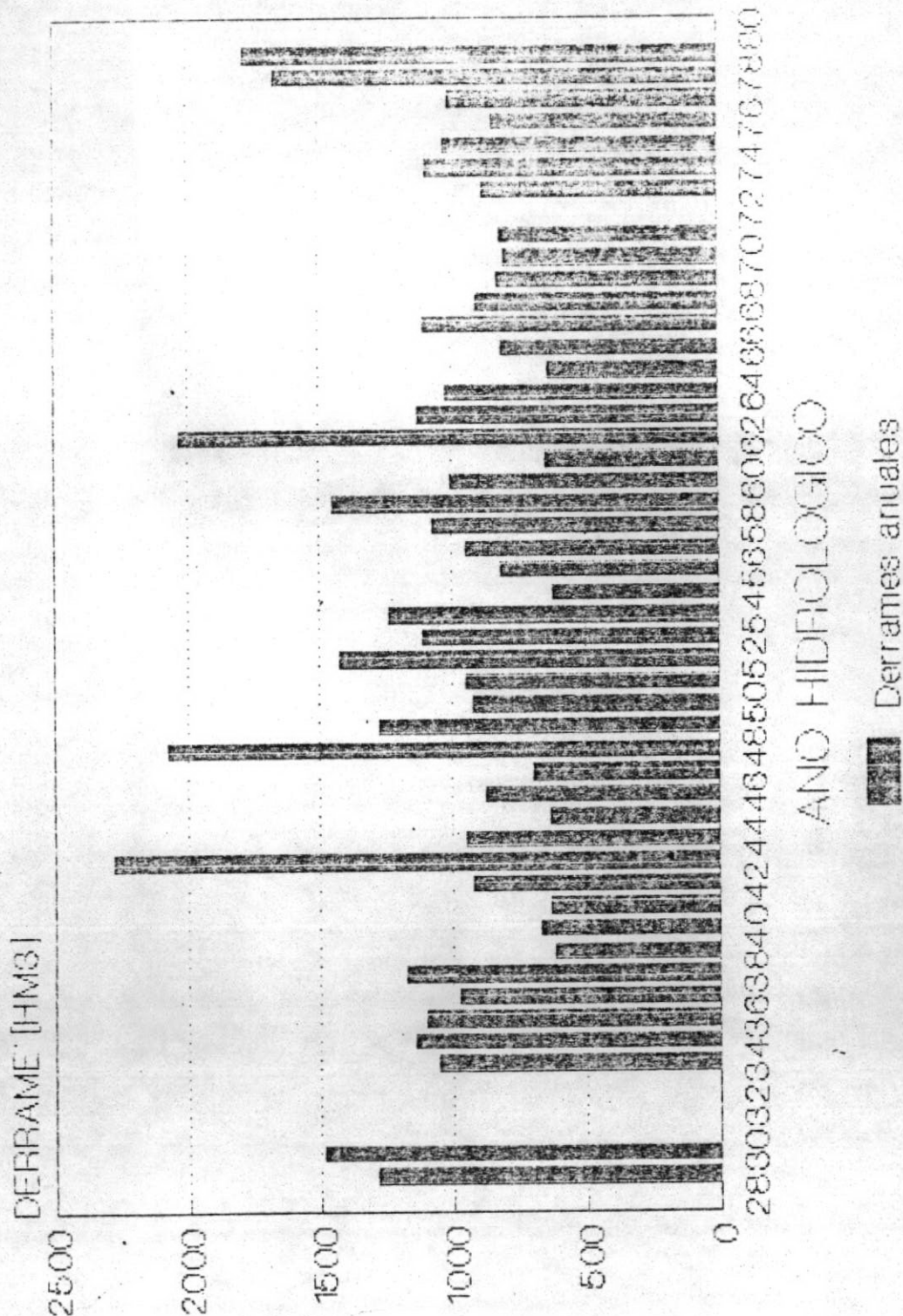
■ Caud. medio mensual ▨ Caud. maximo mensual □ Caud. minimo mensual

1973 Se cerro el embalse Cabra Corral

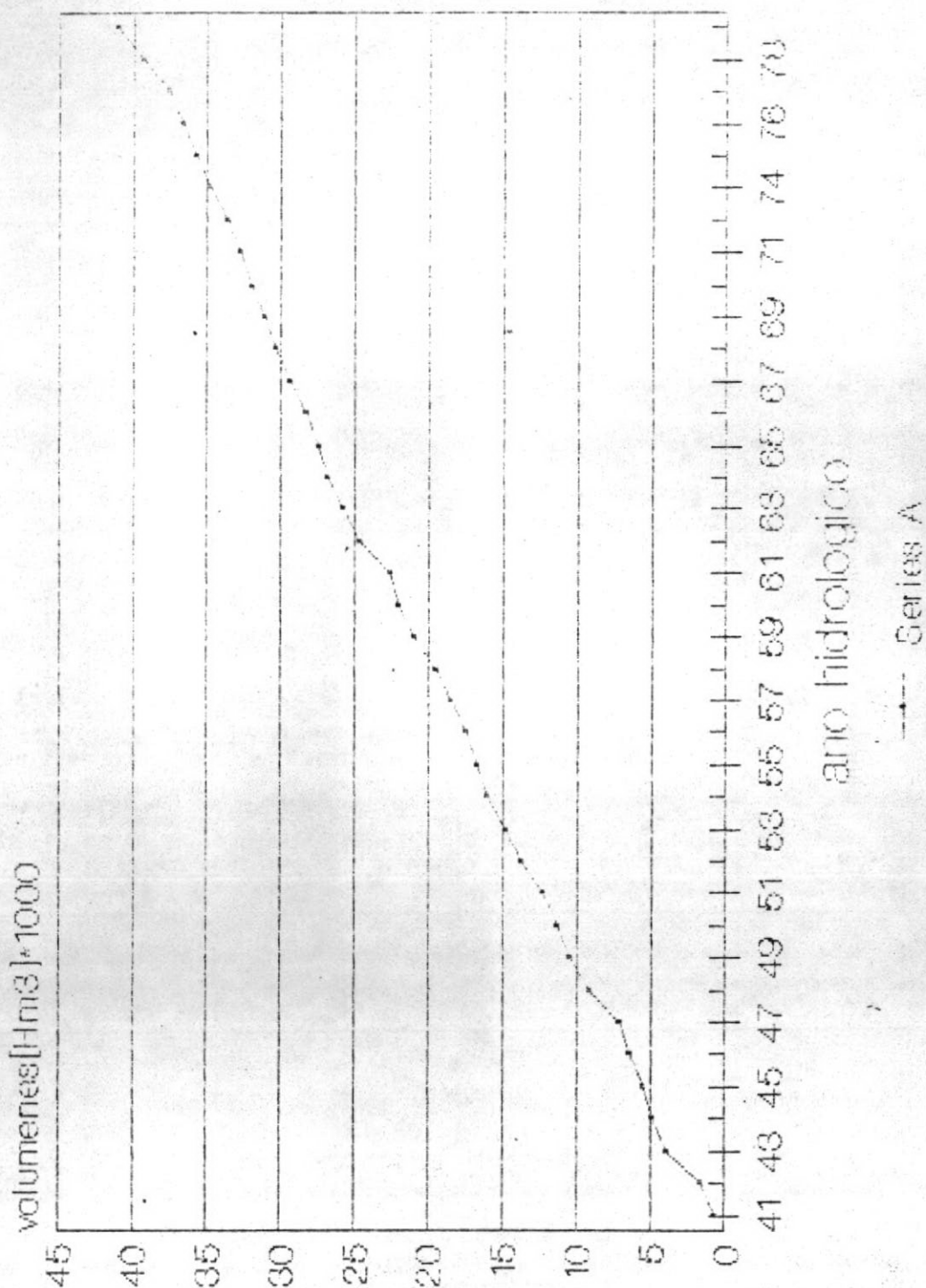
Permanencia de caudales medios mensuales Est.: MIRAFLORES



DERRAMES ANO HIDROLOGICO RIO SALADO MIRAFLORES



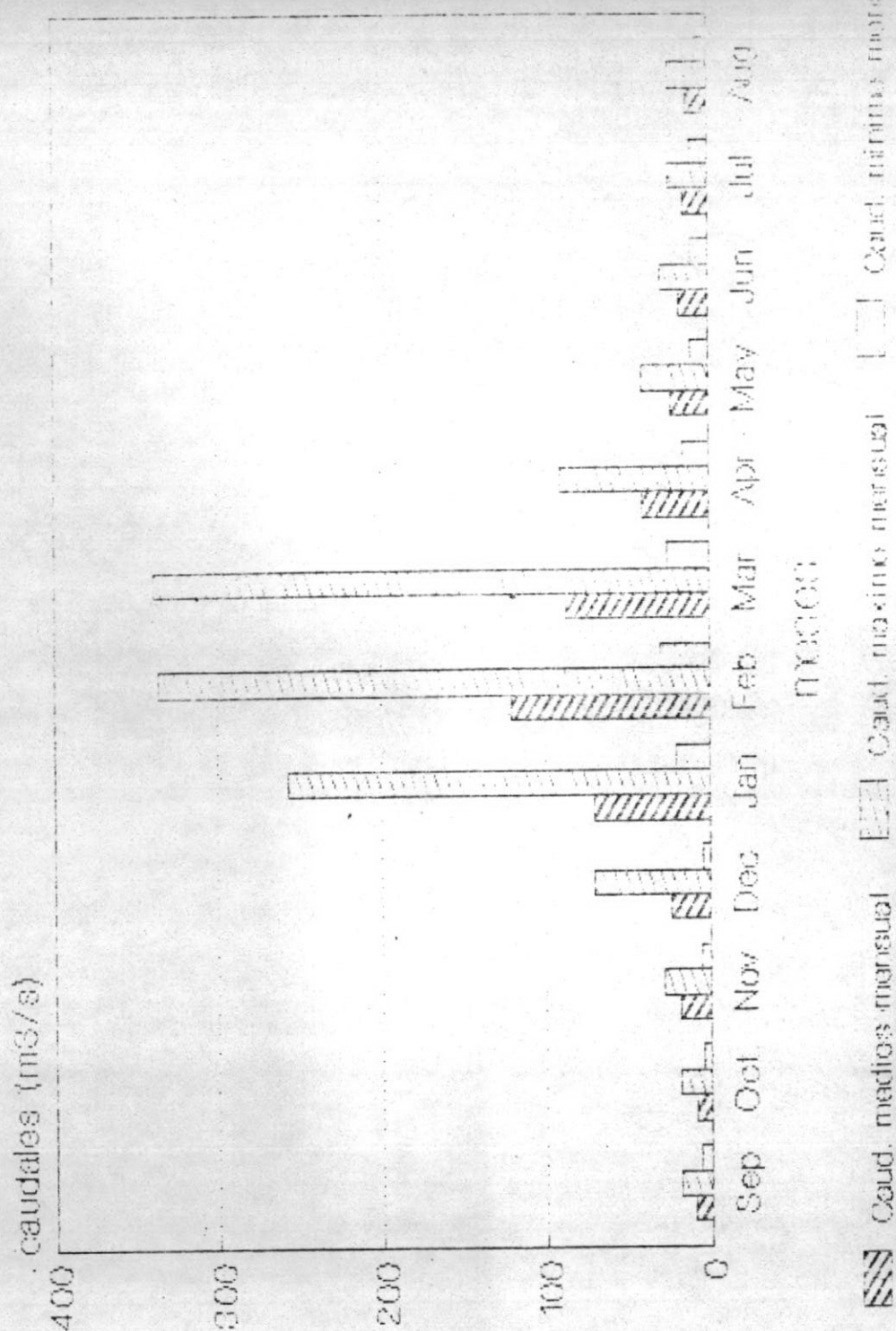
Volumenes acumulados 1041/42-1979/80 Miraflores



Caudales promedios mensuales

Est. EL TUNAL

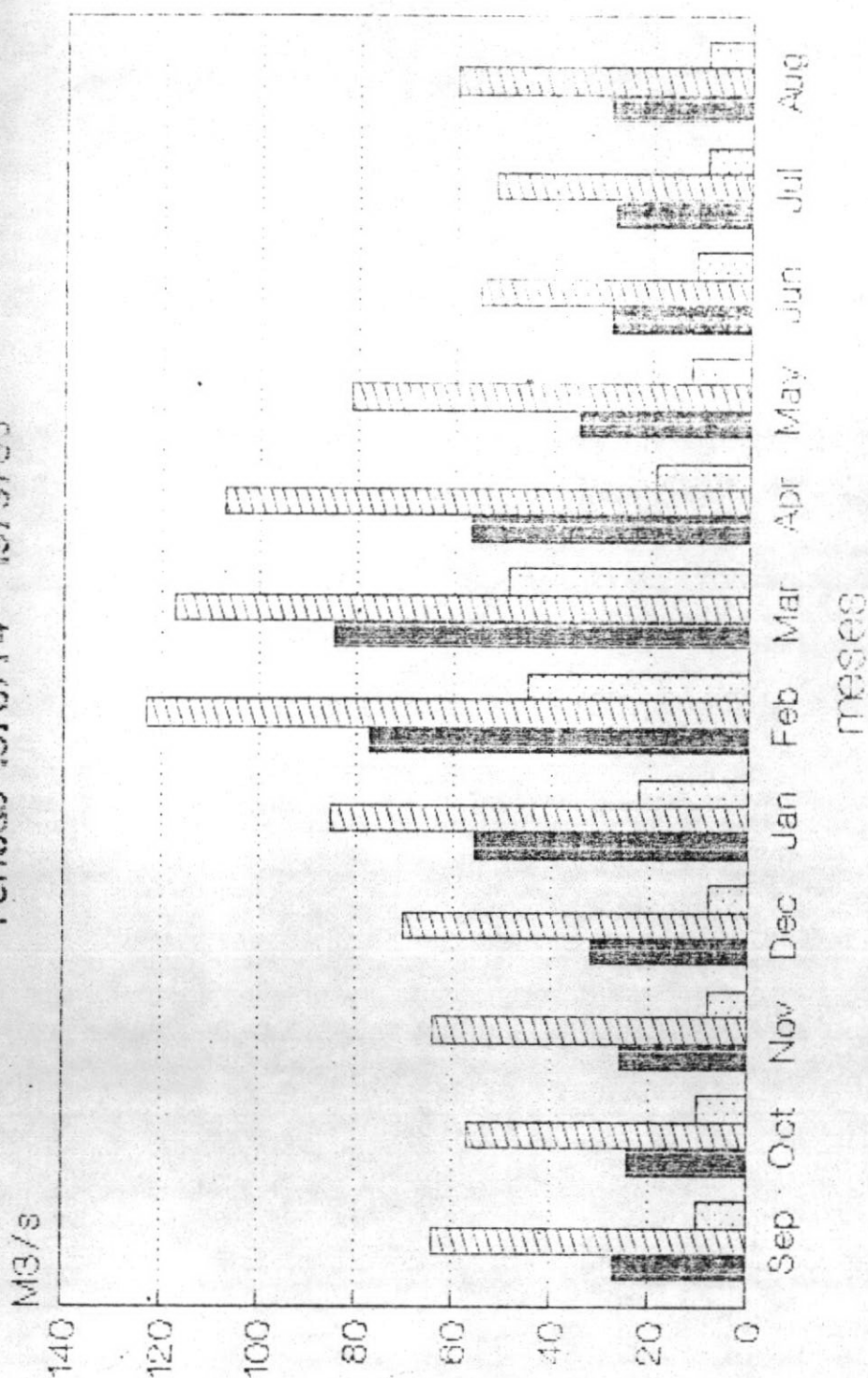
Periodo 1941/42 - 1971/72



En 1973 se cerró el embalse Cabra Corral

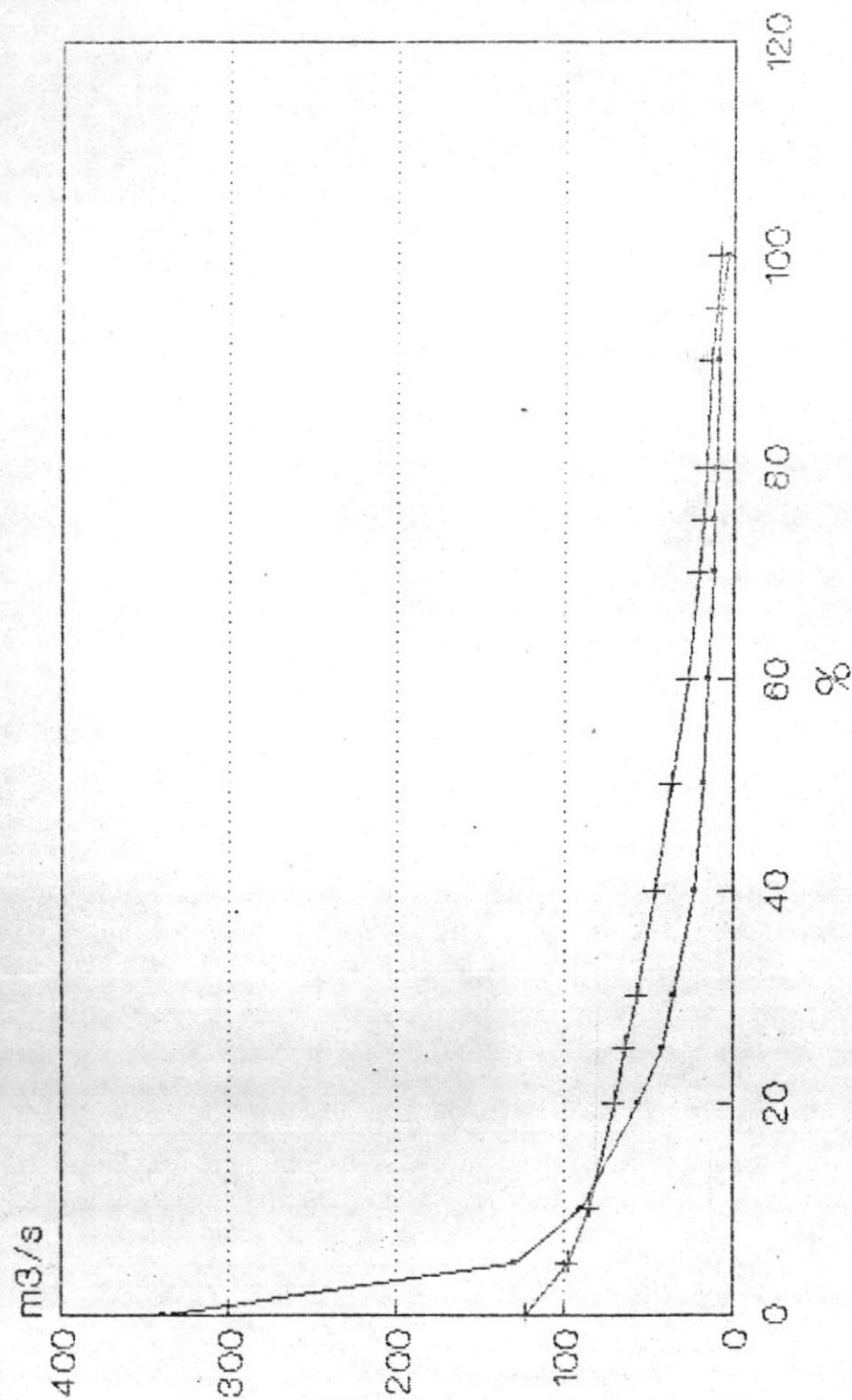
Caudales promedios mensuales Est. EL TUNAL

Periodo 1973/74 - 1979/80



1973 Se cerro el embalse de Cebra Corral

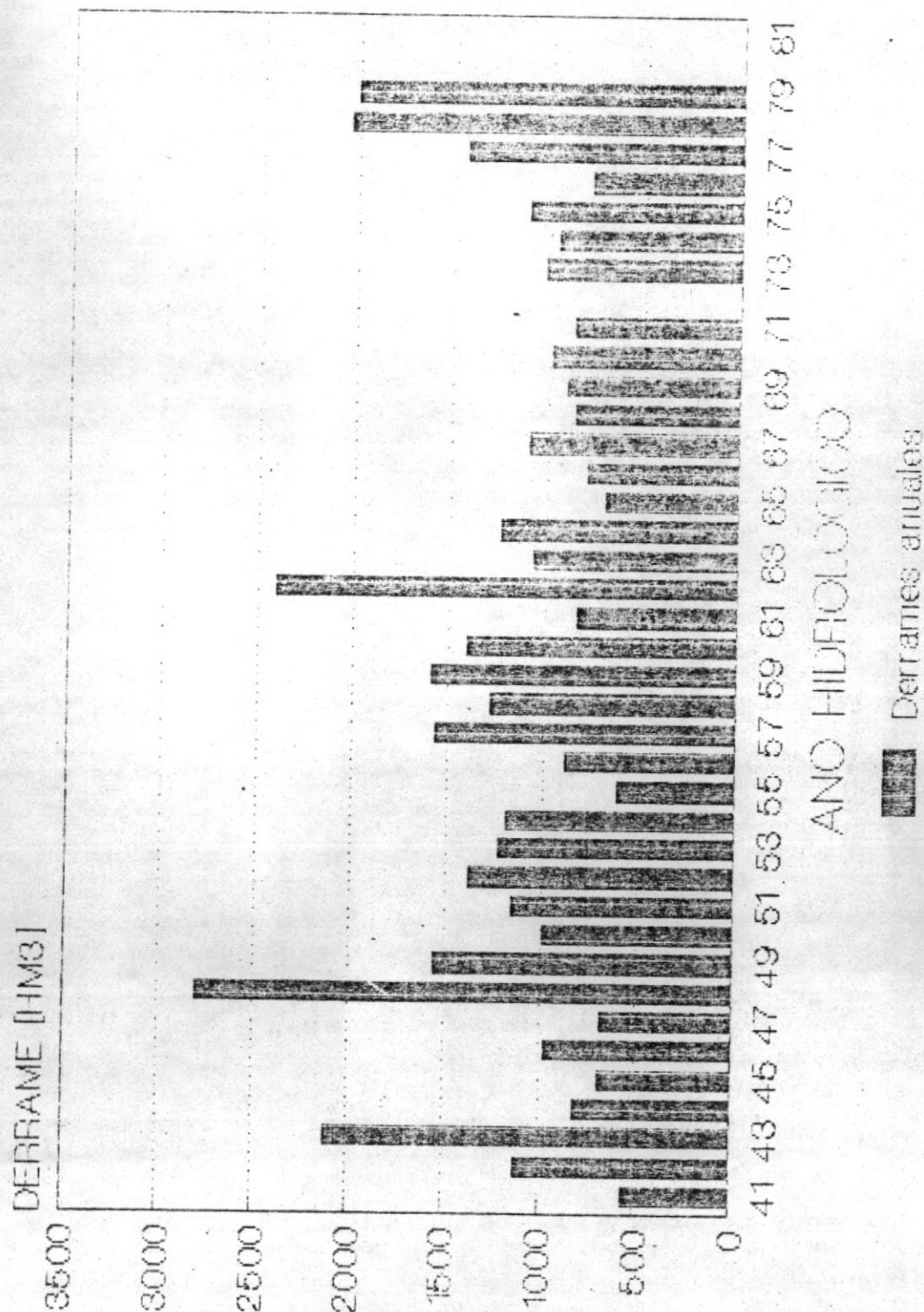
Permanencia de caudales medios mensuales Est. EL TUNAL



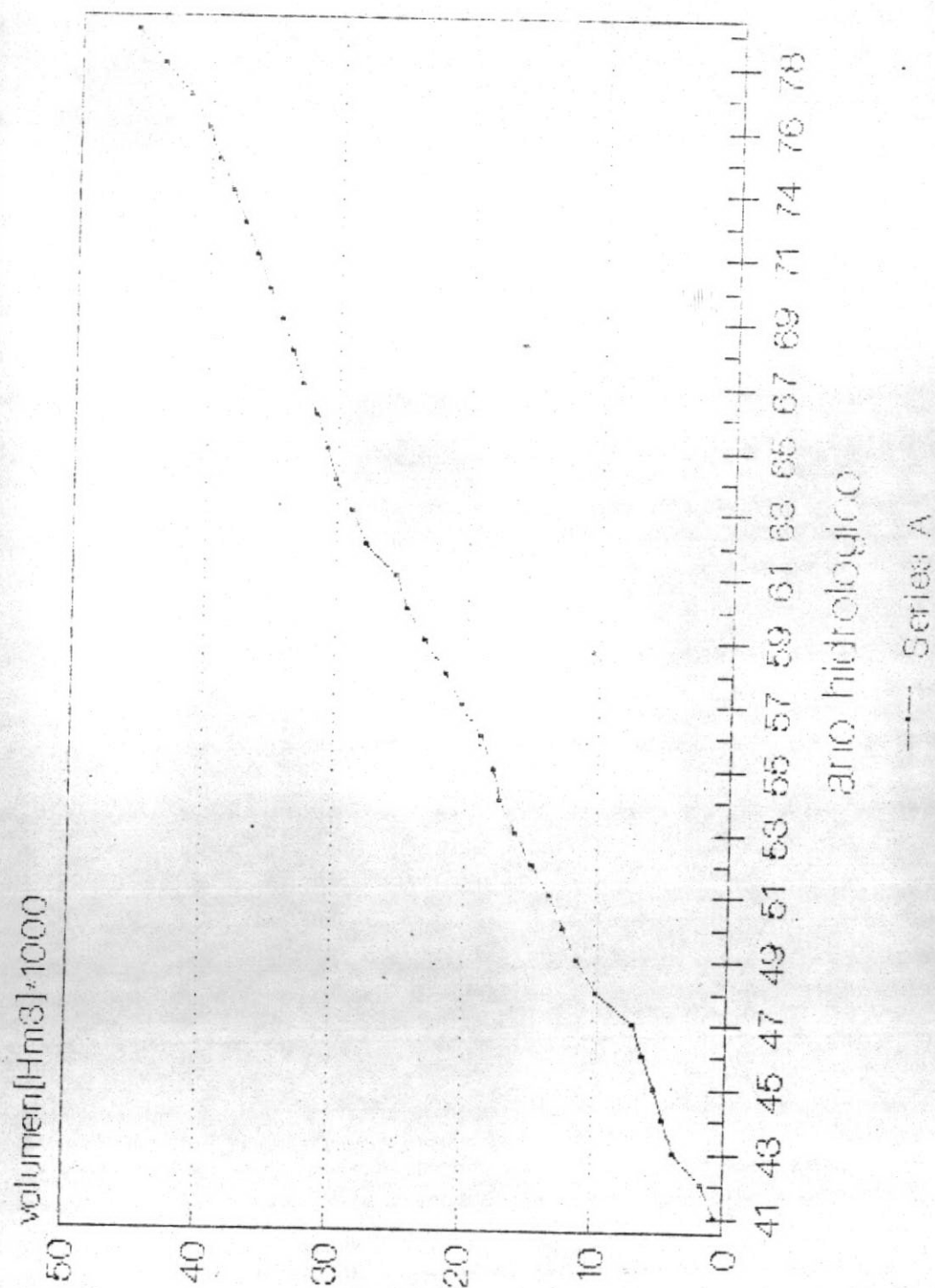
—+— Per. 41/42 - 71/72 —x— Per. 73/74 - 79/80

1973 Se cerró el embalse Cabra Corral

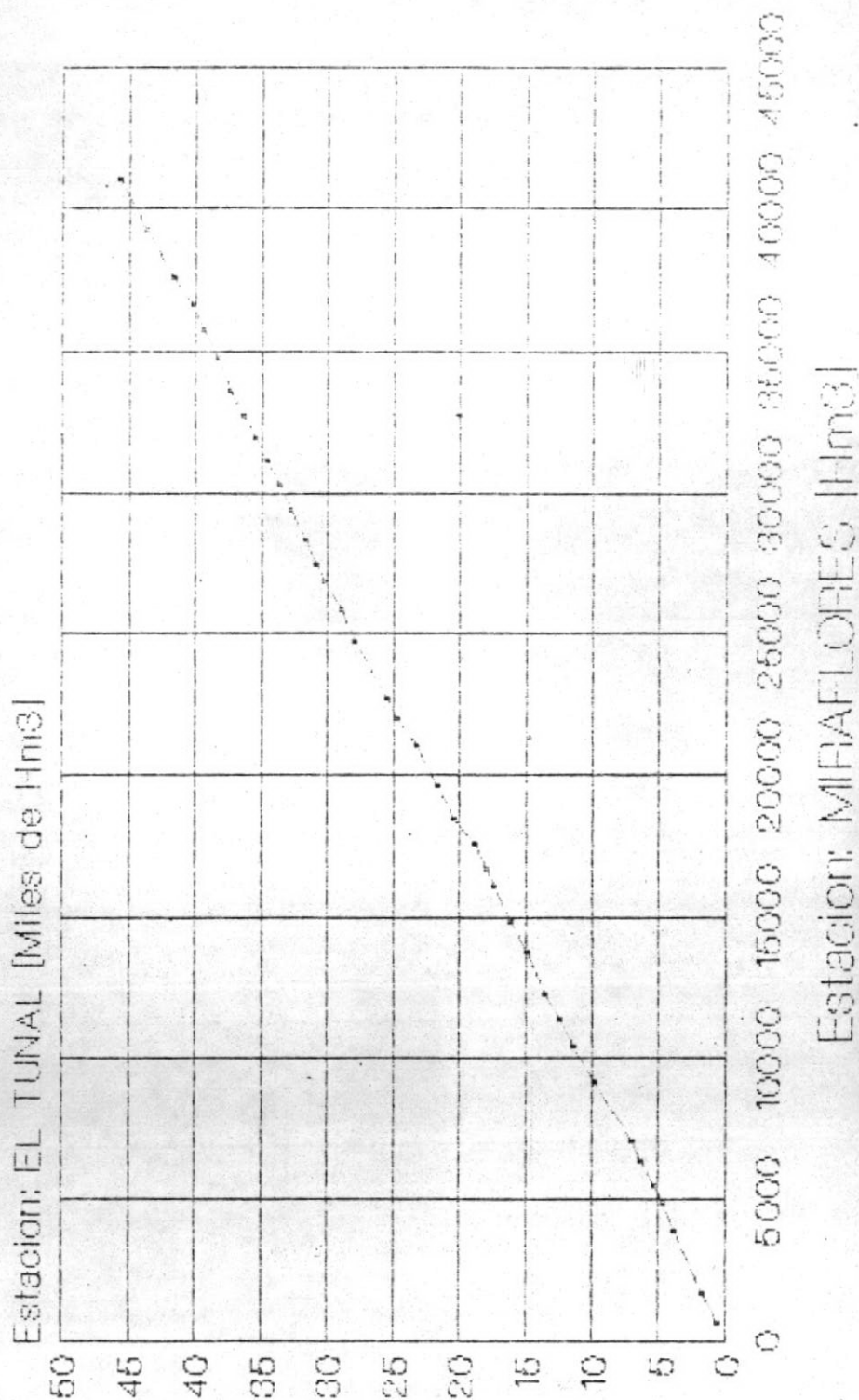
DERRAMES ANO HIDROLOGICO FIO SALADO EL TUNAL.



Volumenes acumulados 1941/42-1979/80 El Tunal



DERRAMES ANUALES MIRAFLORES-EL TUNAL

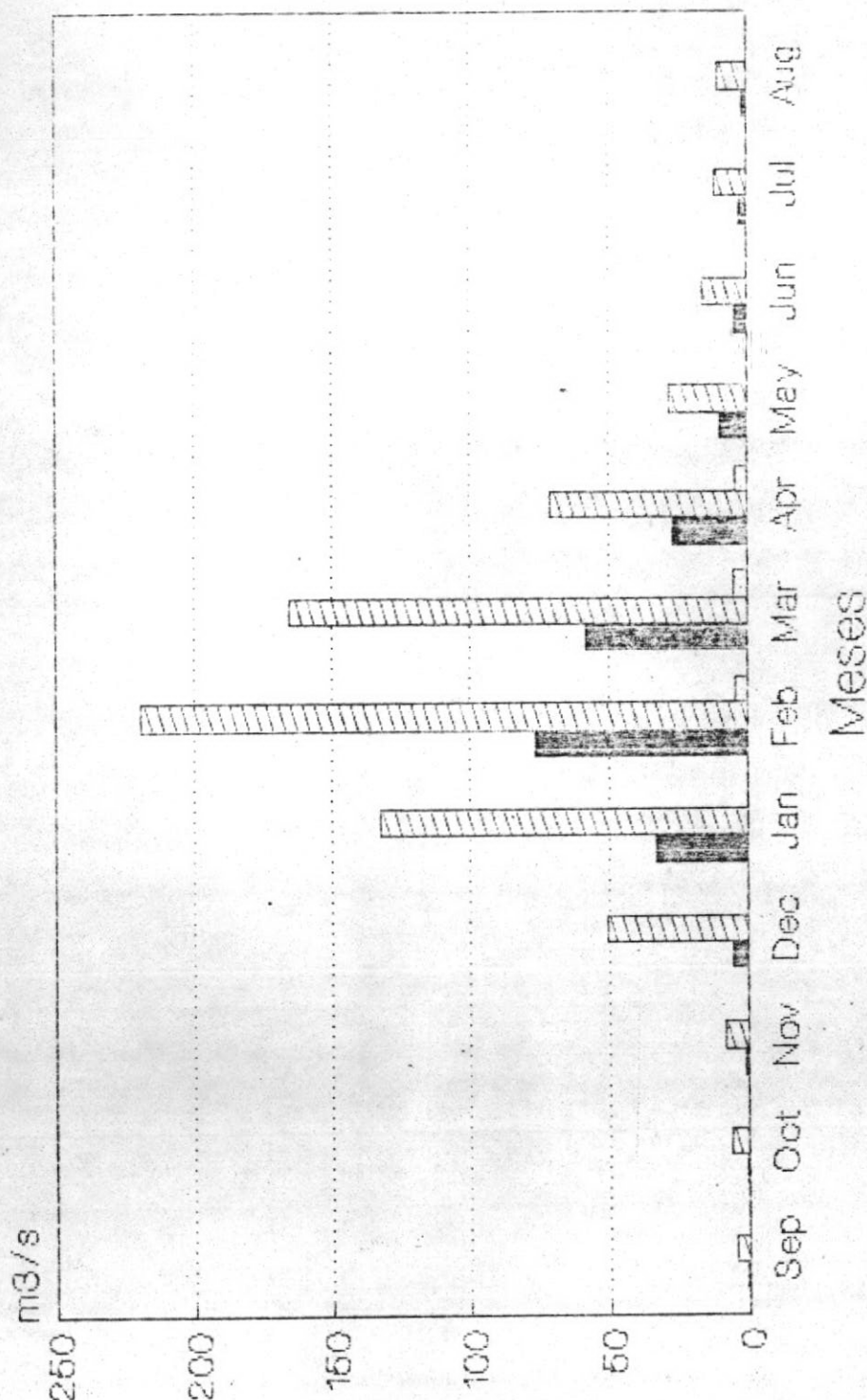


Desde el año 1941

Caudales promedio mensuales

Est. EL ARENAL

Periodo 1929/30 - 1971/72



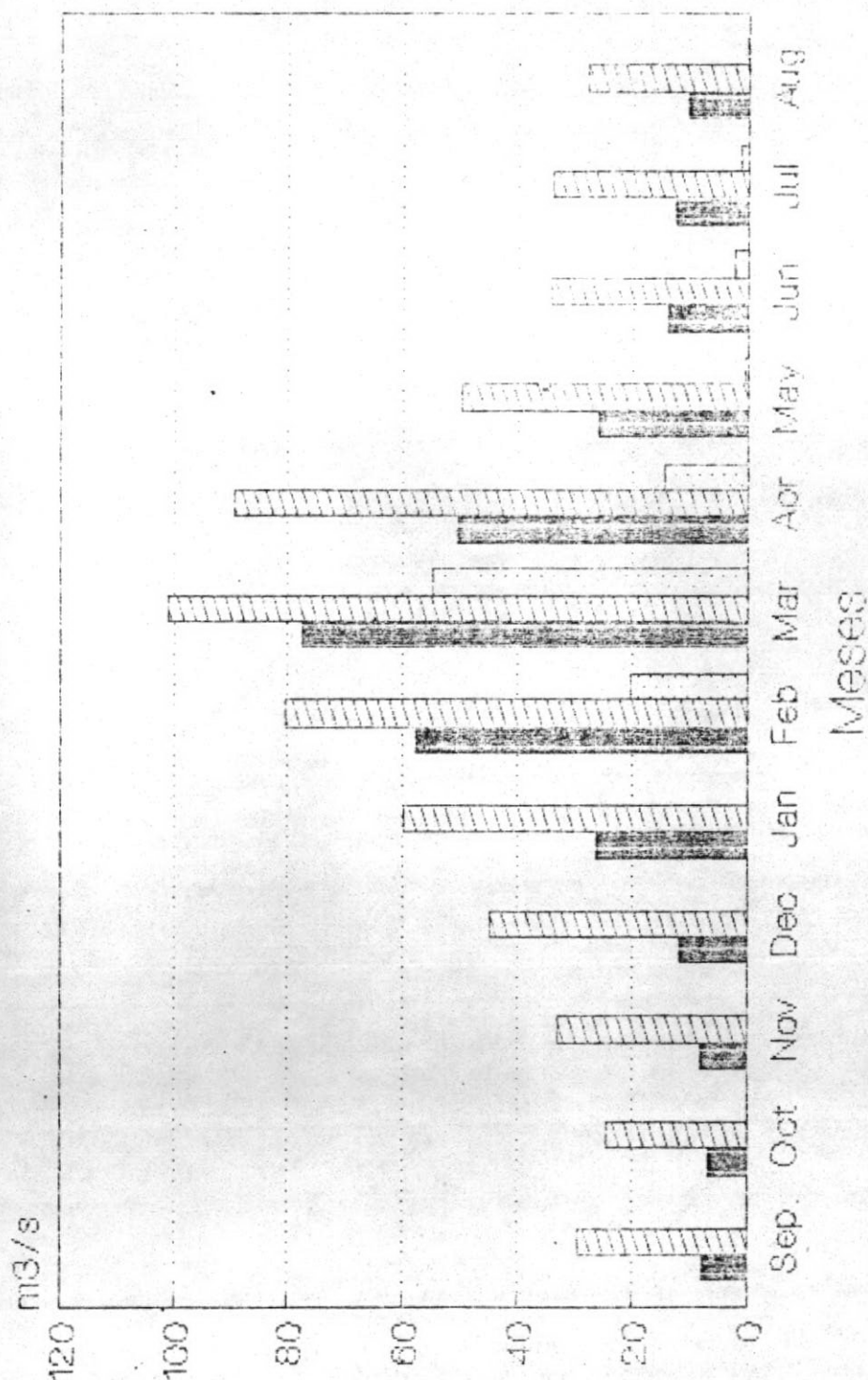
■ Caud. medio mensual ▨ Caud. maximo mensual □ Caud. minimo mensual

1973 Se cerro el embalse Cabre Corral

Caudales promedio mensuales

est. EL APENAL

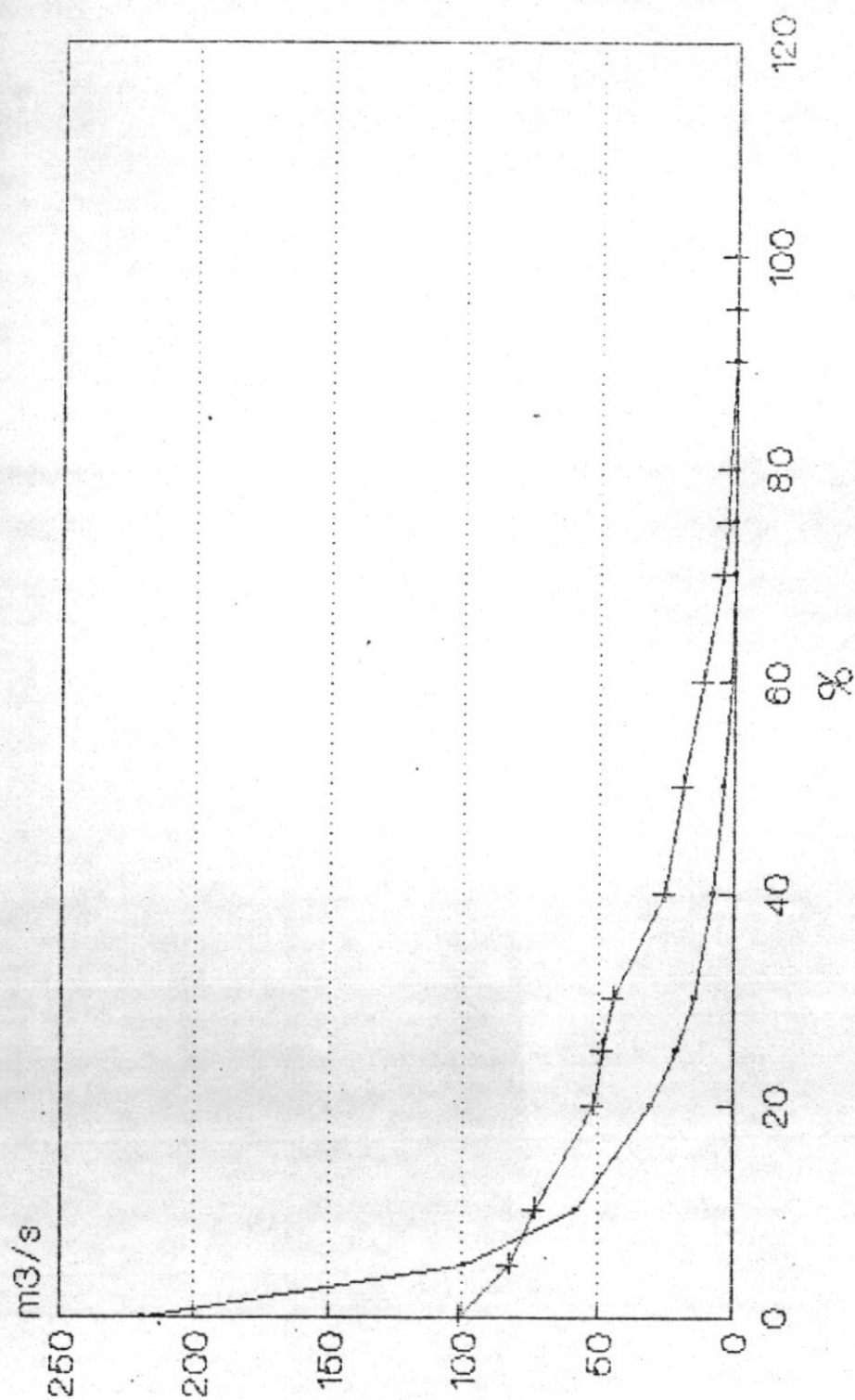
Periodo 1973/74 - 1979/80



 Caud. medio mensual
  Caud. maximo mensual
  Caud. minimo mensual

1973 Se cerro el embalse Cabre Corral

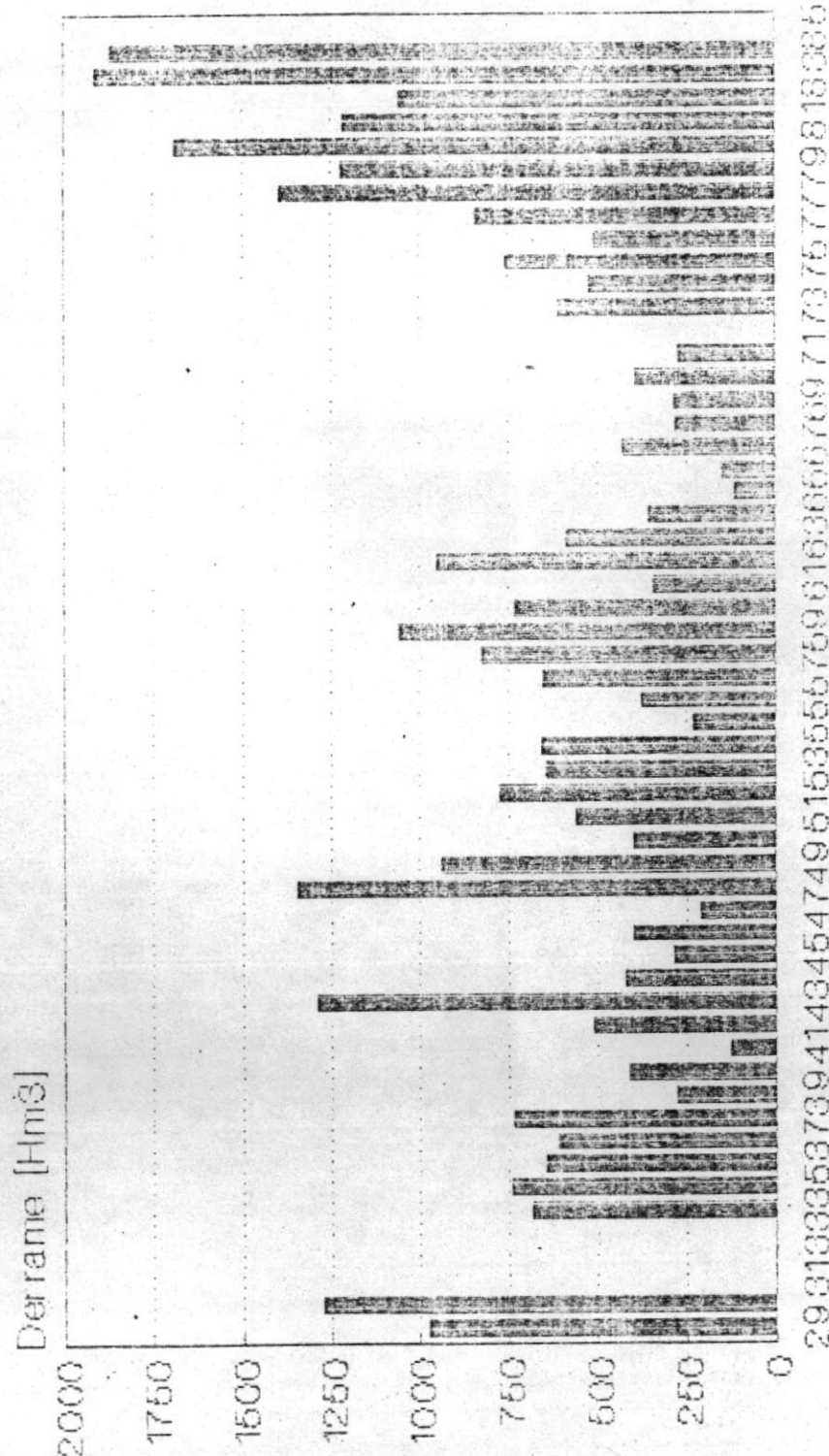
Permanencia de caudales medios mensuales Est. EL ARENAL



—+— Per. 34/35 - 71/72 —x— Per. 73/74 - 79/80

1973 Se cerró el embalse Cabra Corral

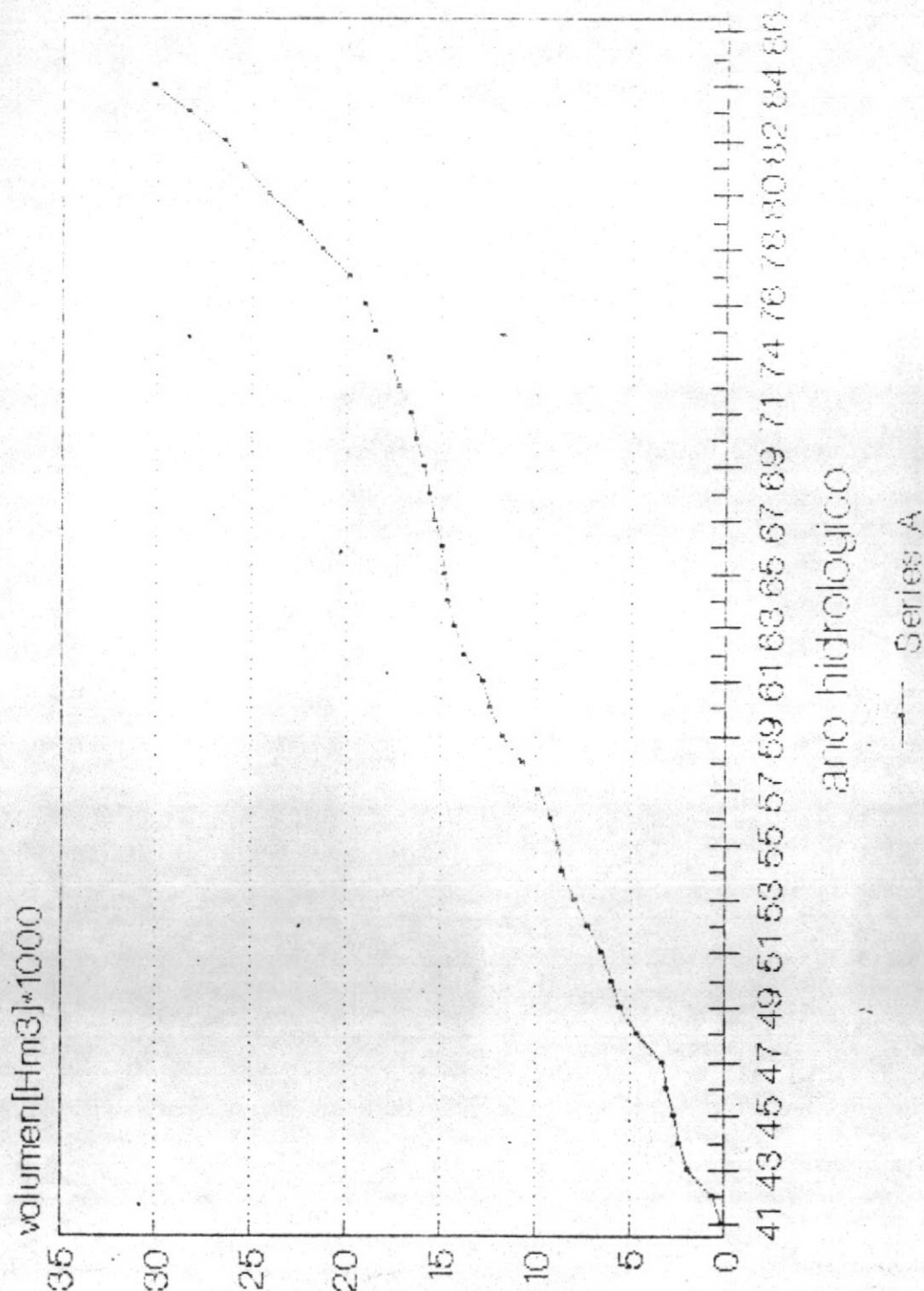
DERRAMES ANO HIDROLOGICO RIO SALADO EL ARENAL



Año hidrológico

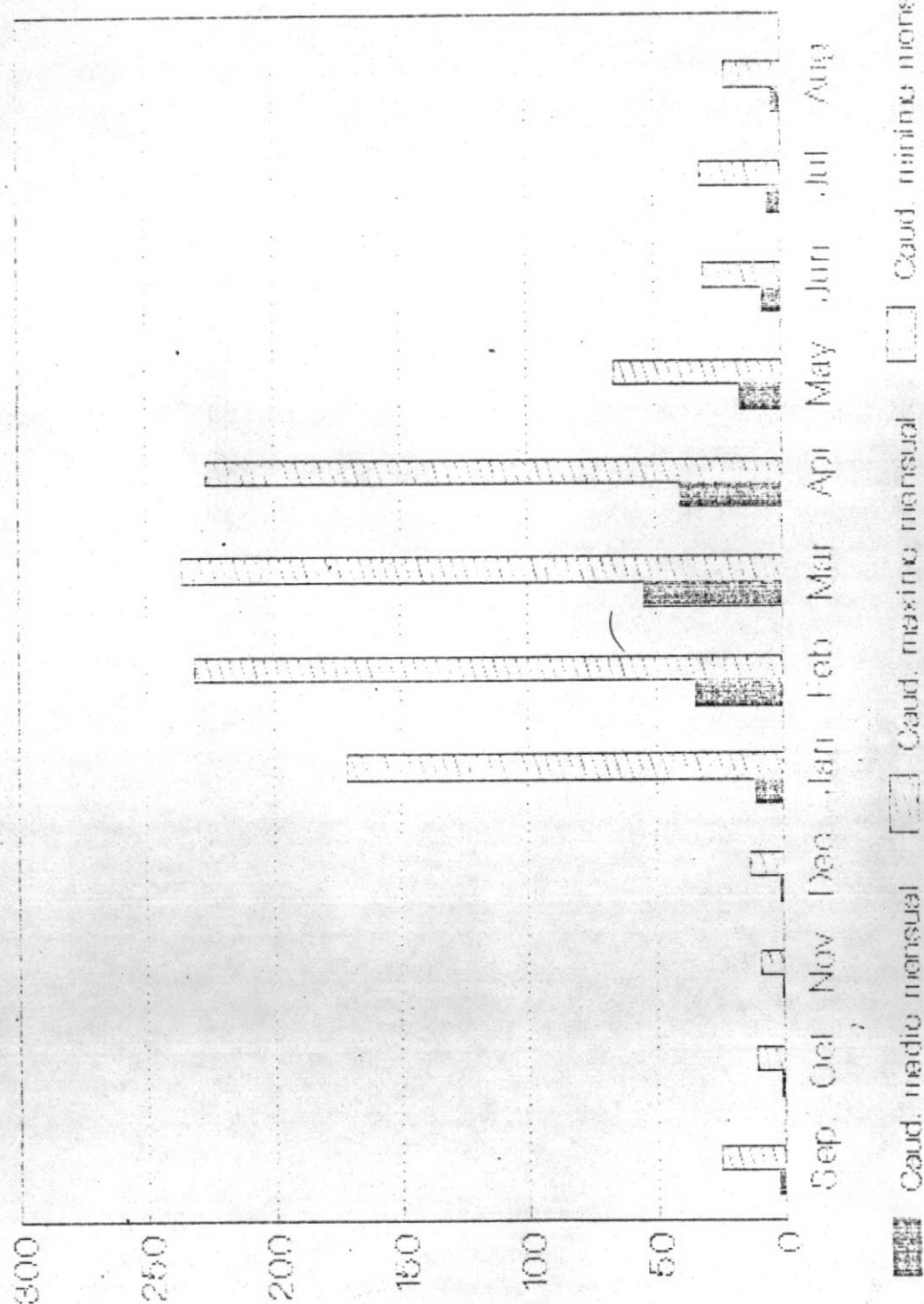
Derrames anuales

Volumenes acumulados 1941/42-1984/85 El Arenal

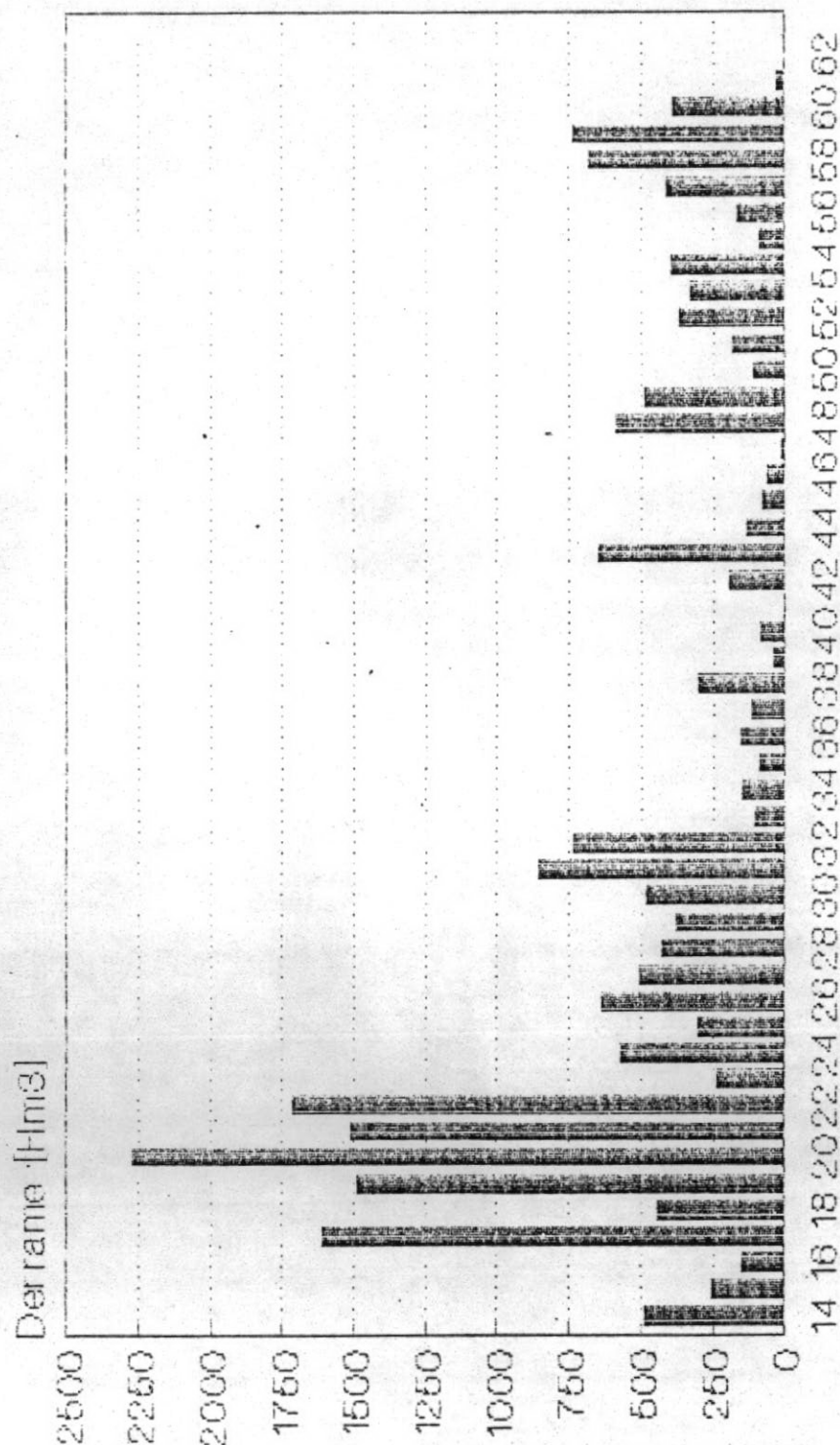


Caudales promedios mensuales Est. SUNCHO CORRAL

Periodo 1914/15 - 1961/62

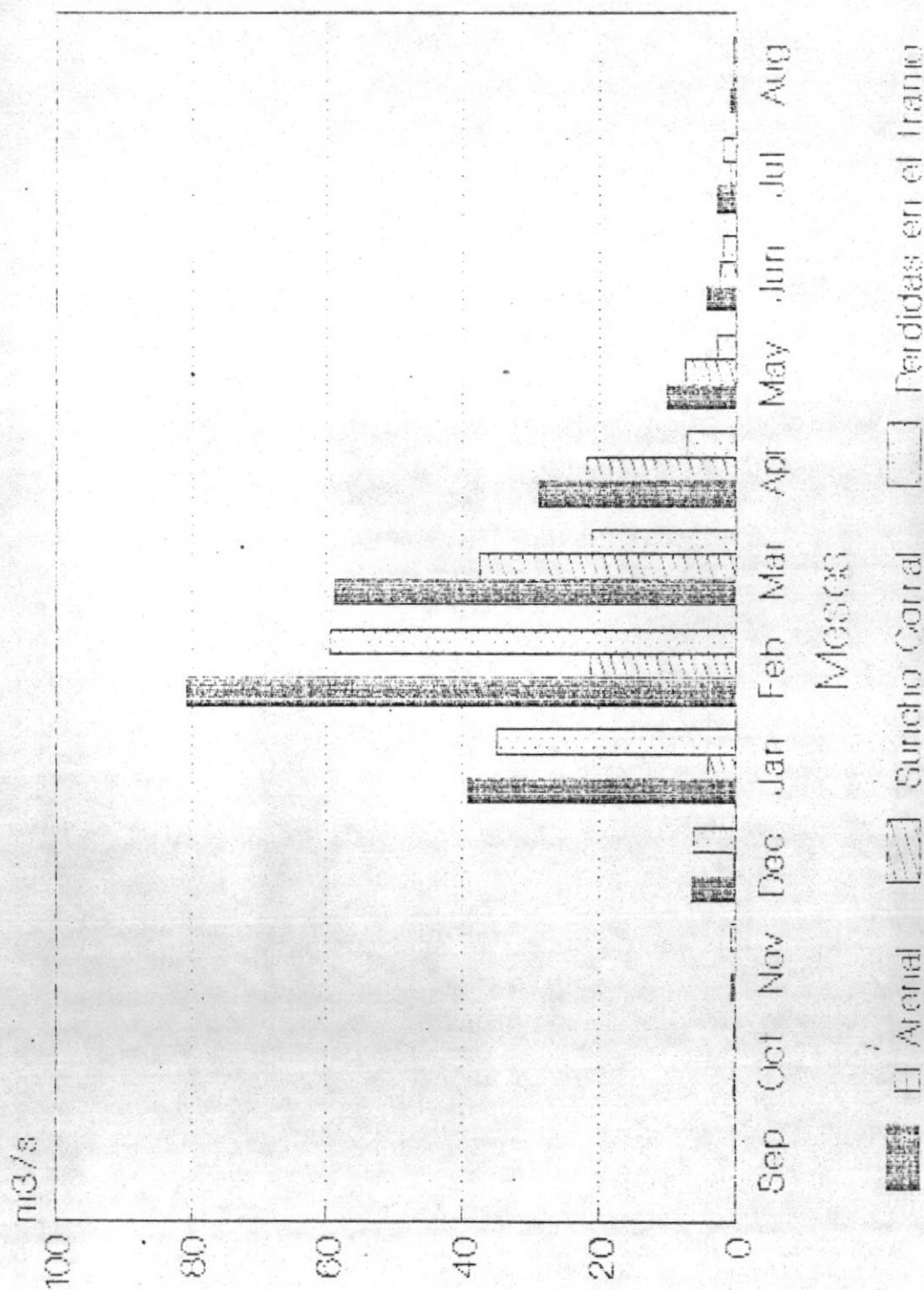


DERRAMES ANO HIDROLOGICO RIO SALADO SUNCHO CORRAL

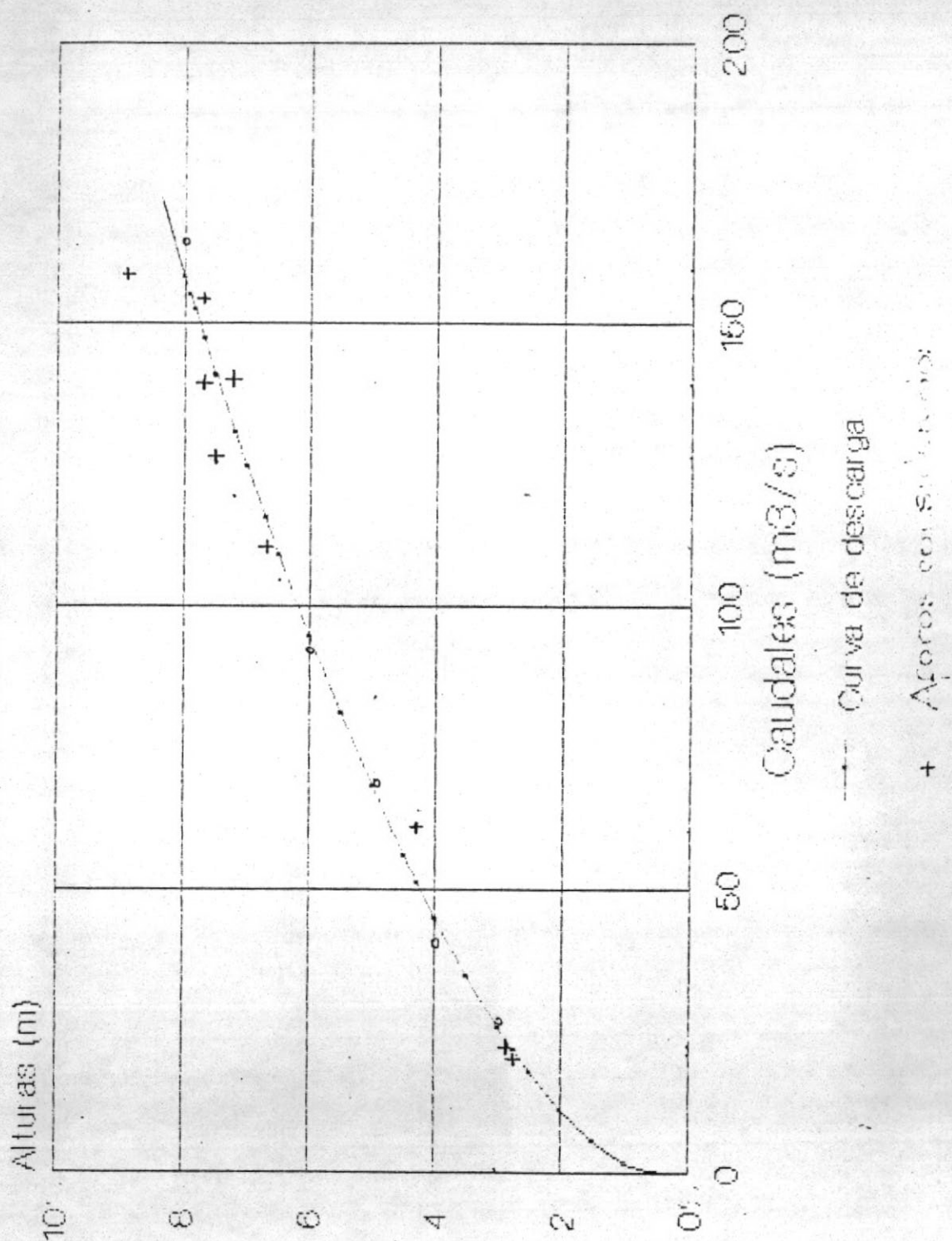


Caudales promedios mensuales Ests. EL ARENAL y SUNCHOCO CORRAL.

Periodo comun: 1934/35 - 1961/62



Curva de descarga Est. SUNCHU CORRAL



HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 73-74

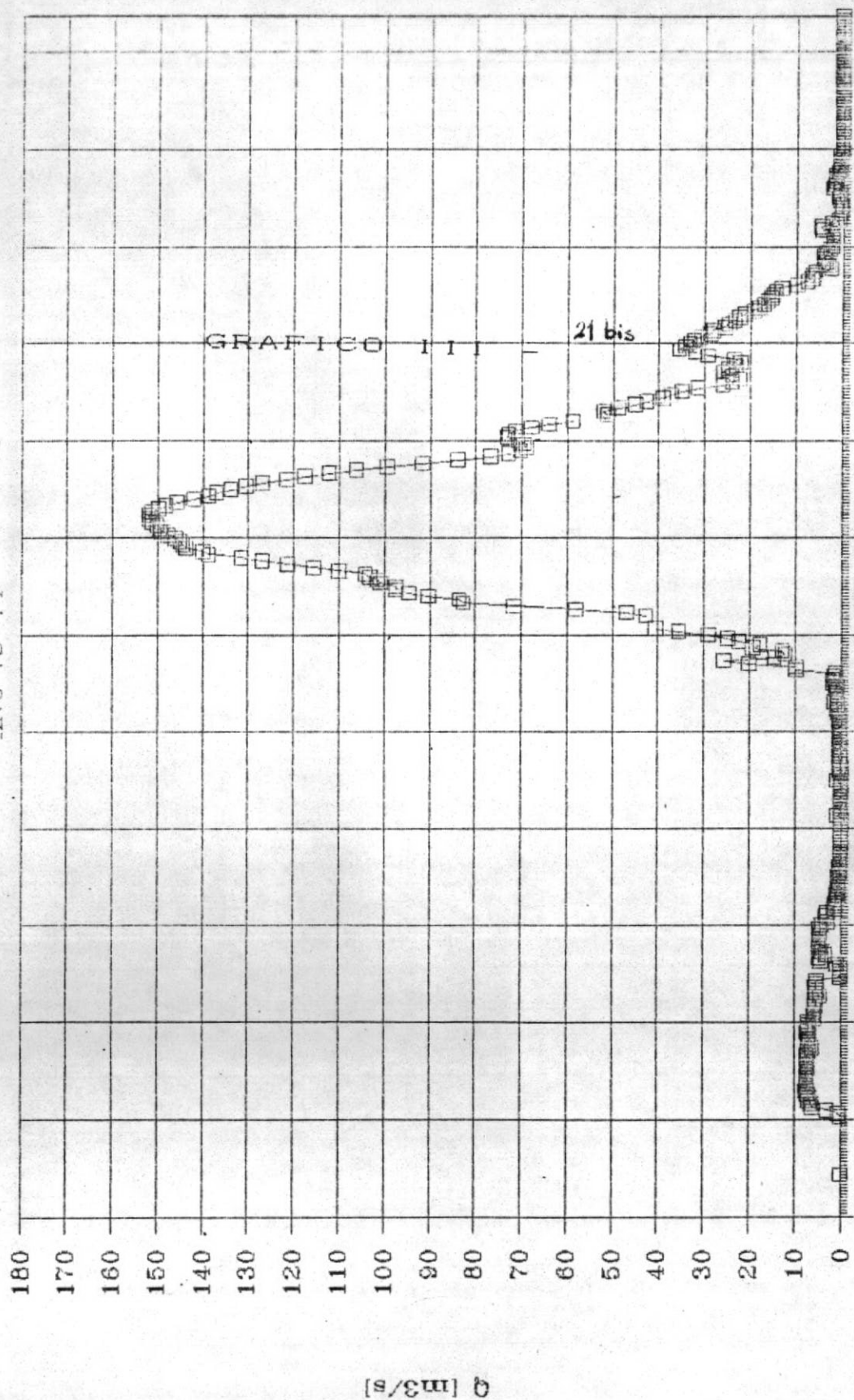
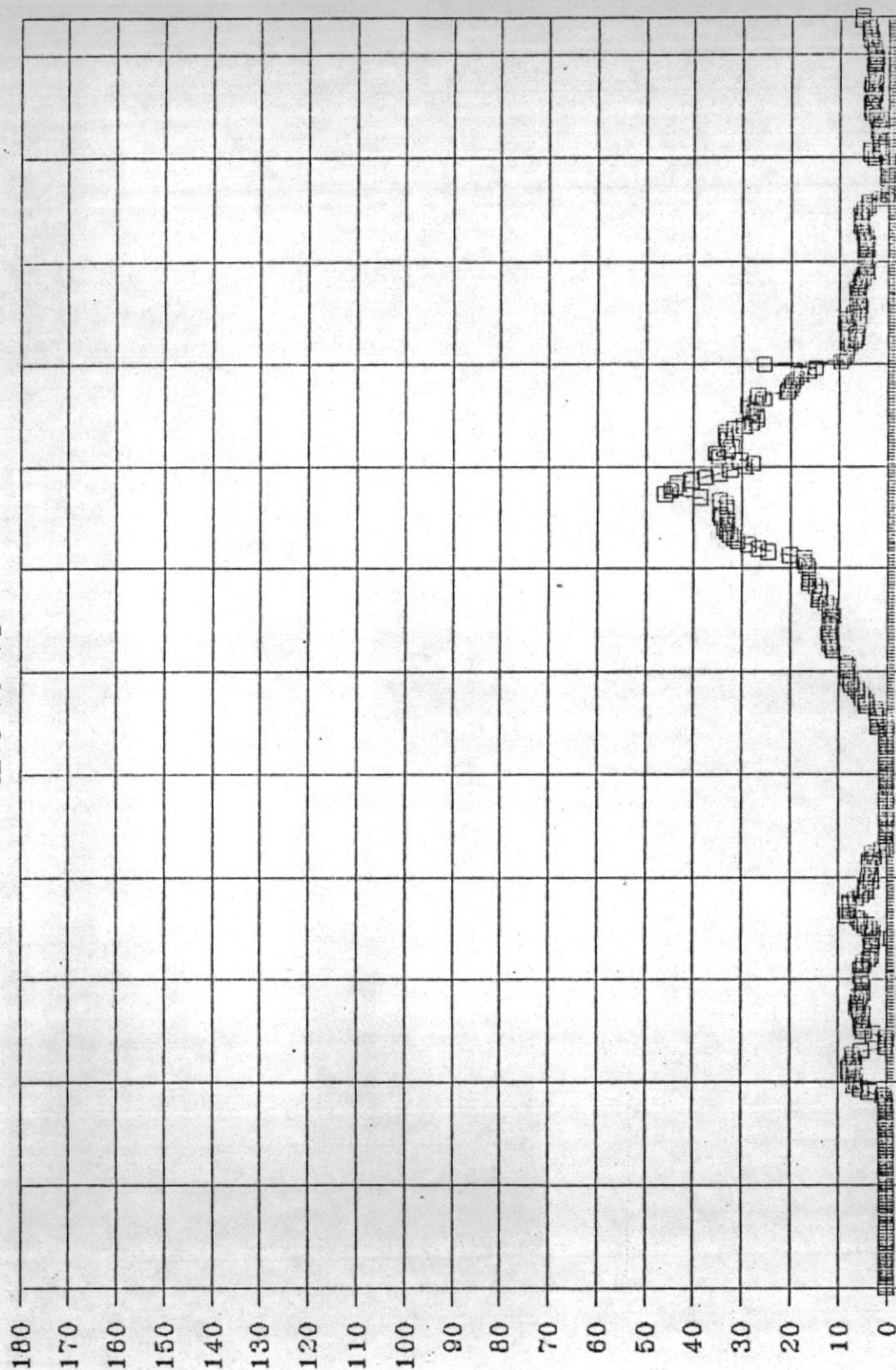


GRAFICO III - 21 bis

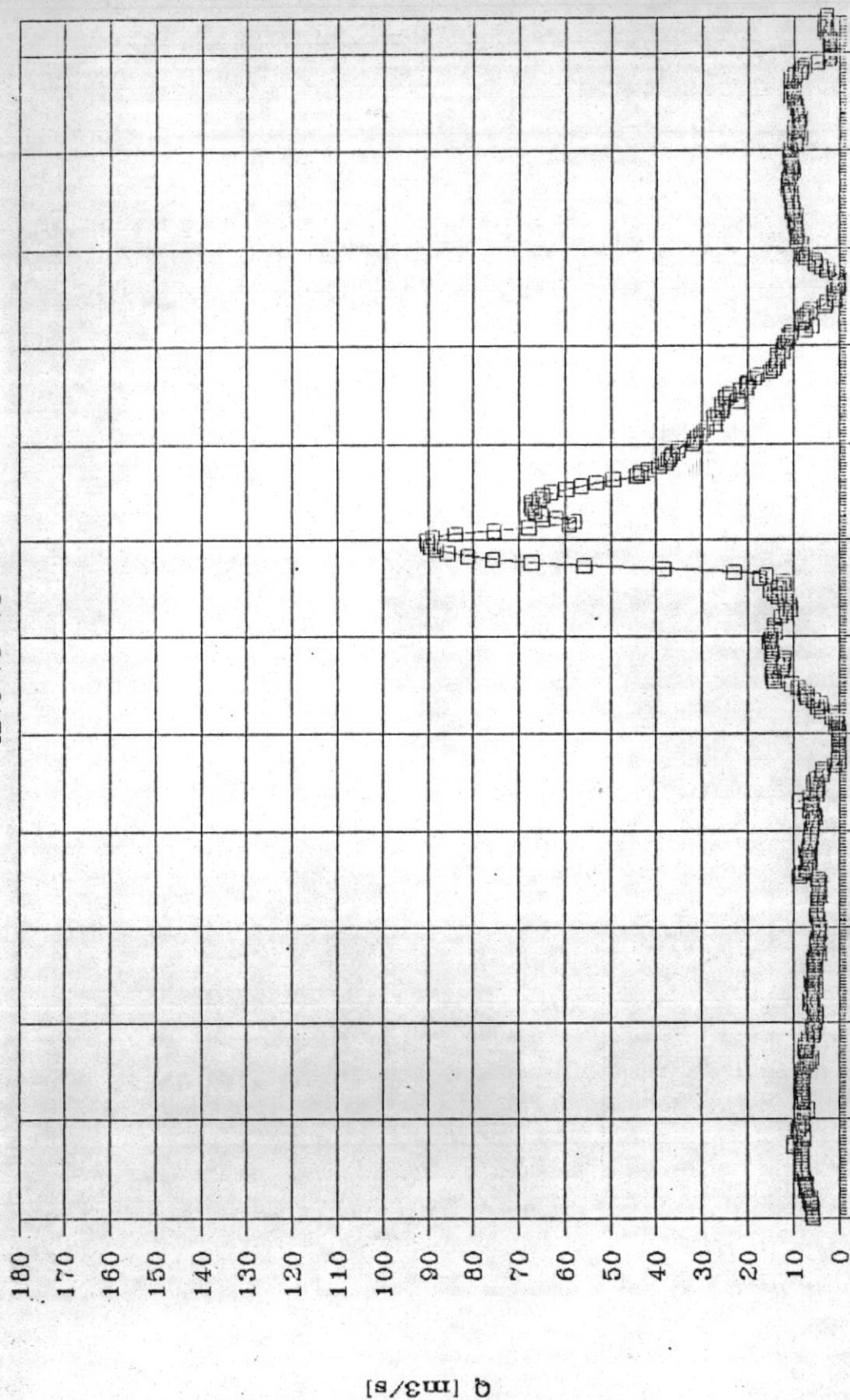
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 74-75



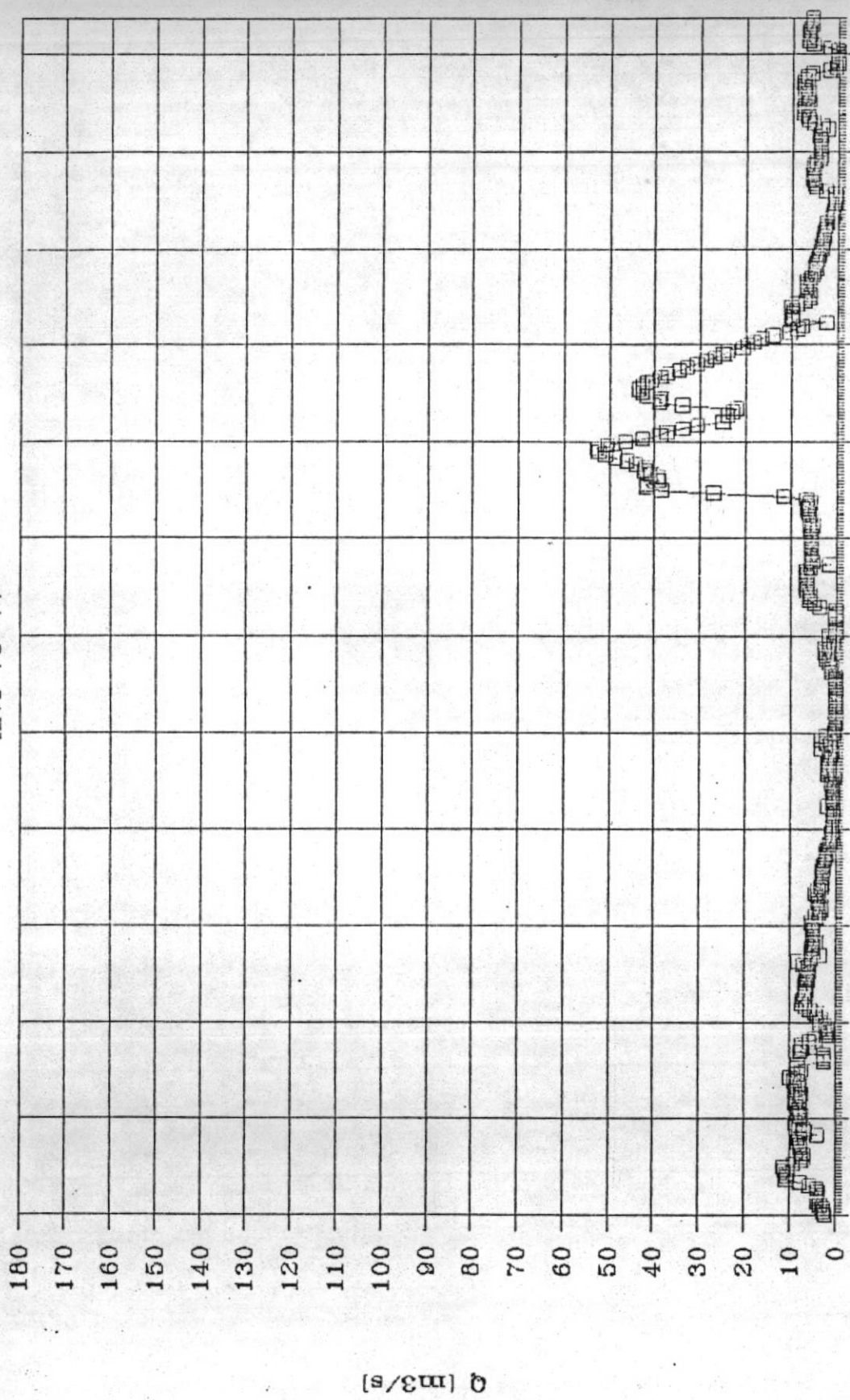
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 75-76



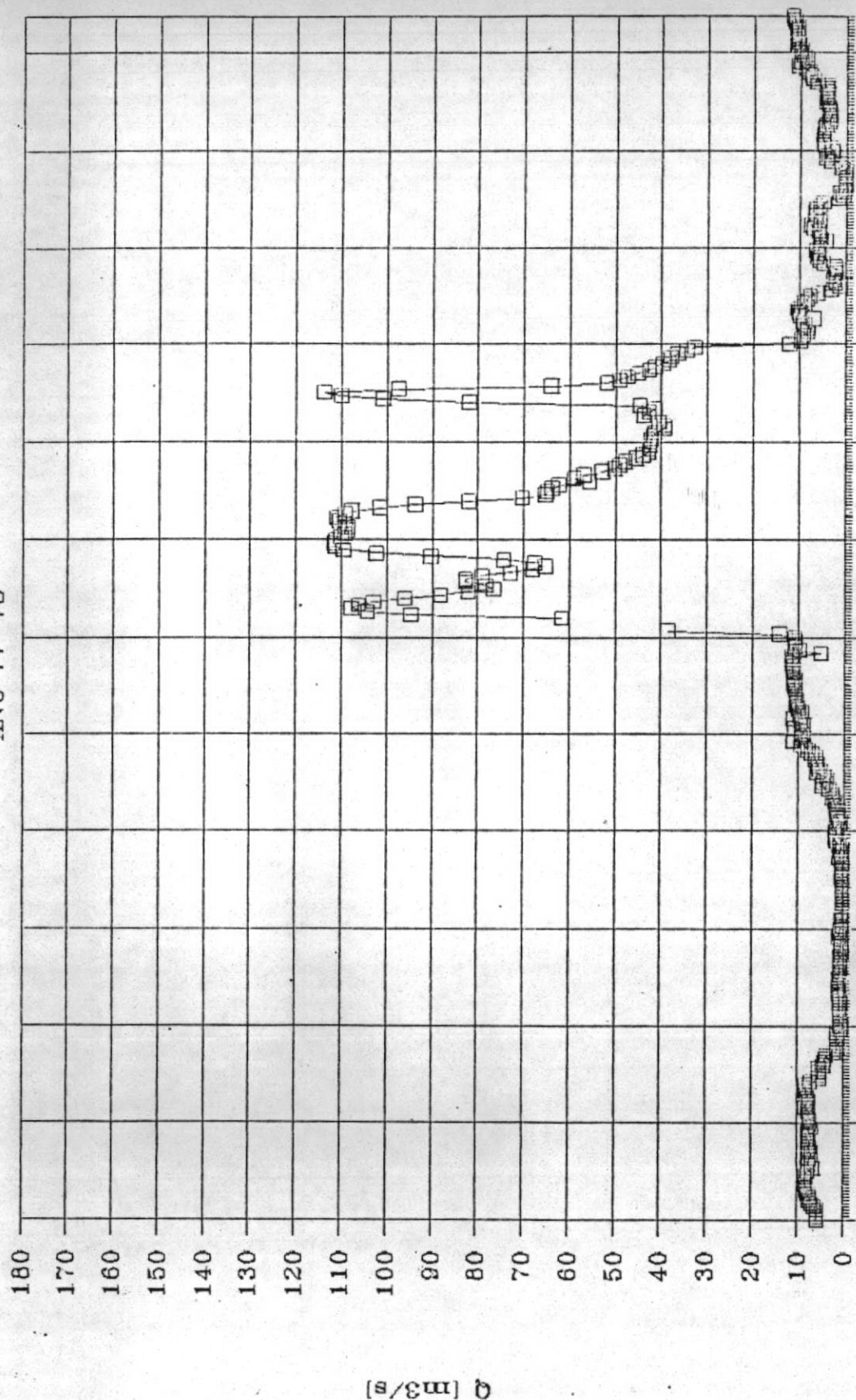
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 76-77



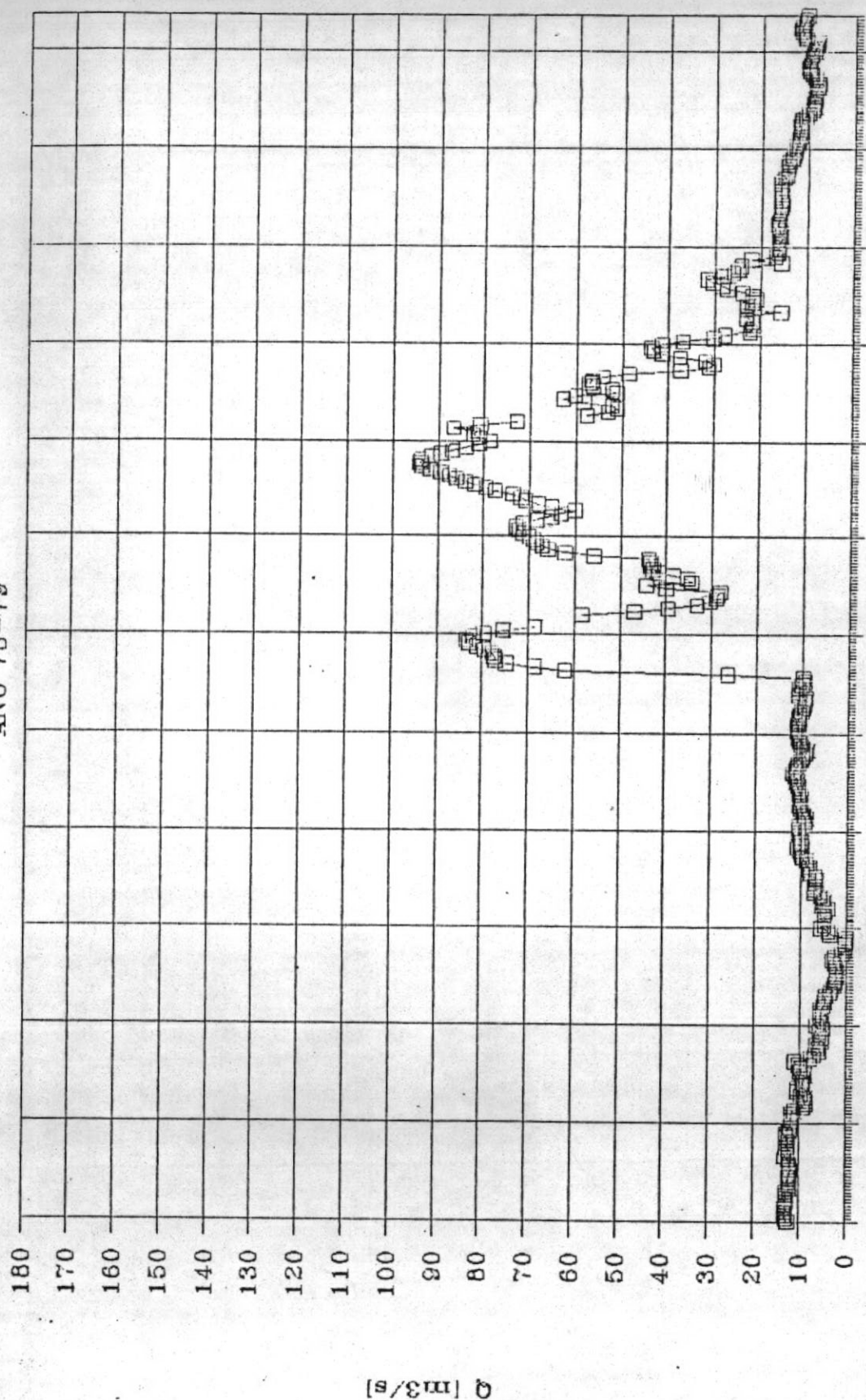
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 77-78



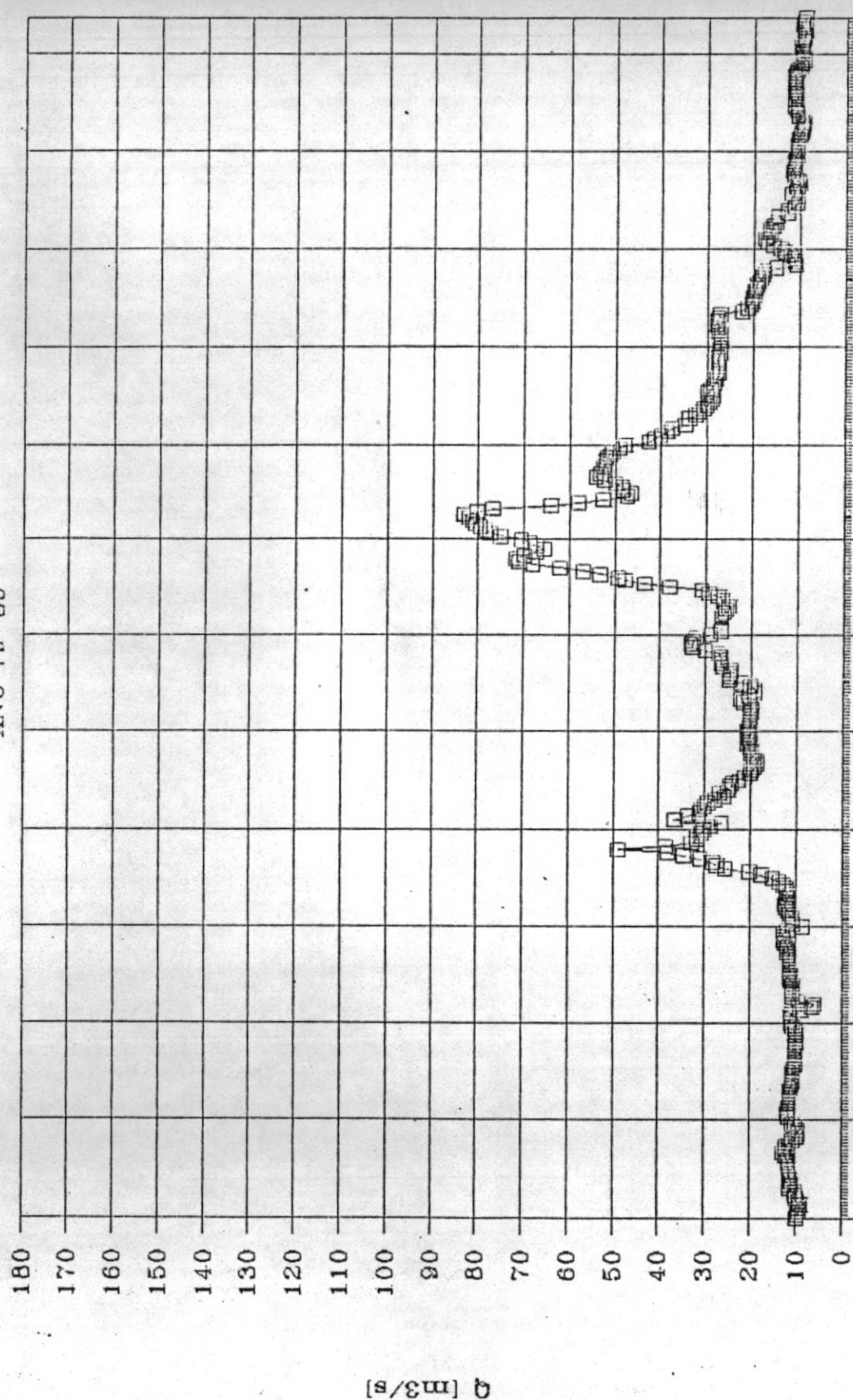
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 78-79



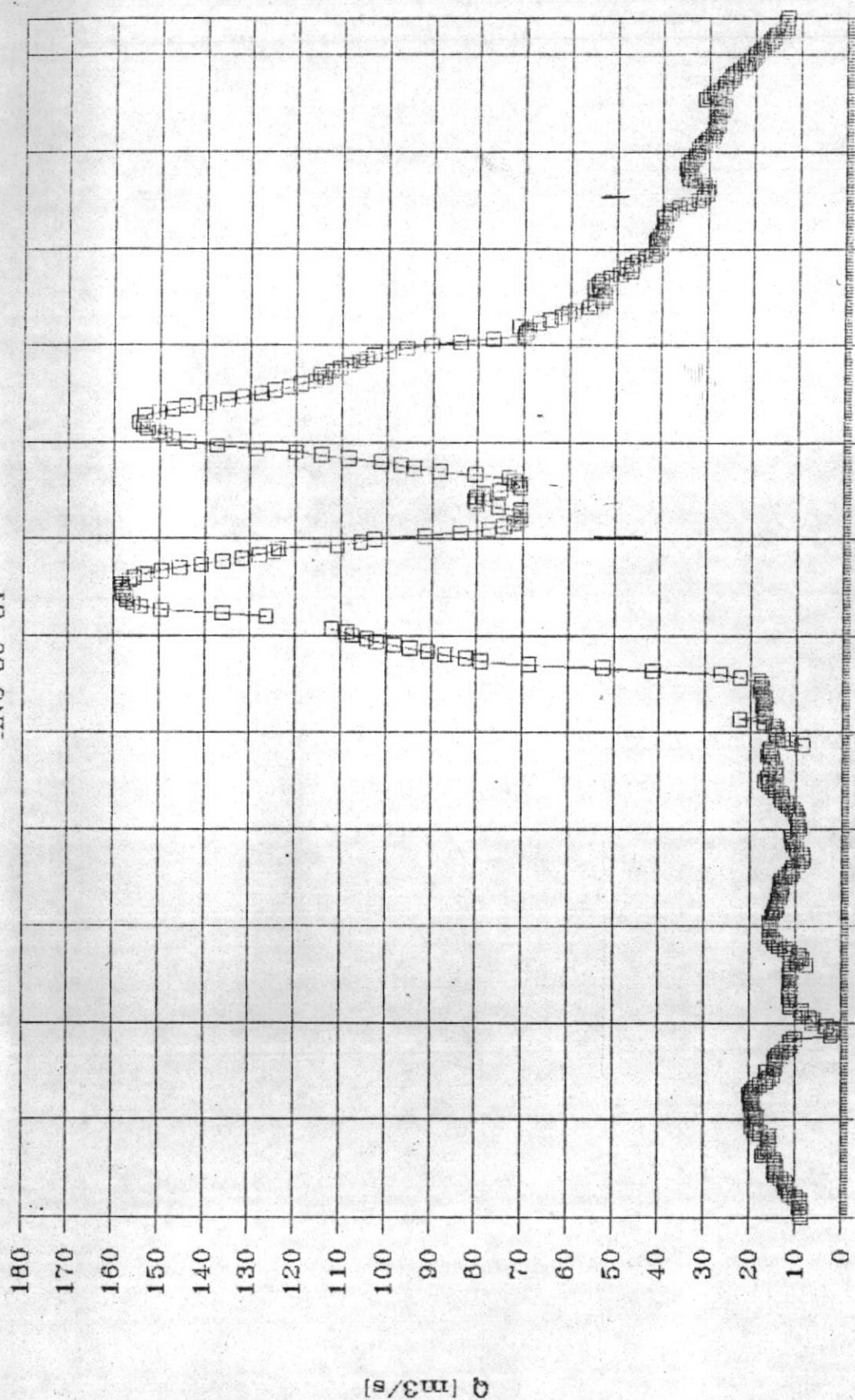
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 79-80



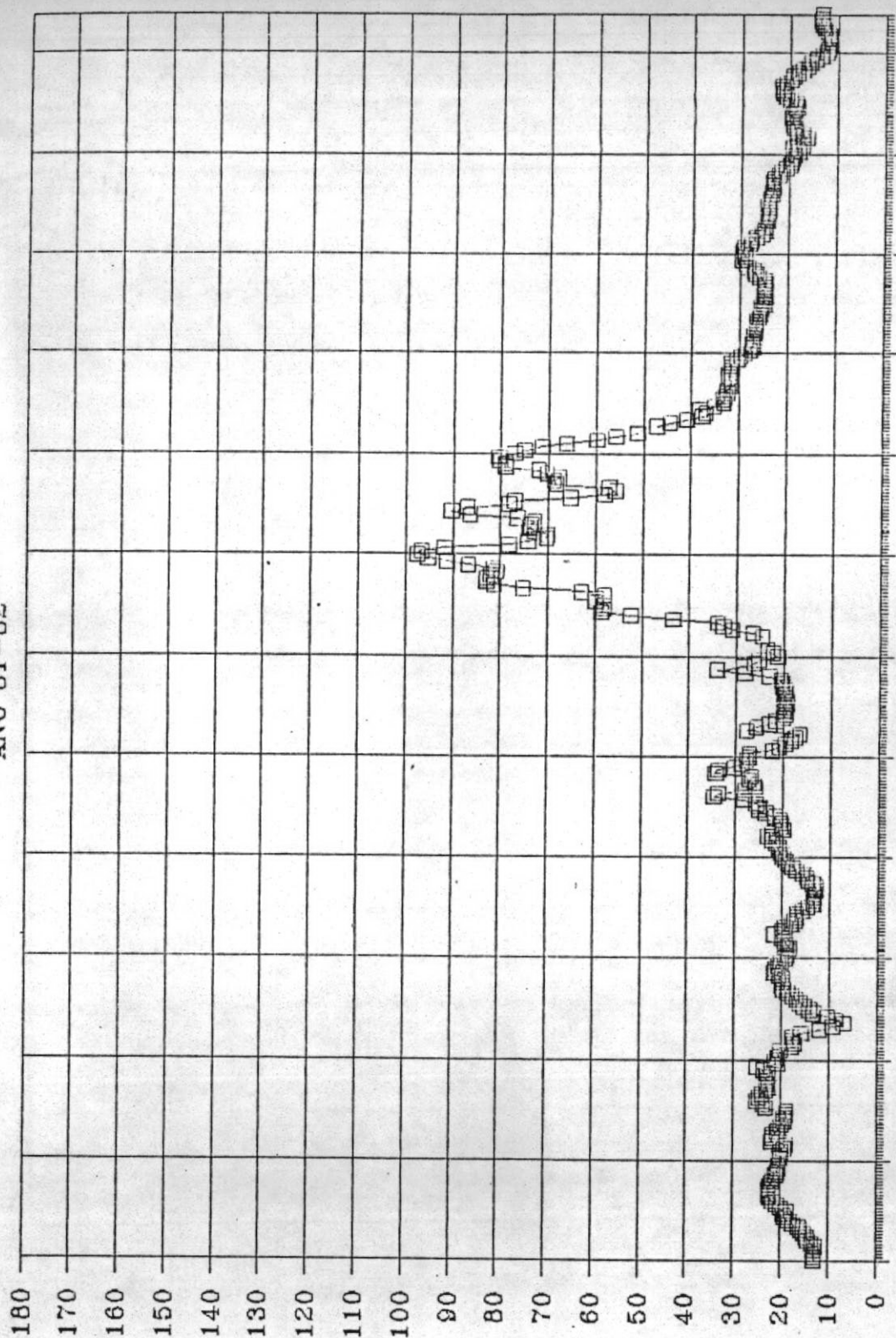
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 80-81



HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 81-82



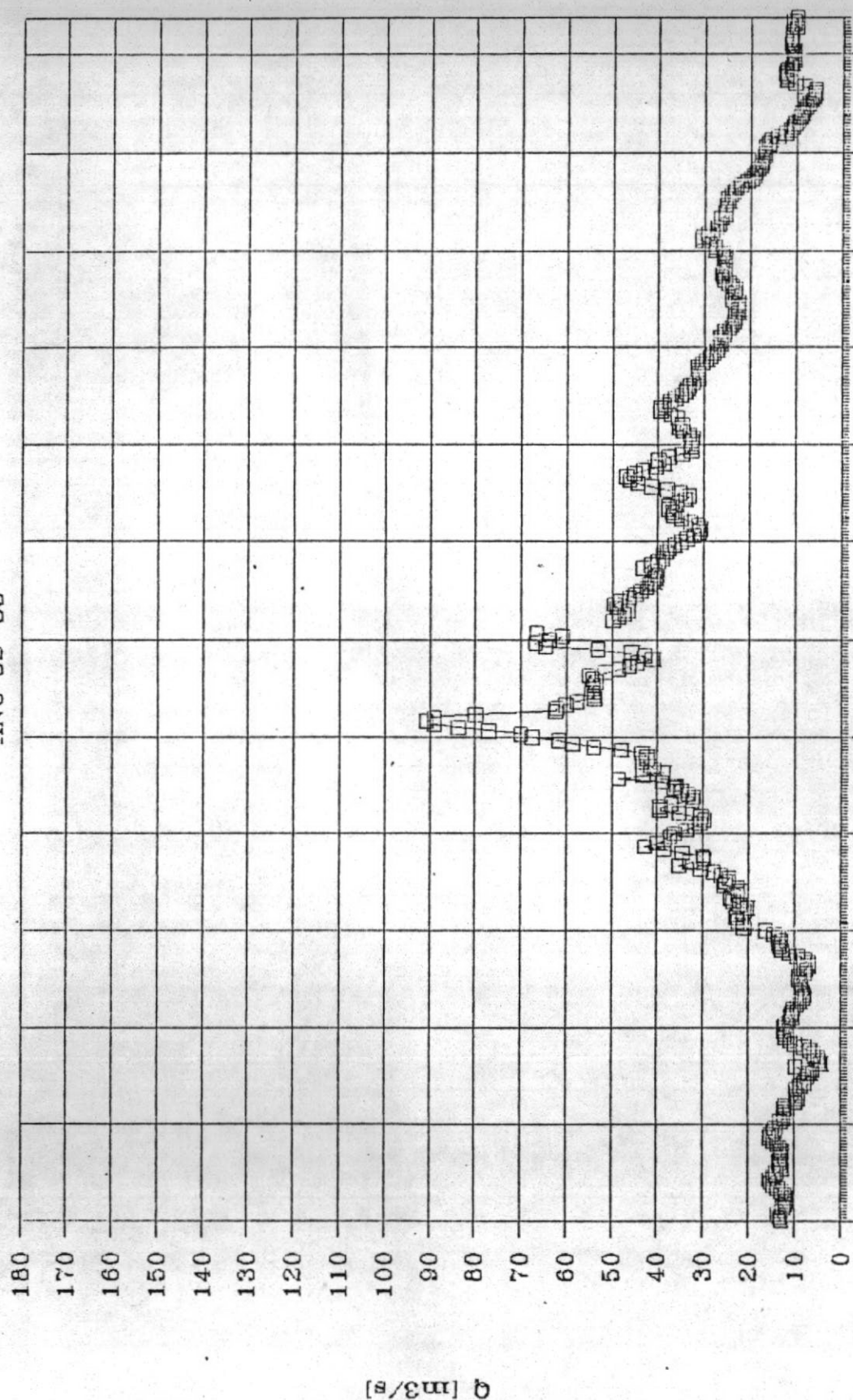
Q [m³/s]

GRAFICO III - 29



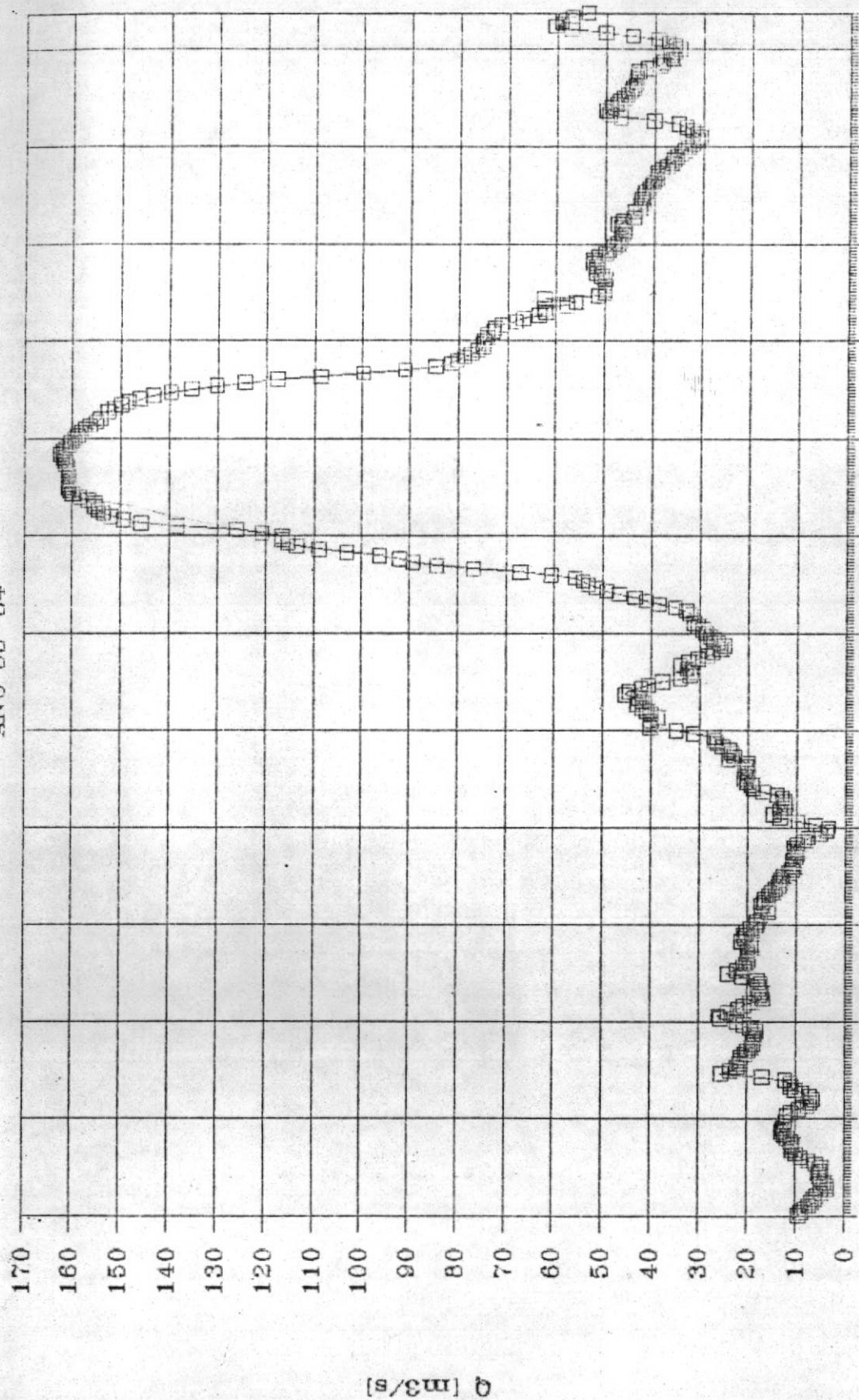
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 82-83



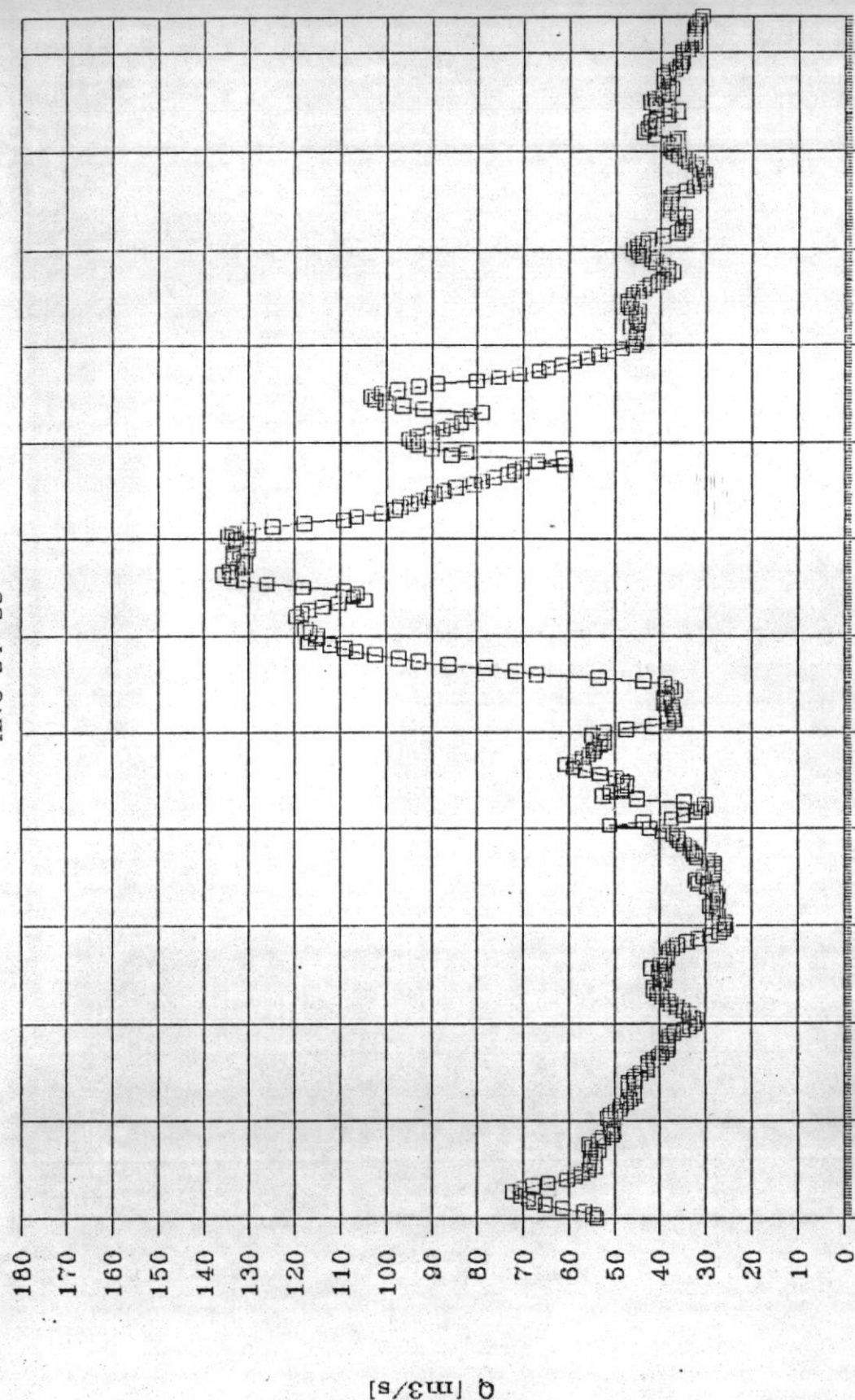
HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 63-84



HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 84-85



HIDROGRAMA SUNCHO CORRAL

ANO 85-86

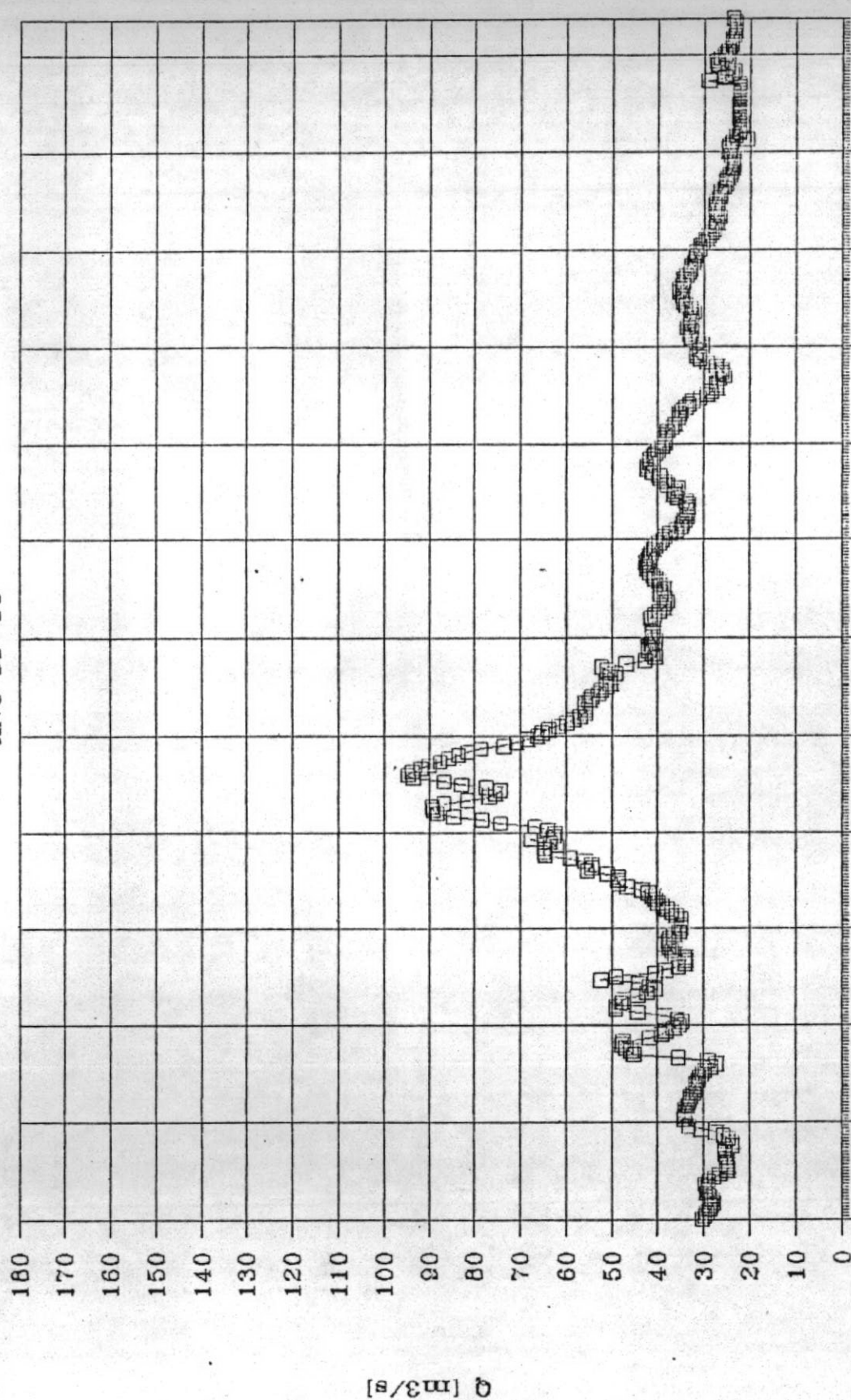


GRAFICO III - 33

Caudales medios mensuales Ests. EL ARENAL - SUNCHOCO CORRAL

Periodo 1973/74 - 1979/80

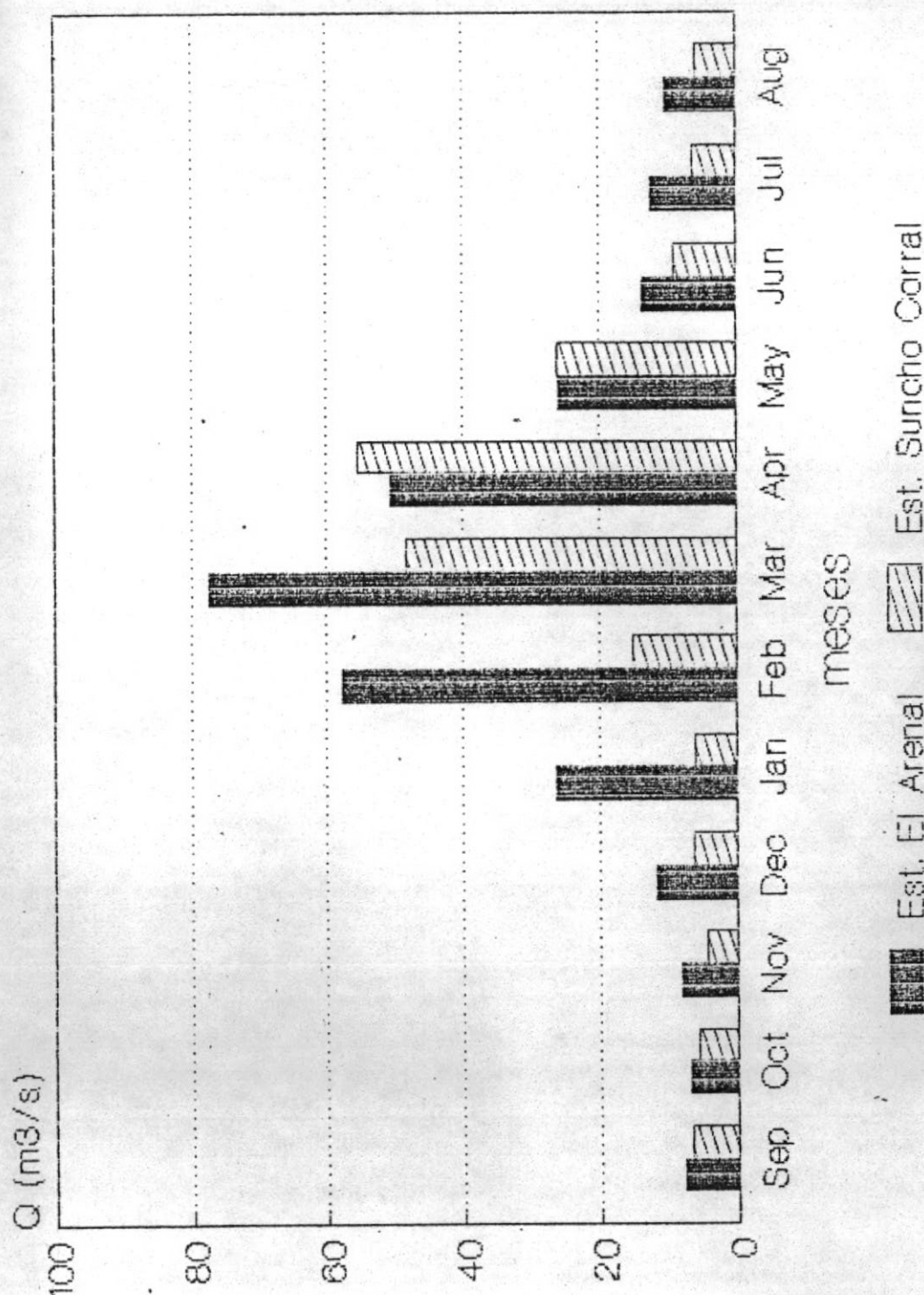


GRAFICO III - 34



RECURRENCIAS DE CAUDALES DIARIOS
ESTACION SUNCHU CORRAL

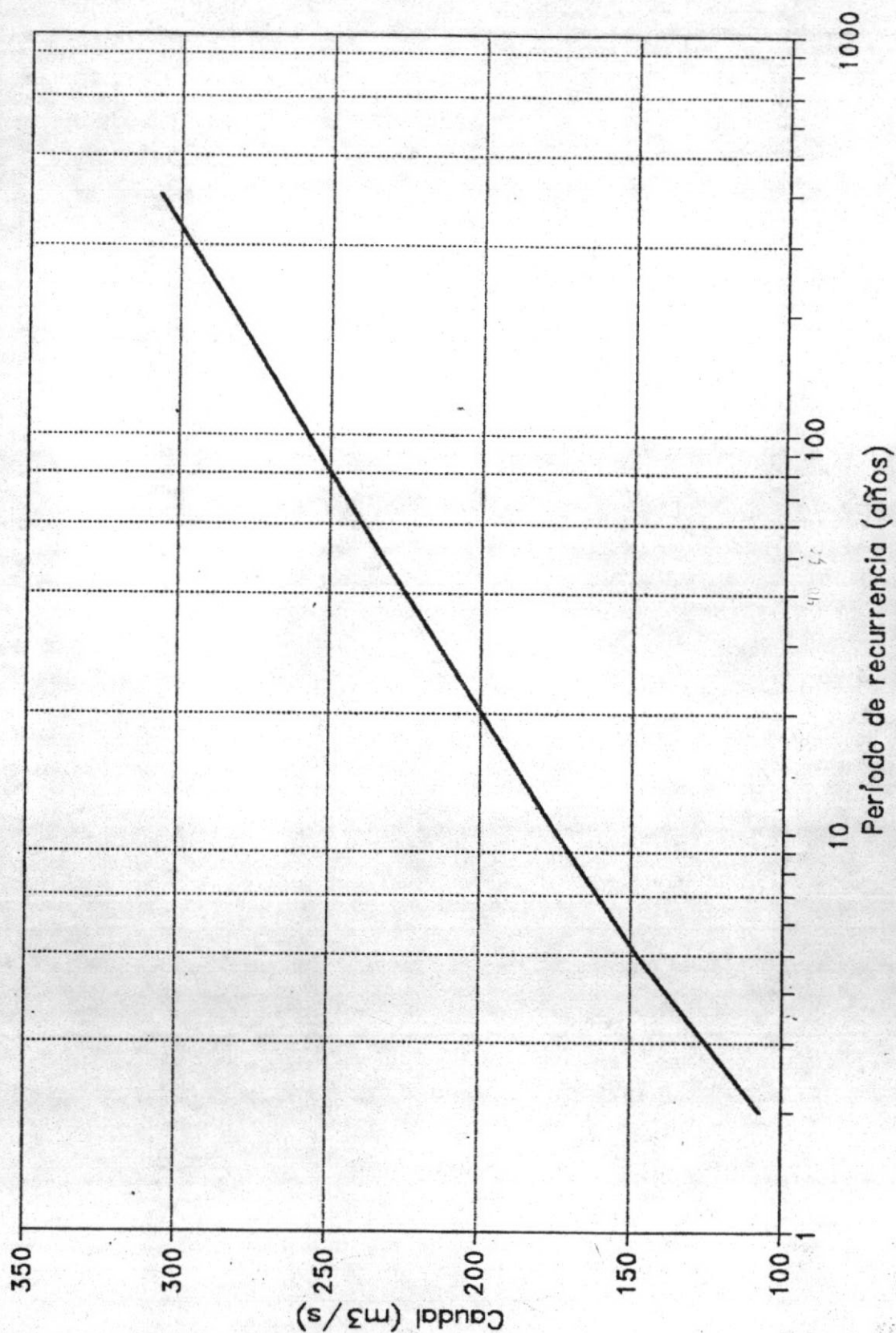


Gráfico III-35

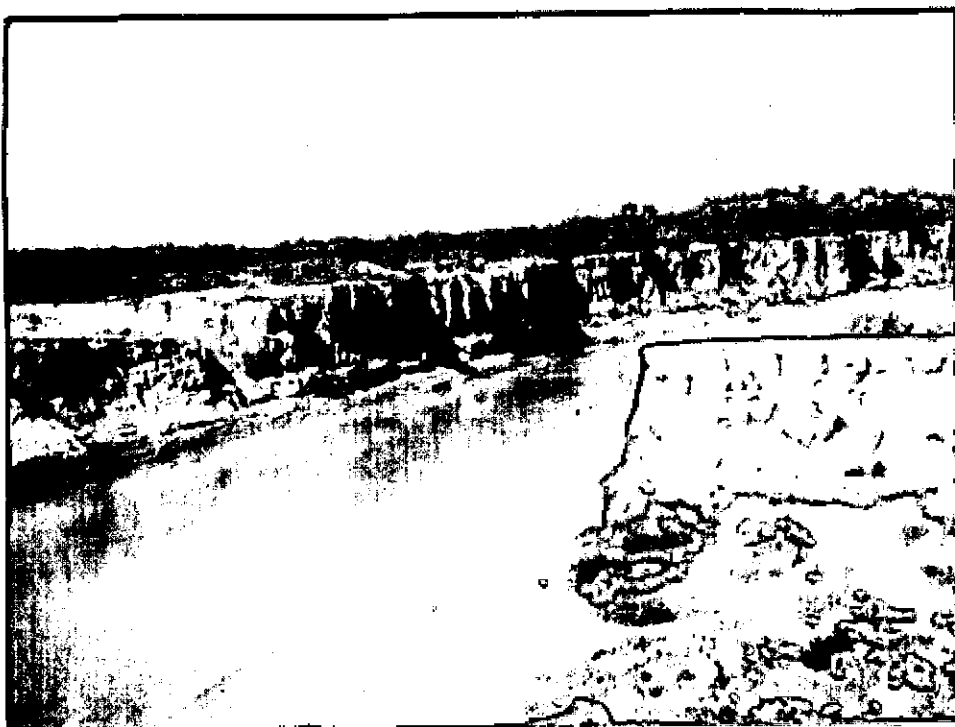


FOTO N°1 Cárcava en la Dársena, cerca del emplazamiento del "tapón"



FOTO N°2 Cárcava Aguas abajo Puente Ruta N°5

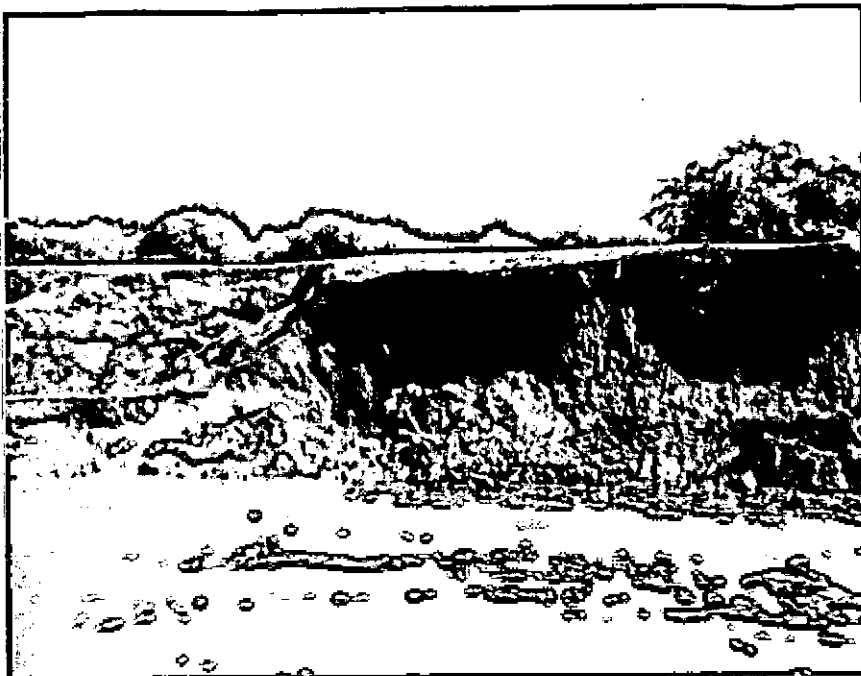


FOTO N°3 Km 21 Desmoronamiento de Talud



FOTO N°4 Km 12 Cascada Retrocedente

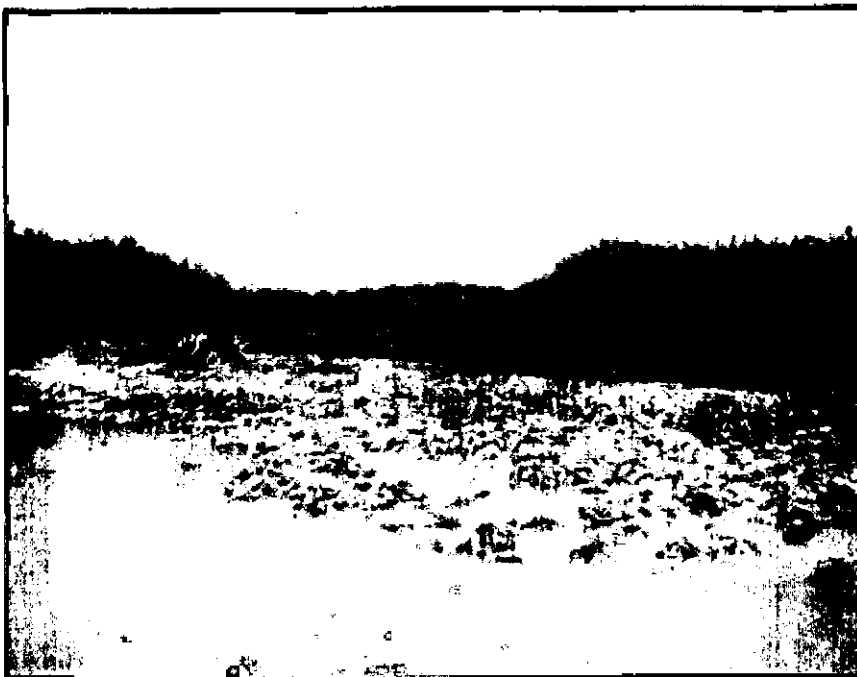


FOTO N°5 Zona Vertedero Cascada Retrocedente



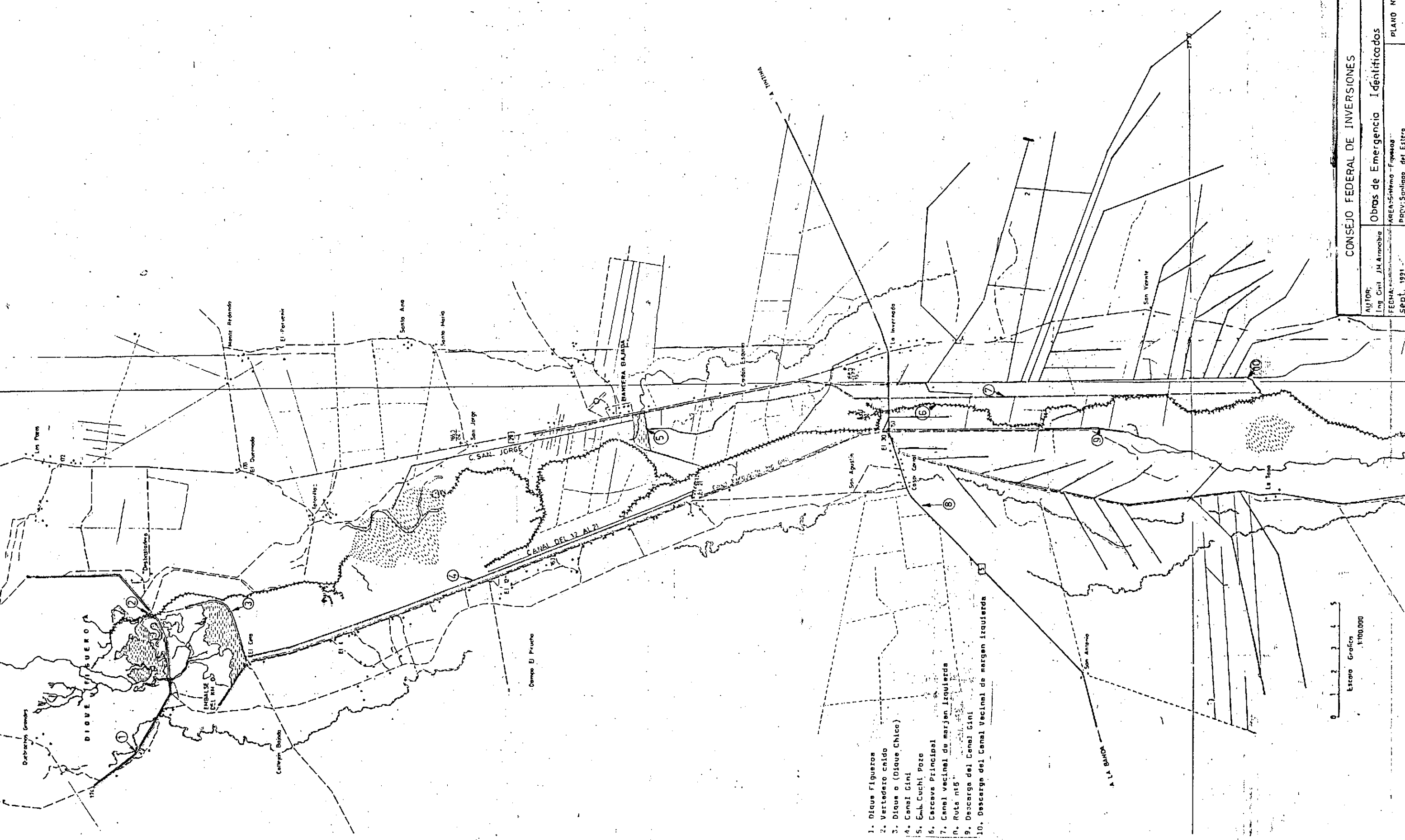
FOTO N°6 Confluencia Cárcava con Río Salado



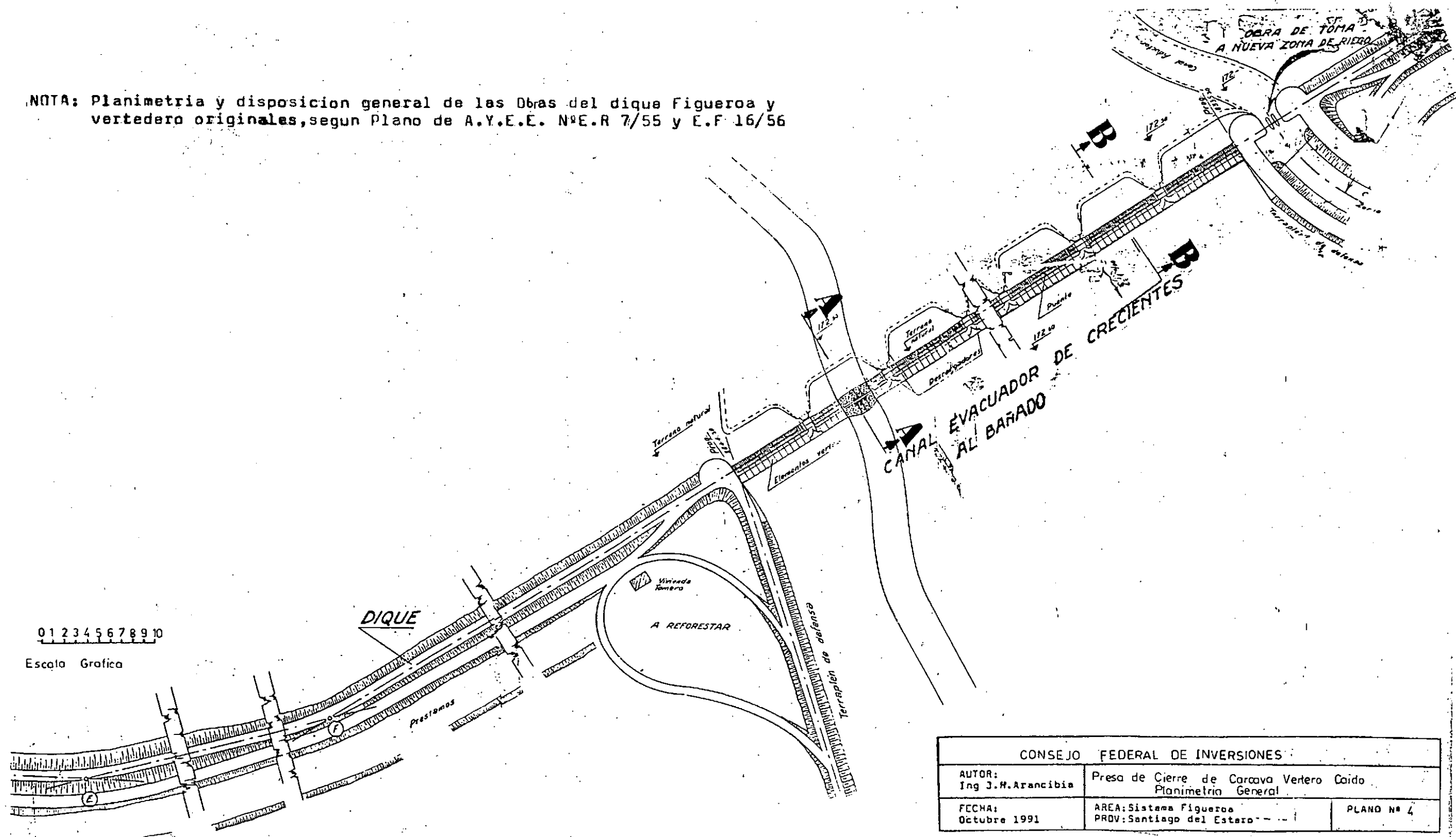
FOTO N°7
FUENTE: CIHRSA
año 1985



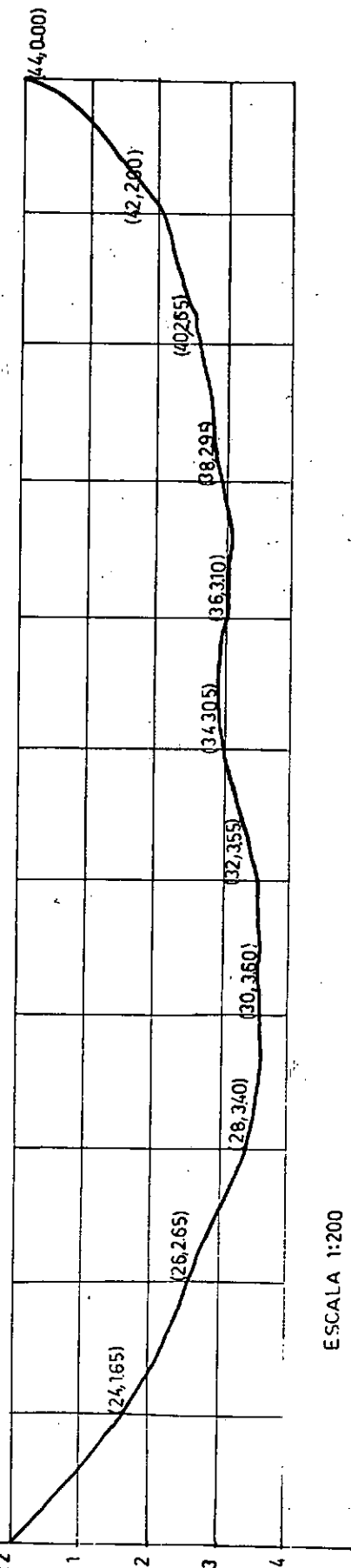
FOTO N°8
Vista aerea del vertedero caído
FUENTE: ELABORACION PROPIA
año 1990



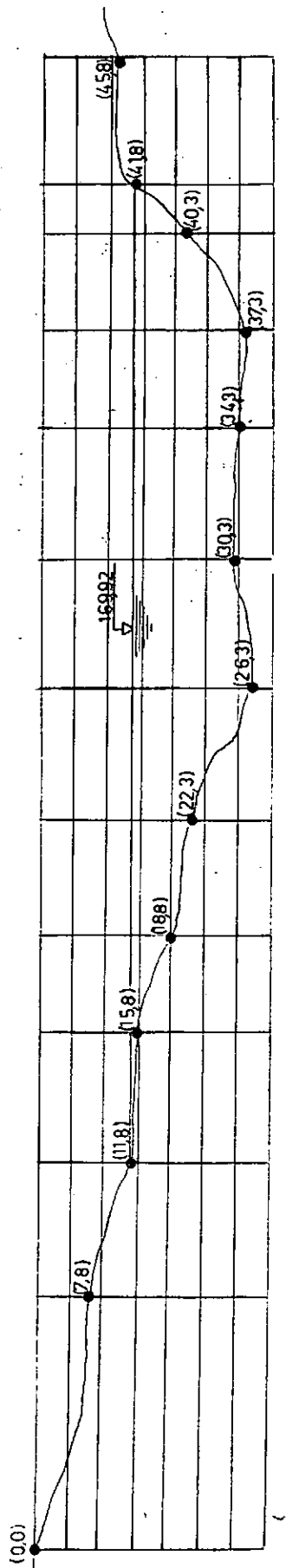
NOTA: Planimetria y disposicion general de las Obras del dique Figueroa y vertedero originales, segun Plano de A.Y.E.E. N°E.R 7/55 y E.F 16/56



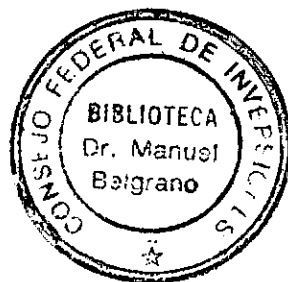
M.I



BATIMETRIA Y AFORO EN PASTRELA 2KM AGUAS ABAJO DEL VERTEDERO

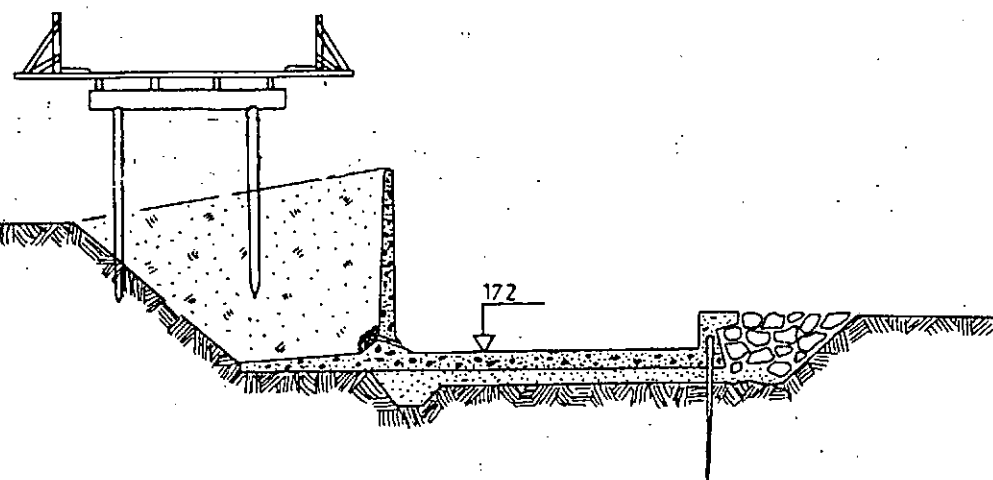
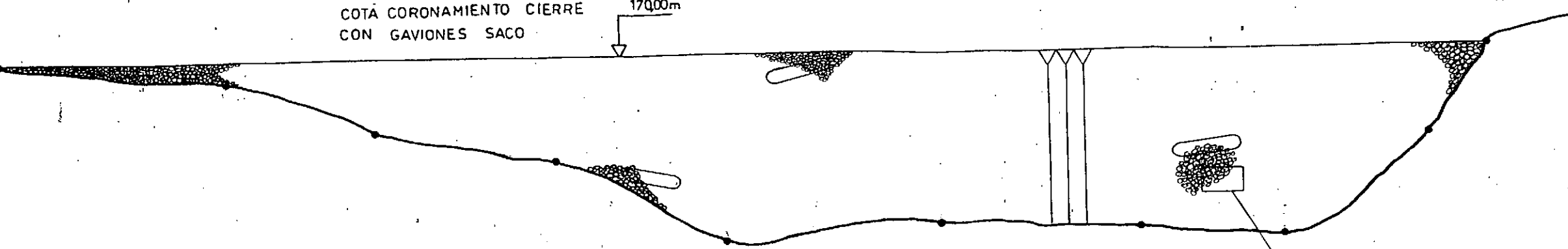


BATIMETRIA EN EL VERTEDERO CAIDO



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing Jorge H. Arancibia	BATIMETRIAS ZONA DEL VERTEDERO CAIDO	
	PLANO Nº 5	
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema Figueroa	
	Prov: Santiago del Estero	

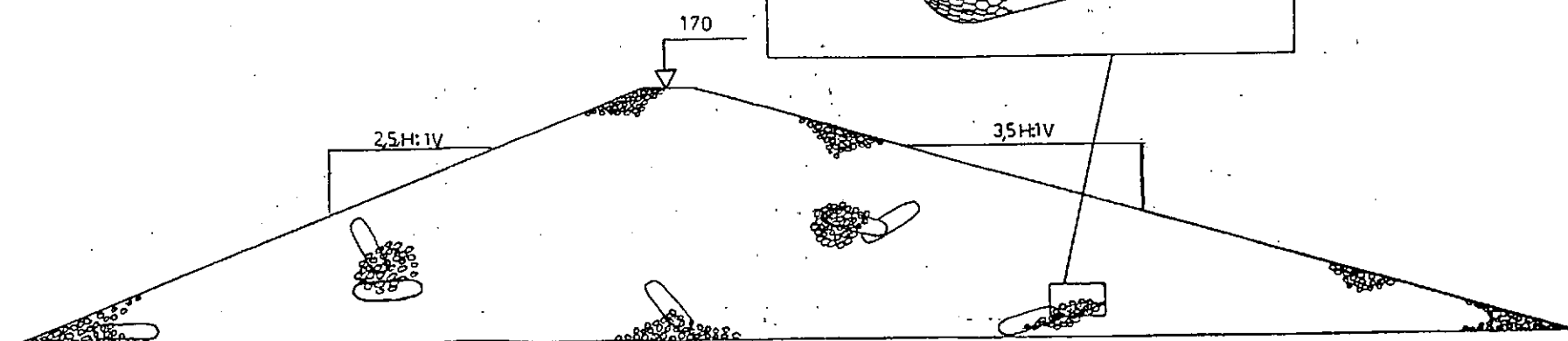
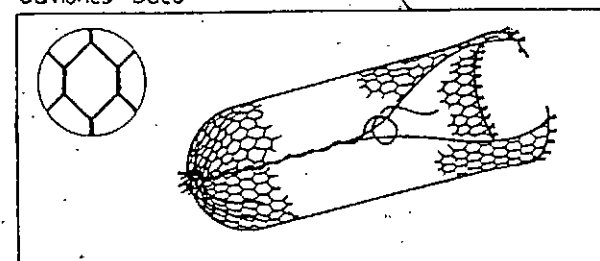
COTA CORONAMIENTO CIERRE
CON GAVIONES SACO 170.00m



CORTE - **B**

SEGUN PROYECTO DE A.Y.E.E. PLANO N° EF 16/1956

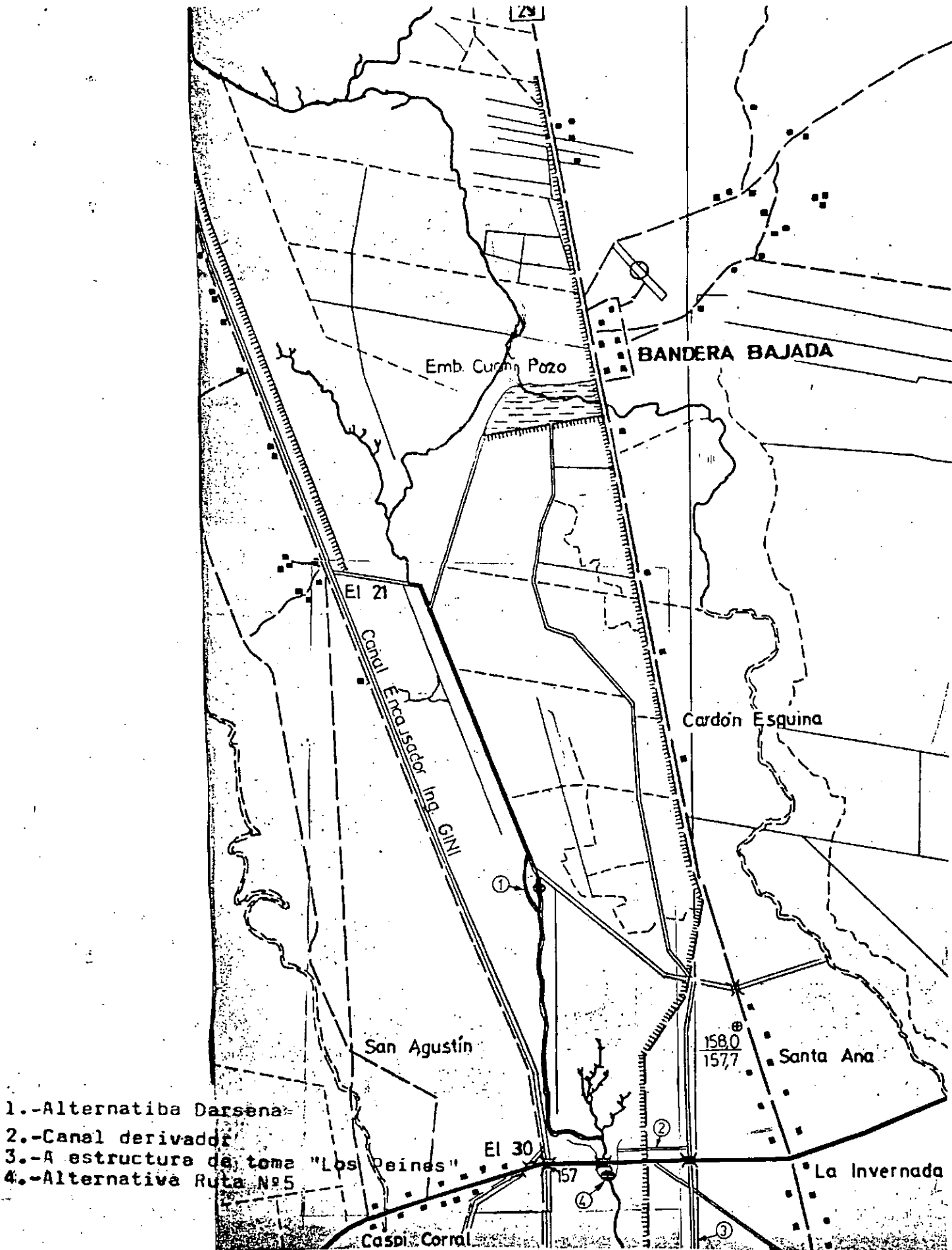
Gaviones Saco



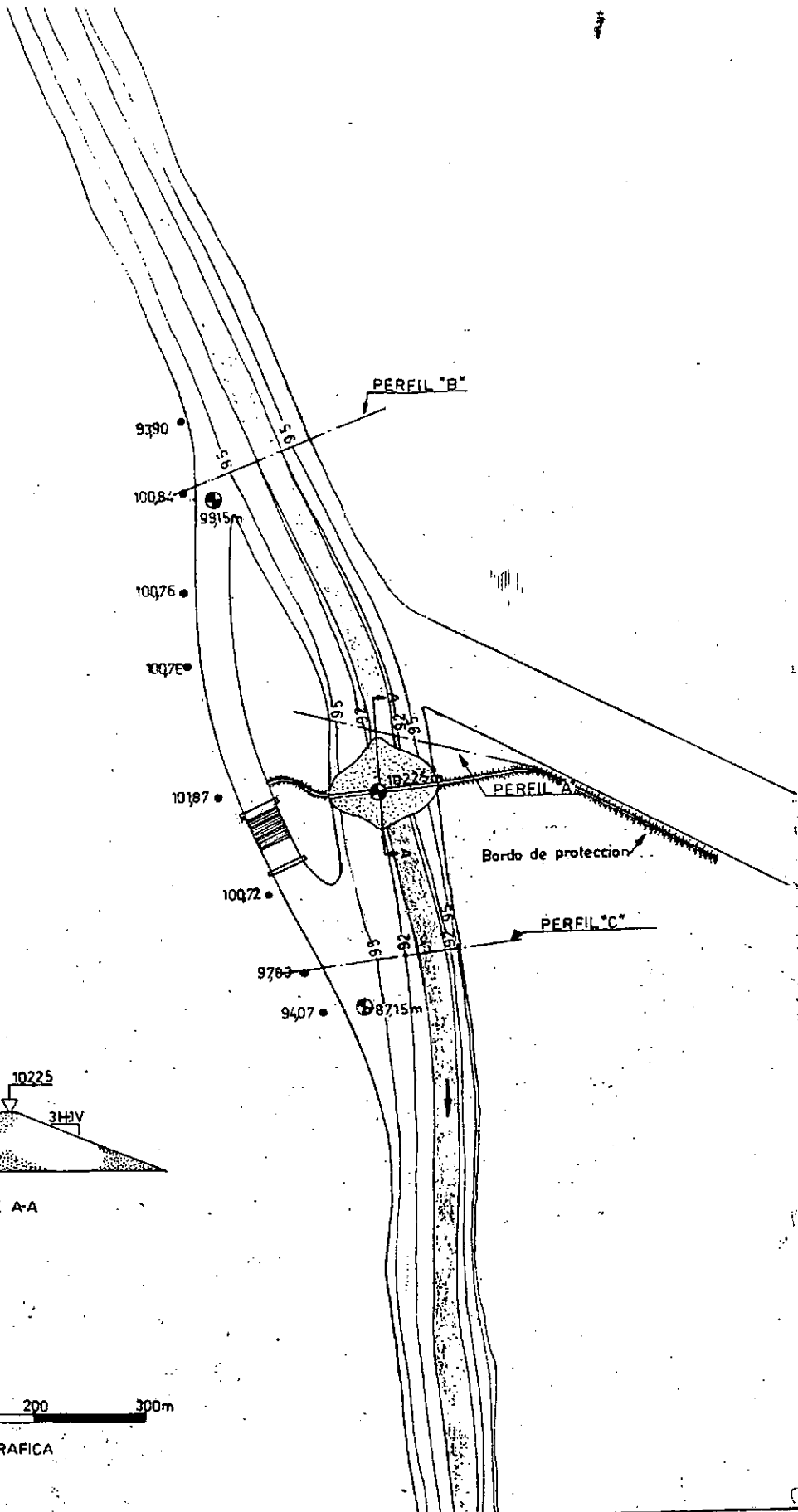
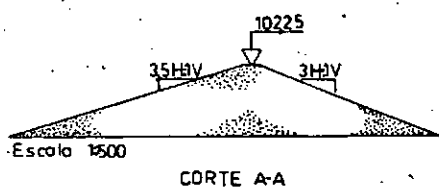
CORTE - **A**

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H. Arancibia	Preso de cierre de carcova vertedero caido	
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema figueras PRDV: Santiago del Estero	PLANO N° 6

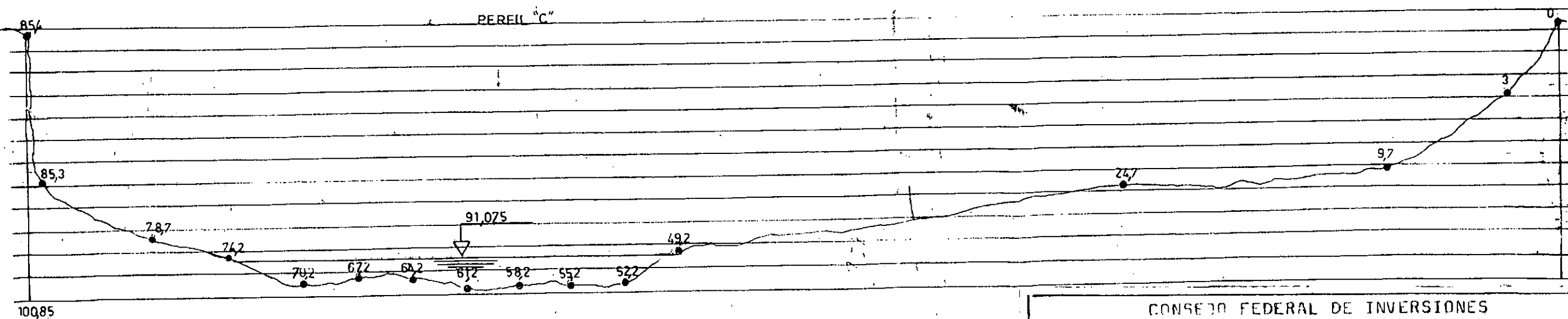
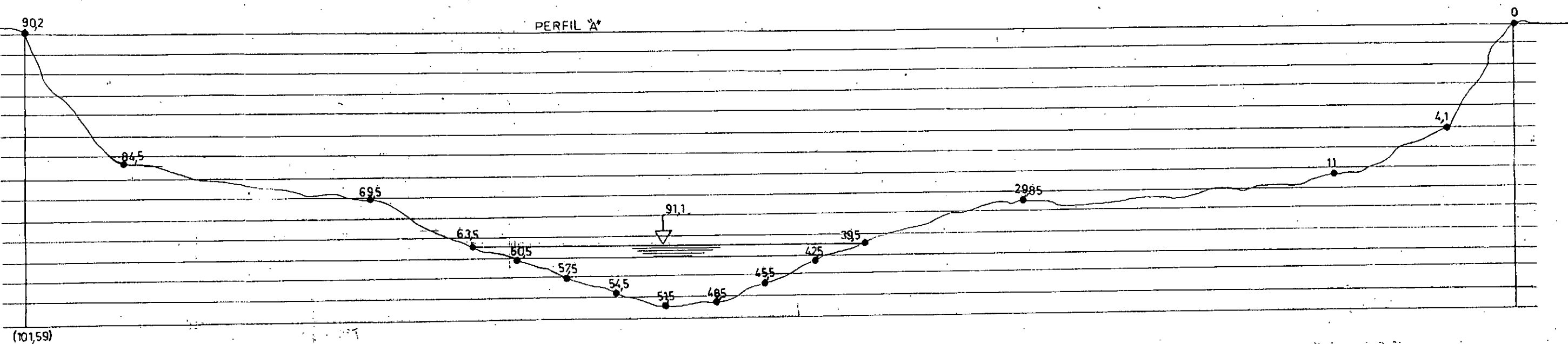
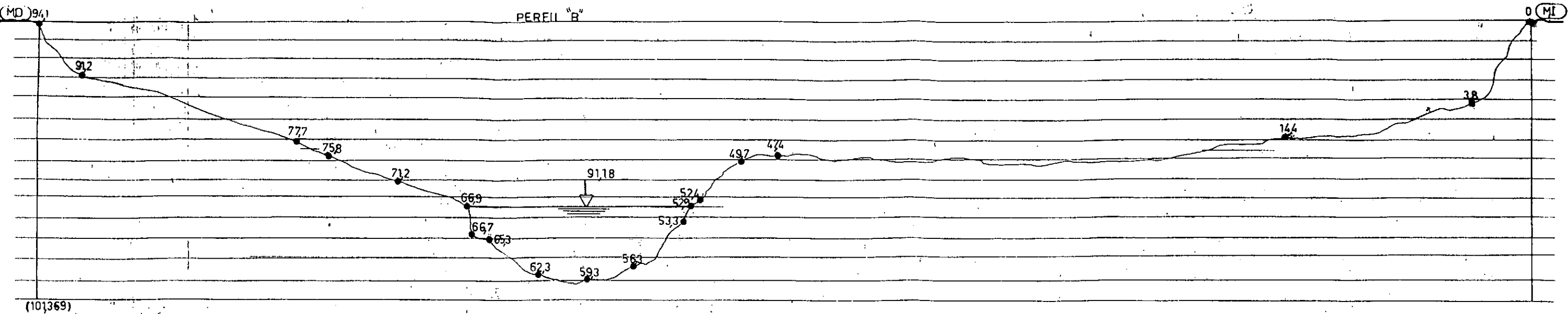
ESCALA 1:100



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H.Arancibia	PLANO DE UBICACION DE ALTERNATIVAS DE PRESA DE CIERRE	
FECHA: Octubre 1991	AREA:Sistema Figueroa PROV:Santiago del Estero	plano nº7



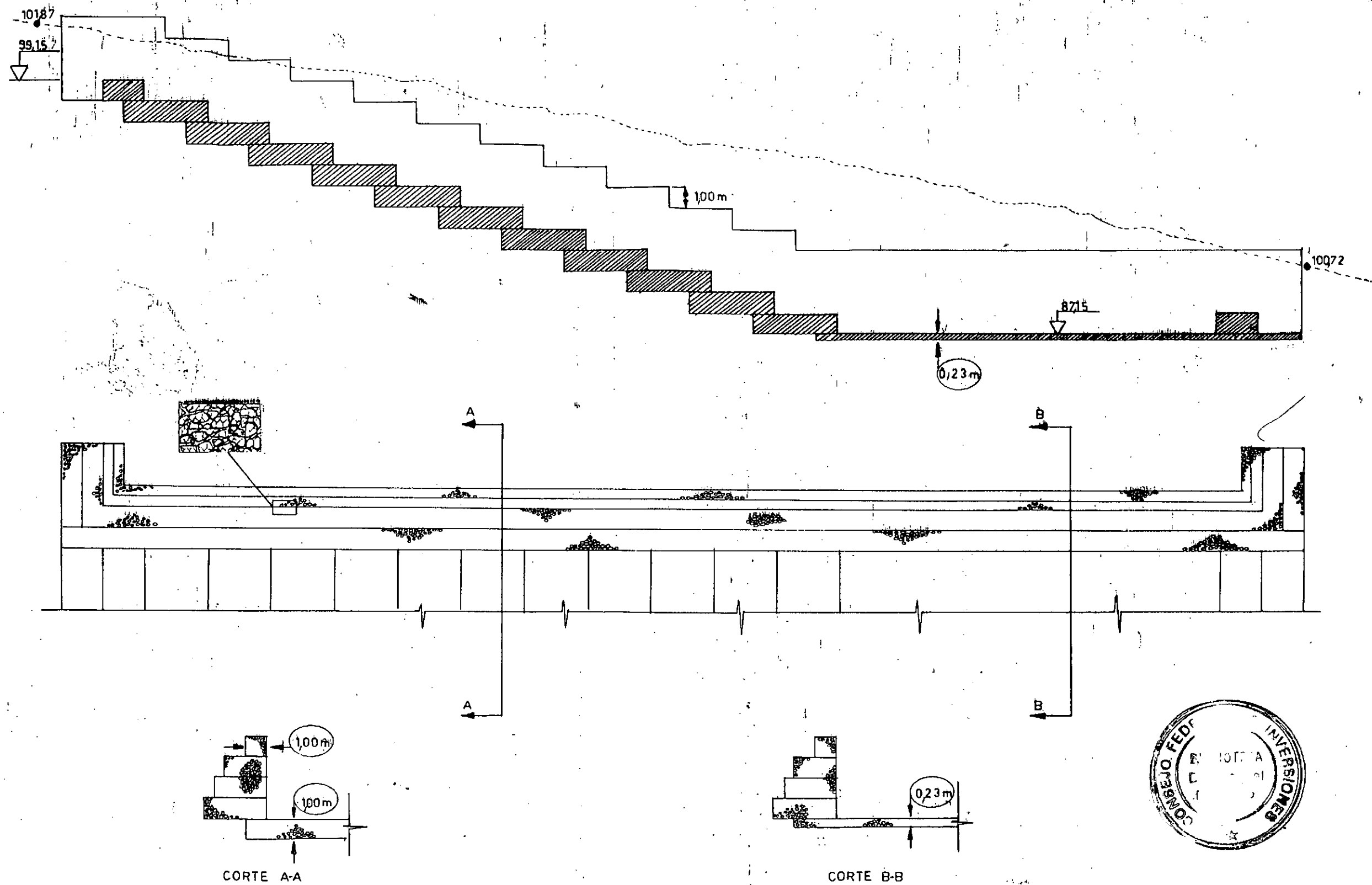
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H.Arancibia	PRESA DARSENA PLANIMETRIA GENERAL	PLANO Nº8
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema Figueroa PROV: Santiago del Estero	



ESCALA 1:200

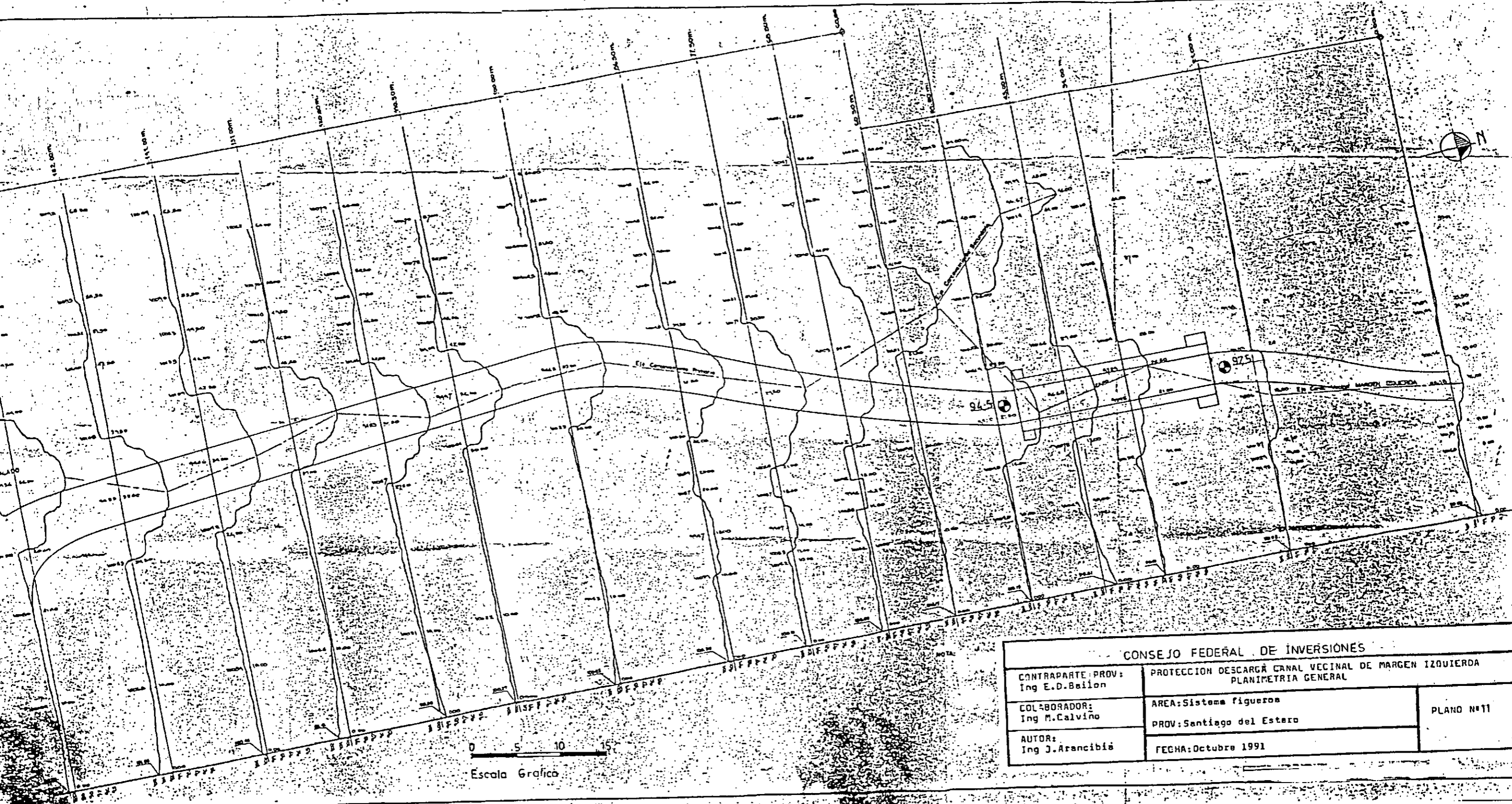
NOTA: Ubicacion perfiles en plano N°8

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H. Arancibia	PERFILES TOPOBATRIMÉTRICOS EN LA DARSENA.	PLANO N°9
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema Figueroa PROV: Santiago del Estero	

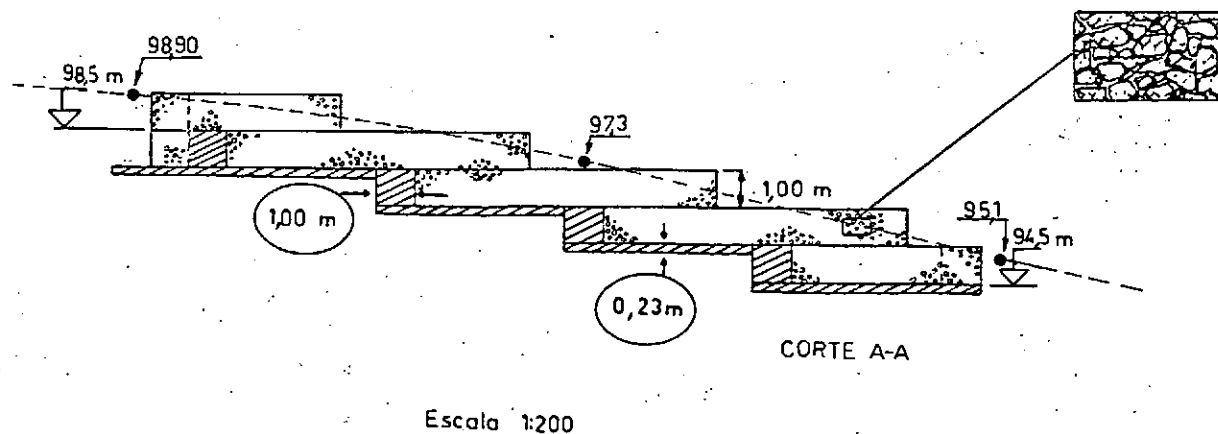
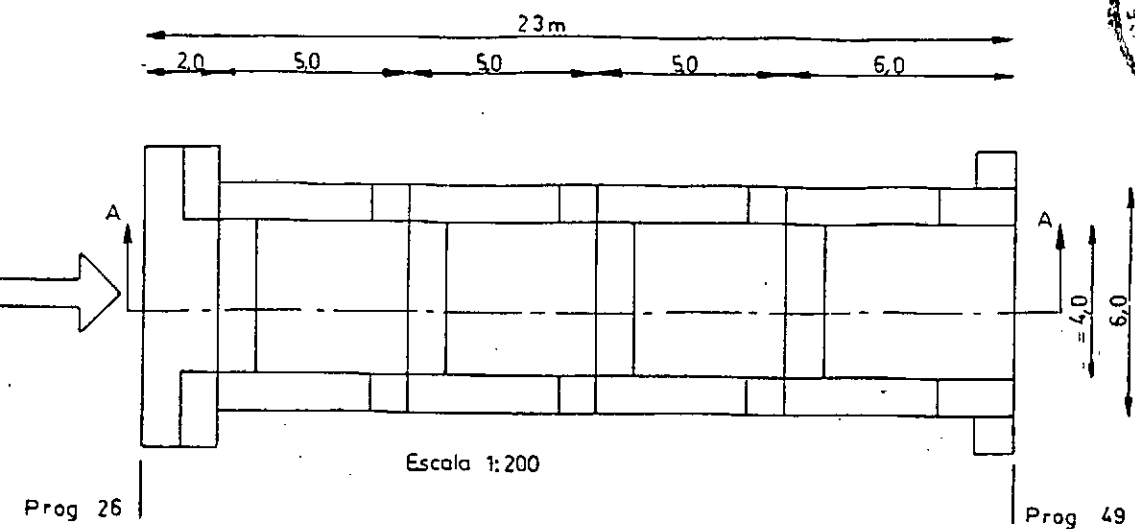
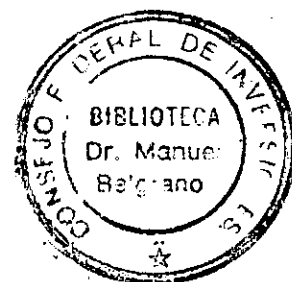


ESCALA 1:200

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H. Arancibia	CANAL ALIVIADOR DE PRESA DARSENA PLANTA Y CORTE	PLANO N°10
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema Figueras PROV: Santiago del Estero	



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
CONTRAPARTE: PROV: Ing E.D. Bailon	PROTECCION DESCARGA CANAL VECINAL DE MARGEN IZQUIERDA PLANIMETRIA GENERAL	
COLABORADOR: Ing M. Calvino	AREA: Sistema figueras	PLANO N°11
AUTOR: Ing J. Arancibia	PROV: Santiago del Estero	
	FECHA: Octubre 1991	



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
AUTOR: Ing J.H. Arancibia	PROTECCION DESCARGA CANAL VECINAL DE MARGEN IZQUIERDA PLANTA Y CORTE	
FECHA: Octubre 1991	AREA: Sistema Figueras PROV: Santiago del Estero	PLANO N° 12