

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA
DE BUENOS AIRES

LA SOLUCION
DEL
PROBLEMA DE LOS DESAGÜES E INUNDACIONES
EN LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

CONTRIBUCIÓN PRESENTADA
AL SEÑOR MINISTRO DE OBRAS PÚBLICAS
DR. EDUARDO ARANA

POR EL

Ingeniero **CARLOS POSADAS**
Miembro de la Dirección de Desagües
y profesor titular
de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
de la Universidad de Buenos Aires

PUBLICACIÓN OFICIAL

LA PLATA
TALLER DE IMPRESIONES OFICIALES

1933

Mg-
-3135

627.5.221.2

1. Inmóviles Control
Buenos Aires

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA
DE BUENOS AIRES

LA SOLUCION
DEL
PROBLEMA DE LOS DESAGÜES E INUNDACIONES
EN LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

CONTRIBUCIÓN PRESENTADA
AL SEÑOR MINISTRO DE OBRAS PÚBLICAS
DR. EDUARDO ARANA

POR EL

Ingeniero CARLOS POSADAS

Miembro de la Dirección de Desagües
y profesor titular
de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
de la Universidad de Buenos Aires

PUBLICACIÓN OFICIAL

M. O. -

LA PLATA
TALLER DE IMPRESIONES OFICIALES

1933

**BIBLIOTECA PUBLICA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA**

DONACION
INVENTARIO 4852 / 150
FECHA 11-5-78

PREFACIO

La provincia de Buenos Aires tiene su problema fundamental por resolver, problema que hace más de medio siglo se discute y que pronto será centenario, si no se decide a emprenderlo sin demoras ni vacilaciones.

Me refiero al flagelo de las inundaciones que afecta a casi la tercera parte de la Provincia, de tierras feracísimas, las cuales una vez libradas de esa tara, serían por lo menos iguales a las de la parte norte o sud de la Provincia.

Los beneficios solo en valorización de la citada zona obtenida la liberación de ese inconveniente, importaría centenares y tal vez millares de millones de pesos, solo por aquel concepto aparte de la mayor población, mayor comercio, incremento de rentas fiscales, etc.

En la presente publicación se hace una crítica general de las soluciones propuestas y posibles, bajo el punto de vista de su idea fundamental, y se indica igualmente la solución que a mi juicio, conviene adoptar.

Una serie de afirmaciones a modo de premisas, probadas con suficiente acopio de datos y verificaciones, constituyen el esqueleto o armazón de esta publicación, base sobre la cual reposa todo el presente estudio; son las siguientes:

a) Hay suficiente capacidad en toda la zona inundable de la Provincia, para almacenar 300 mm. de lluvia antes de que los emisarios aumenten desconsideradamente de caudal.

Esta afirmación es de trascendental importancia por las siguientes razones:

1. Porque elimina como solución todo plan que se base en substraer el efecto del agua de una zona más alta, sobre otra más baja.

Efectivamente, al almacenarse 300 mm. en bajos de 0.60 m. de profundidad, como media, resulta inundado el 50 % del terreno y si en una inundación se cubre el 60 o 70 % (figura 17), solo se podrá reducir a lo sumo en un 20 % la inundación, su-

poniendo que la lluvia determinante de ésta, ocurriese solo aguas arriba de las obras destinadas a anular el efecto de las aguas de la parte más alta, quedando en cambio la parte más perjudicial, la inundación permanente y la saturación de la tierra y amortiguando la inundación rápida que es muchas veces beneficiosa y fertilizante (página 230).

2. Porque existiendo esta capacidad, se pueden almacenar sin gasto alguno de embalses, etc., en los 116.404 km². que beneficia este plan 34912 Hm³. que es 31.4 veces mayor que los 1112 Hm³. que almacena el plan Duclout, (página 33), el que almacena más y a un costo de centenares de millones. De modo que lejos de constituir una aceleración el plan que propongo, consigue la retención del escurrimiento al volver utilizables los cañadones de la zona inundable, regenerando su capacidad por un desagüe lento.

b.) Que es fundamentalmente errónea la teoría de que las inundaciones se producen debido al agua que vierte la parte alta, entendiéndose por tal la zona situada al S. del Colector de Duclout (figura 12) o las sierras y que suprimidas dichas aguas, se evitan las inundaciones.

Por las consideraciones que preceden, se ve que solo se llegaría a disminuir en un 20 % como máximo y la parte menos perjudicial, sino en ciertos casos beneficiosa.

Que tal afirmación es errónea se comprueba por las siguientes razones:

1. Que no ha habido derrame considerable de la zona alta hacia la baja en ninguna inundación general habida desde el año 1854 hasta la fecha.

Solo en la parcial de julio de 1919, la zona alta del Valli-manca y Las Flores tuvo considerable derrame, e influyó visiblemente en la inundación de la parte baja.

Efectivamente, dicen los ingenieros Lavalle y Mé dici en la página 7 de su informe manuscrito original: «Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las informaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884, fueron producidas más bien por las lluvias del norte y oeste, que por las del sur, de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y Las Flores».

Esta verdad se verificó también en las inundaciones de 1883 y hay numerosos testigos presenciales de las de 1900 que también lo pueden atestiguar.

Ya para el año 1913 estuvo construido el canal N° 9, cuyo efecto es captar las aguas de las cuencas de los canales 9 y 11 y desviarlas hacia el mar. Como este canal tiene reducida capacidad, menos de 250 m³/s., el caudal que lleve el mismo, o las roturas que experimente, nos darán un indicio sobre el derrame de la zona al S. del mismo hasta las sierras.

Igualmente nos servirán las variaciones del nivel de las aguas del Saladillo en Del Carril.

Respecto a las inundaciones de agosto de 1913 basta hacer notar que por las brechas abiertas en el canal 9, que como se dijo capta las aguas de la cuenca de los canales 9 y 11, figuras 1 y 2, solo pasarían 300 m³/s. (página 113) y que esta misma cuenca vertió en agosto de 1922, con solo una lluvia de 63 mm., aproximadamente 1400 m³/s., calculado con un 75 % de escurrimiento. (Página 355).

Esto demuestra que el escurrimiento de la zona alta que existió sin duda en esta inundación de agosto de 1913, debió ser muy inferior al 75 %.

En las inundaciones de mayo de 1914, causadas por las lluvias de abril, la zona alta no vertió una hebra de agua a la baja (figura 63).

Igual cosa podemos afirmar de las inundaciones de 1915 (página 137).

En cuanto a las inundaciones de julio de 1919, si, tuvieron influencia preponderante las aguas de la parte alta, más no se crea que con desviarlas o represarlas se hubiese solucionado el problema. Solo se habría conseguido aliviar la zona baja, a costa de mayores perjuicios en la zona alta.

Tenemos pues en síntesis que desde el año 1854, hasta el año 1933, es decir, en 79 años, una sola vez hubiesen sido útiles tales obras para aliviar la zona baja y a costa de producir mayores perjuicios en la zona alta. Se hubiera pues, agravado el problema.

2. Que aún suponiendo un derrame del 75 % de la lluvia caída en la parte alta en setiembre de 1900 (figura 39), por ejemplo, esta lluvia no pudo causar la inundación de la zona baja en un 60 o 70 % (figura 17), sino que la inundación no podría haber excedido del 16.8 % en bajos de 0.50 m. de profundidad (página 27).

Si toda el agua de la zona alta no puede inundar la baja en la proporción del 70 %, menos aun pueden hacerlo las sierras.

pues no pudieron cubrir con el agua vertida más del 4.3 % en agosto de 1913, año que registra la máxima lluvia en esa región, en bajos de 1 metro de profundidad (página 36).

La causa de que sea la zona baja la que ha proporcionado los mayores derrames, no es como a primera vista pareciera, que la capacidad de la zona alta sea mayor. Es sensiblemente igual o ligeramente menor.

Las tres causas de este fenómeno son las siguientes:

1. Llueve más en las inmediaciones del Salado que cerca de las Sierras. (Véase Normales Anuales de Lluvia, fig. 30 a).

2. La napa freática se encuentra a mayor profundidad en la zona alta que en las proximidades del Salado, como lo prueba la diversa proporción de lagunas en ambas zonas y en consecuencia, el colmado de los bajos es menos frecuente.

3. El escurrimiento gradual, tanto superficial como subterráneo hacia el cauce del Salado, provoca el colmado en las márgenes del Salado, condición indispensable para que se produzcan sensibles derrames.

Las estadísticas me dan la razón. Desde 1854 hasta la fecha, solo en la avenida de julio de 1919 tuvo influencia preponderante, el derrame de la zona alta como se dijo.

c) Han sido erróneos los caudales citados para el Salado en septiembre de 1913 y en julio de 1919. Este punto tiene capital importancia por la influencia que ha ejercido en la estimación del derrame de las cuencas.

Tenía mis fundadas dudas, sobre el caudal dado para Guerrero, el 25 de septiembre de 1913, de 1400 metros cúbicos como máximo, por la Dirección de Desagües.

Estaba en la creencia de que dicho caudal era el resultado de un aforo y me enteré luego que se había obtenido prolongando la curva de los gastos (figura 40).

Tal procedimiento, aproximado sin duda y bien ejecutado debió conducir a la Dirección de Desagües a estimar un caudal vecino de 3565 metros cúbicos en vez de 1400 metros cúbicos (página 91).

Ante tal diferencia, recurrí a los archivos del Ferrocarril Sud y la Empresa, con toda gentileza, me proporcionó cuanto detalle solicité, incluso planos oficiales, etcétera, todo lo cual adjunto en esta publicación, con indicación de las alturas de las aguas para esas inundaciones.

Aplicando luego los procedimientos de cálculo convenidos con la Dirección General de Ferrocarriles, llego, para los siguientes puentes, a los caudales que se especifican (página 90):

Puente Ernestina	943	metros cúbicos	
Puente Roque Pérez	1300,4	»	»
Puente Gorchs	2991,3	»	»
Puente Villanueva	4396	»	»
Puente Guerrero	4561	»	»

Igualmente llamaba mi atención el hecho de que el Vallimanca vertiese en Del Carril 1534 metros cúbicos (página 177), y acusase en Guerrero un caudal de 1400 metros cúbicos (página 172), es decir, que casi no disminuyó su caudal, cuando enormes volúmenes habían sido almacenados en las lagunas en comunicación con el Salado. Tampoco se mencionaba el caudal que necesariamente aportó de Las Flores, que tuvo enorme crecida en esa ocasión.

Obtuve igualmente de la Empresa del Ferrocarril Sud los datos pertinentes a los niveles de agua, los cuales me permitieron calcular los caudales en los puentes del Salado, para las inundaciones de 1919, (Pág. 169 y siguientes), llegando a los siguientes resultados:

Puente de Gorchs	3082	metros cúbicos	
Puente Villanueva	2874	»	»
Puente Guerrero	1400	»	»

Esto demuestra la influencia que tuvo el arroyo Las Flores en esa crecida y la constatación de estos caudales nos conduce a la verificación de un método para calcular los derrames posible de la zona alta, llegándose a derrames que ni siquiera han sospechado, los que han ideado gobernar a los mismos, con objeto de evitar las inundaciones de la zona baja.

d) Que el derrame de la zona Sur del Colector de Duclout, no se haya producido en grandes proporciones, no quiere decir imposibilidad de que se produzca, como aconteció con las inundaciones de julio de 1919.

Es necesario confesar que los profesionales, que se han ocupado de esta cuestión, tratando de gobernar las aguas derramadas por la parte alta no han tenido la menor idea de

los caudales que habría tal vez que manejar, por lo cual los presupuestos de tales obras llegarían a montos fantásticos.

Voy a citar un caso solamente. El Ingeniero Duclout, es autor del estudio más científico publicado hasta la fecha y que conjuntamente con el de Lavalle y Médici, constituyen a mi modo de ver, los dos mejores trabajos al respecto.

Dice textualmente el Ingeniero Duclout hablando del Colector por él proyectado para el derrame de una tormenta tal como la del 18 al 23 de agosto de 1913, que él toma como máxima:

«El escurrimiento medio de aquel canal hubiera sido de 1500 metros cúbicos durante varios días...».

Ahora bien, el promedio de 10 procedimientos de cálculo me da para el derrame de la cuenca del Colector un máximo posible 34.378 metros cúbicos. (Página 401).

De estos diez procedimientos, tres son deducidos de observaciones de caudales en la parte Norte de la Provincia y en la cuenca del Salado y uno de estos métodos, una modificación del método Racional de Chamier tiene 14 verificaciones (página 317) y no es de pensar que al dar 31.700 metros cúbicos para este derrame, de cifras absurdas. Los otros siete procedimientos restantes son los más universalmente aplicados y conocidos y han sido citados por Kuichling, Fuller y otros en sus investigaciones.

Por otra parte, dos ejemplos simples probarán la exigüidad de derrame atribuido a esa cuenca.

En las lluvias de agosto de 1913, fué observado en Guerrero un caudal de 4561 metros cúbicos, según cálculos basados en observaciones del Ferrocarril Sud. Derrame proveniente de los 36.000 kilómetros cuadrados de cuenca adyacente al Salado (página 113), y en la cual ocurrió una precipitación de más o menos 100 milímetros (figura 45). Dicha precipitación pudo ser doblada, con lo cual el Salado podría haber vertido un caudal algo así como 12.900 metros cúbicos. (Página 114). Si pensamos que la cuenca del Colector tiene aproximadamente doble pendiente y doble extensión que la zona adyacente al Salado, llegamos fácilmente a la conclusión, que el emisario que desaguase dicha cuenca, puede conducir decenas de miles de metros cúbicos como caudal.

Conviene por fin recordar que el Río Matanza ha vertido el 23 de Septiembre del año 1884, por el puente del F. C. S. solamente, 1458 m³|s. y en total 5475 m³|s., pasando por sobre las vías del F. C. S. en una extensión de 6 km. (Pág. 386); no baja de sierras y su cuenca mide 2031 km².

El otro ejemplo lo tenemos con las lluvias de julio de 1919, las cuales originaron los siguientes caudales para las cuencas del Vallimanca y Las Flores:

Colector (Pág. 333)	4845	metros	cúbicos
Gorchs	3082	»	»
Villanueva	2874	»	»
Guerrero	1400	»	»

Si una tormenta tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915 hubiese caído en la cuenca del Colector, solo Las Flores y Vallimanca hubiesen vertido 13.710 metros cúbicos y el resto de la cuenca lo que queda hasta completar los 31.700 metros cúbicos que nos da el método de Chamier citado.

Estos derrames que deben considerarse como excepcionales, pero no imposibles, parecen no haberse producido desde el año 1854 hasta la fecha, más los que han ocurrido han sido suficientes para arrasar con las obras proyectadas o construídas para gobernar dichos derrames.

Veamos por ejemplo el Colector proyectado con sección de terraplén de 4 metros 70 cent. de altura en el origen y 2 metros 70 cent. en el extremo (figuras 14 y 15), y con cuyas dimensiones se han calculado los cómputos métricos.

Dicho desviador dada su sección en el origen no tiene capacidad para más de 3.000 m³|s. (figura 141) y cuanto menos tendrá en la sección asignada en su extremidad, de modo que esta lluvia de julio de 1919 que originó un caudal aproximado de 4845 m³ solo para las cuencas del Vallimanca y Las Flores, hubiese arrasado con la obra.

Otro ejemplo lo tenemos con las obras actuales. El canal N^o 9 capta las aguas de una cuenca designada como cuenca de los canales 9 y 11 y su capacidad es inferior a 250 m³|s.

Con la insignificante lluvia de 62.9 mm. acaecida los días 15 y 16 de agosto de 1922, se produjo un derrame aproximado de 1400 m³|s. y en consecuencia la rotura del canal 9 en 2 partes. Se comprende también que en conjunto los canales 9, 1, 2, 5, destinados a conducir endicados los derrames de la zona alta y que tienen una capacidad inferior a 600 m³|s., no podían

conseguir el objetivo propuesto por falta de capacidad y el plan actual ha producido sus beneficios, no porque hubiese logrado su fin principal, sino porque provocó el drenaje que es un beneficio inmensamente mayor que el haber logrado el anterior, que hubiese pasado inadvertido.

Demás está decir que para gobernar los caudales, no los posibles, sino los producidos como derrames de la zona alta, las obras requeridas costarían centenares de millones de pesos y el beneficio producido hubiera sido casi imperceptible.

e) Probadas estas premisas la solución se presenta con toda claridad. Utilizar la enorme capacidad de la cuenca en su acción reguladora impidiendo con un drenaje que sea anulada.

Debemos imitar a la naturaleza. Las inundaciones se han producido todas de mayo a octubre inclusive, es decir, en el semestre que designo como de invierno, cuando llueve menos y la evaporación es mínima (figuras 30 y 31) y no se registran en el semestre de verano, es decir, de noviembre a abril inclusive, cuando llueve más y las tormentas son más violentas.

No hay otra explicación que la acción de la mayor evaporación en el semestre de verano, — en su efecto regenerador de la capacidad de las depresiones del suelo, efecto que se logra con un drenaje supletorio.

Podemos pues esperar con el plan que propongo, reducir las inundaciones generales a la categoría de inundaciones de verano que nadie ha mencionado hasta la fecha por sus insignificantes perjuicios, (página 554).

Los beneficios que derivarían de lograr ese objetivo, serían enormes y a él están ligados los ferrocarriles que cruzan la Provincia.

Acabamos de ver que se ha tenido una idea mezquina de los derrames posibles de las cuencas en la Provincia y con arreglo a este criterio han calculado los ferrocarriles sus obras de arte.

Por ejemplo el puente en Guerrero del F. C. S., tiene una capacidad según mis cálculos, con un remanso de 0.15 metros de 2545 m³/s. y vemos que son posibles caudales 5 veces mayores y en cambio si se lleva a cabo el plan que propongo creo posible mantener el Salado debajo de 700 m³/s.

Sería tamaña injusticia tratar a los ferrocarriles con severidad, obligando a invertir sendos millones en ampliar sus obras de arte, no sólo en las actuales precarias condiciones de sus finanzas, sino aún en estado floreciente de las mismas, teniendo en cuenta lo que les debe el país, de cuyo engrandecimiento son ellos, la causa principal.

f) Se adjuntan igualmente las isohietas de todas las tormentas importantes ocurridas desde el año 1900 hasta la fecha, con sus precipitaciones en cada cuenca y las variaciones del nivel de las aguas que originaron en los cursos de agua, trabajo laborioso y fundamental, que no había sido ejecutado hasta la fecha.

Los cálculos que se acompañan han sido hechos en su mayor parte, con la regla de cálculo, no requiriendo mayor aproximación en un estudio y crítica general, ideado con el fin de orientar opiniones y desechar soluciones imposibles, propuestas.

Un trabajo de utilidad pública como el presente, en donde se aventuran opiniones, necesita fundarse en algo más que en convicciones propias, para que tenga fuerza convincente en alguna medida y preciso es reconocerlo, los ensayos que me han precedido, algunos de indiscutible valor, han pecado en general por el deficiente estudio de su parte meteorológica.

Se desconoce en general la obra meritoria de la Oficina Meteorológica, no sólo por el público, sino por los profesionales. A ella he recurrido y es en donde he obtenido el enorme caudal de datos que se acompañan en la presente publicación y que fundan el escaso mérito que pudiera tener.

Jefe de dicha repartición es el ingeniero Alfredo Galmarini, profesional de relevantes condiciones, estudioso y trabajador incansable, a quien no titubeo en darle el título de sabio y una de nuestras mejores esperanzas de la juventud estudiosa.

Tanto más meritorio es este profesional, cuanto que se dedica a una ciencia, que casi podríamos considerarla como abstracta, bajo el punto de vista comercial.

Con esta ciencia no se puede lucrar y solo el amor al estudio, induce a tales sacrificios. Durante el largo tiempo que lo he tratado he buscado en vano cuál sería su defecto capital y al fin lo he encontrado y grande; su excesiva modestia.

Jefe de tales condiciones, no está solo en sus tareas; tiene profesionales igualmente dignos, estudiosos y dedicados por completo a sus tareas que lo secundan.

Sería ingrato si no mencionase los nombres de los profesionales Barrancos, Ceppi, Dupeyron, Marchetti, Yguain, Riggi, O'Dwyer, Raffo, Hessling, Mossmann, Capelletti, Holm, etc. etc., a quienes debo numerosas atenciones y el caudal de datos que acompaño.

Es bueno de paso hacer conocer algunas de las múltiples actividades de esa repartición y la gran trascendencia de sus estudios y observaciones.

Múltiples son las actividades que desarrolla la Dirección de Meteorología, Geofísica e Hidrología del Ministerio de Agricultura de la Nación e igualmente importantes y diversos son los beneficios de todo orden que rinde al público en general.

Este Instituto, al igual que sus similares de los demás países, va adquiriendo día a día mayor importancia y está llamado a ser por imperio de las circunstancias, el eje regulador de todas las actividades humanas, pues ellas, directa o indirectamente, y, en mayor o menor grado, están influenciadas por la ininterrumpida variación de los elementos atmosféricos.

En nuestro país, en especial, es, tal vez, donde con mayor peso gravita la necesidad de una acción amplia e intensa en ese sentido, dado que las industrias madres, agricultura y ganadería, fuentes principales de nuestra riqueza, son actividades afectadas en sumo grado por las variaciones de la lluvia, la temperatura, la humedad y la nubosidad.

Agréguese a esto la circunstancia de poseer dilatadas llanuras propias para el desarrollo del vuelo mecánico y nuestro régimen pluvio-nivométrico, productor de las reservas de nuestros grandes sistemas hidrológicos y se tendrá una idea de la necesidad de que impere en el país una meteorología científica y perfectamente orientada y dotada de todos los elementos necesarios para llenar las altas finalidades que le incumben.

El campo eficaz de un servicio meteorológico no se reduce al de los territorios, limitados por fronteras políticas, sino que, como una característica principal de las ciencias que la cultiva, su acción es también de carácter internacional.

En la Dirección de Meteorología, Geofísica e Hidrología, el público encuentra la estadística climatológica de todos los valores registrados por más de 140 estaciones y observatorios, distribuidos por el interior del país, datos geofísicos de distinta naturaleza y datos hidrológicos, y en especial, pluviométricos de 2600 estaciones.

Diariamente emite sus boletines con el «Pronóstico del Tiempo» para las distintas zonas del país y para la navegación y gran cantidad de personas solicitan esta información, en especial las vísperas de fiesta.

La información climatológica es continuamente solicitada por todas las oficinas estadísticas del país, Bancos, Instituciones Comerciales, Agricultores, Ingenieros, Médicos, Agrónomos, etc.

La misma sirve para peritajes judiciales y, en tal sentido, son muy numerosos los pedidos de esta naturaleza que despacha diariamente dicho servicio.

Son de su dominio, también, la investigación y exploración sistemática de las altas capas de la atmósfera y sus datos son de inapreciable valor y constituyen el fundamento de la seguridad y eficiencia de la aeronavegación.

En el caso del vuelo del ex Presidente de la Nación, Teniente General Uriburu a Salta, así como el del Príncipe de Gales y muchos otros más, el servicio de protección Meteorológica a la Aeronavegación ha demostrado su eficiencia, por cuanto, en tales circunstancias, dichos raids se han verificado en condiciones desfavorables de tiempo y solo la valiosa ayuda meteorológica prestada por esa Repartición, ha contribuido grandemente a la regularidad y posibilidad de los raids.

Estos primeros éxitos han conducido a que se establezca definitivamente entre nosotros el servicio de protección a las rutas aéreas comerciales, desde que no se concibe un desarrollo orgánico de la aviación sin su servicio meteorológico correspondiente.

Los datos meteorológicos de nuestro territorio son de gran importancia y especialmente tenidos en cuenta por lejanos países para la solución de interesantes problemas. Así pues Japón utiliza los datos meteorológicos de Buenos Aires y Córdoba, para formular pronósticos estacionales de rendimiento de sus cosechas de arroz. Por otra parte la India,

solicita periódicamente los mismos datos que, traducidos a ecuaciones matemáticas, resuelven el problema de la predicción estacional de los monzones.

En los dos casos anteriores, y en otros muchos más, que sería largo de enumerar, la utilización de tales datos para los problemas mencionados está basada en la acción recíproca de los centros de acción de la atmósfera y utilizados para las investigaciones de estadística matemática fundadas en las relaciones de causa a efecto.

En la misma forma y por los mismos procedimientos se ha llegado a establecer que la altura de nuestro río Paraná en Rosario puede predecirse en tendencia, con seis meses de anticipación, utilizando los valores meteorológicos de algunos puntos de Australia y Filipinas.

Son estas indiscutiblemente las primeras soluciones de un problema de gran trascendencia e importancia.

En el vasto y complejo campo de la geofísica, la Repartición citada proporciona a los Ingenieros, Geógrafos, Marinos, Aviadores, etc., los valores magnéticos de toda clase y en especial de las declinaciones, resumidas en las cartas isogónicas, de gran interés para la navegación marítima y aérea.

Tiene a su cargo también estudios de radiación solar y de electricidad atmosférica, indispensables para distintos estudios científicos y la aplicación práctica de los últimos es cada vez más generalizada para estudios climatoterápicos.

Los estudios e investigaciones sismológicas ocupan también un lugar importante y son continuamente solicitados por Ingenieros y Arquitectos que se ocupan en la proyección de obras públicas en las zonas sísmicas.

El estudio de las lluvias y su distribución en superficie, intensidad, cantidad y frecuencia, han sido encarados por la Repartición con especial esmero, teniendo en cuenta que es una de las necesidades primordiales del país, y muy especialmente, para la proyección de nuestras obras hidráulicas.

El servicio pluviométrico puede considerarse eficiente en la actualidad en la parte más poblada y productora, faltando solo extenderlo a las regiones desiertas, lo que se va haciendo paulatinamente, sin embargo, pese a los inconvenientes inherentes a la carencia de medios de transporte y comunicación.

Con los datos obtenidos por la serie ininterrumpida de observaciones del período 1913-27, tomadas en cerca de 1000 estaciones, se han confeccionado mapas, con las normales mensuales, estacionales y anuales, que en breve serán publicados.

Por intermedio de la sección Hidrométrica se observan las fluctuaciones diarias de los ríos y lagos. Los datos de 50 de estas estaciones se reciben telegráficamente y con ellos se prepara la sinopsis de los ríos que se publica y propala diariamente.

En épocas de crecientes, se formulan pronósticos oportunos, los que permiten a los ribereños tomar precauciones y atenuar los efectos perjudiciales de las mismas. Como un ejemplo merece señalarse las que se han hecho para el río Paraná, anunciando con más de 20 días de anticipación la fecha y la altura hidrométrica de la culminación de la onda de creciente en los puertos de su curso inferior.

Se llevan también los registros de los datos diarios de las profundidades de la napa freática en muchas localidades del país y actualmente se ha extendido dicho servicio a todas las estaciones pluviométricas, aunque limitándolo para ellas, a una sola observación mensual.

La repartición tiene un Taller de Instrumental de precisión donde, además de reparar los aparatos en uso, se han proyectado y confeccionado modelos nuevos, ideados en la misma y ensayados con resultados satisfactorios. En dicho Taller se taran instrumentos propios y de otras dependencias oficiales.

Esta contribución y crítica general que ha merecido de la Dirección de Hidráulica, el juicio de ser tal vez, el trabajo más completo sobre el asunto, y los plácemes del señor Ministro de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires, debe todo su mérito en primer término a los informes que he conseguido de la Oficina Meteorológica.

Un plan de desagües, capaz de producir beneficios de centenares de millones de pesos, que no es sin duda una ganancia despreciable, es sin duda interesante.

Llamo la atención de los Poderes Públicos de la Nación, sobre el mezquino presupuesto y la escasa remuneración de que gozan los funcionarios de esta Oficina, dedicados en absoluto a la ciencia, en comparación de la magnificencia con que son

recompensados los puestos administrativos de los Ministerios, con menos especialización y tareas más fáciles. Sería más humano y justiciero invertir estas situaciones y recompensar mejor estos meritorios servidores del Estado.

No quiero terminar estas líneas sin expresar también mi profundo agradecimiento al F. C. S., Empresa a quien debe en gran parte la Provincia su florecimiento, que ha puesto sus archivos a mi disposición, suministrándome una información valiosísima y recibiendo toda clase de atenciones de todos sus funcionarios.

No deja de ser por fin, una satisfacción moral el hecho de que la presente contribución, a la inversa de las que me precedieron, no haya costado absolutamente nada ni al fisco ni al contribuyente y que haya sido estimada meritoria por las autoridades de la Provincia.

LA SOLUCION DEL PROBLEMA DE LOS DESAGÜES E INUNDACIONES EN LA PROV. DE BUENOS AIRES

*Señor Director de la Comisión de Desagües de la Provincia, In-
geniero Carlos Posadas.*

He tenido conocimiento de que la Comisión Asesora, designada por el anterior Gobierno, para expedirse sobre planes de desagües, ha producido su dictamen, el cual ha sido a su vez informado por el ex Director Técnico de la mencionada Comisión de Desagües, impreso conjuntamente con el anterior y dado a la publicidad.

Considerando que los actuales mandatarios de este Estado, se interesan vivamente por la solución de este problema y por todo lo que signifique beneficios para los pobladores y que dicha Comisión Asesora debió funcionar según comunicación del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia a la Dirección de Desagües del 6 de diciembre de 1926, bajo la vigilancia del Director de Hidráulica, con el evidente propósito, según se desprende, de someter a su juicio el respectivo dictamen, para que tuviese la sanción oficial que es de práctica y tenga algún valor, este Ministerio ha resuelto elevar dichos informes a la Dirección de Hidráulica, para que exprese su juicio sobre ambos.

Sabedor también que usted tiene estudios especiales y plan propio de desagües que piensa dar a la publicidad en breve, le solicito quiera presentarlos a este Ministerio a fin de facilitar la tarea y de que sirvan de ilustración en el juicio a emitir por la Dirección de Hidráulica.

Me es también grato hacer llegar a su conocimiento que estimaría en sumo grado se sirviese adjuntar con su plan un estudio crítico detallado del Colector prestigiado por algunos miembros de la Dirección de Desagües; otro igualmente del

plan de la Comisión Asesora y un somero estudio y crítica de los otros procedimientos y medios posibles para solucionar dicho problema.

Saluda al señor Director muy atentamente.

La Plata, 9 de marzo de 1931.

EDUARDO ARANA.

Señor Ministro de Obras Públicas de la provincia de Buenos Aires, doctor Eduardo Arana.

Acuso recibo de su atenta comunicación de fecha 9 de marzo de 1931 y en contestación a ella me es grato manifestarle que adjunto con ella el plan de Desagües a que se refiere el señor Ministro.

Igualmente adjunto la crítica del plan del Colector propiciado por algunos miembros de la Dirección de Desagües y un estudio científico del dictamen de la Comisión Asesora.

Ambos son, a mi juicio, integralmente inaplicables, no reducirían las inundaciones más de un 20 por ciento como máximo y las sumas a desembolsar por los propietarios serían confiscatorias.

El plan que someto a la consideración de S. E. evita todas las inundaciones generales producidas hasta la fecha. Quedarían solamente los desbordes locales producidos en los núcleos de intensas precipitaciones, que no se evitarán con ningún medio, como no se evitan en la ciudad de Buenos Aires, donde hay un desagüe en cada bocacalle.

El plan que someto a la consideración de V. E. se basa en la ley de 4 de octubre de 1910, sobre desagües parciales, sancionada por las Cámaras, cuando el señor Ministro ocupaba el cargo de Vicepresidente del Senado.

Con hacer dicha ley obligatoria para todo el mundo en vez de facultativa como es hoy, obligando a extraer de las propiedades parte del exceso intolerable de agua, se crea una capacidad en las depresiones del terreno, suficiente para almacenar la más grande lluvia y la cual puede ser extraída paulatinamente por la red de canales del proyecto, quedando así lista para almacenar una nueva tormenta. En una palabra, ganando tiempo, los canales pueden tener secciones reducidas y la tasa se vuelve ínfima en relación a los beneficios.

Hago notar que he tomado para simples excavaciones sin transportes un precio exagerado, con toda intención, más alto que el de todos los planes esbozados hasta el presente, pesos 1,00 el metro cúbico y sólo llego a un gravamen de pesos 6.90 la hectárea, y que si el criterio de la Comisión Asesora de valuar el mismo trabajo con transporte a largas distancias y meticulosa ejecución de terraplenes en pesos 0,50 el metro cúbico es aceptable, la tasa impositiva en mi plan puede reducirse a pesos 3,00 la hectárea.

Sólo me toca manifestar al señor Ministro que esta contribución que someto a la consideración de S. E. es absolutamente desinteresada.

Saluda al señor Ministro con la consideración más distinguida.

CARLOS POSADAS.

LA OPINIÓN DE LA DIRECCIÓN DE HIDRÁULICA
SOBRE LA PRECEDENTE PUBLICACIÓN

Consultada la Dirección de Hidráulica, con respecto al mérito de esta publicación para autorizar los gastos de impresión, ésta emitió su juicio en los siguientes términos:

«... cúpleme manifestar que tratándose de una obra que reúne gran cantidad de datos interesantes y siendo, tal vez, la más completa que se haya escrito sobre la materia...».

La Plata, septiembre de 1932.

INGENIERO MARCELINO MATALONI.

LOS PLACEMES DEL SEÑOR MINISTRO DE OBRAS PÚBLICAS
DE LA PROVINCIA DOCTOR EDGARDO J. MÍGUEZ

El Ministro de Obras Públicas de la provincia de Buenos Aires, Edgardo J. Míguez, saluda con su más distinguida consideración al señor Ingeniero Carlos Posadas y se complace en manifestarle que ha recorrido con interés las páginas de su libro sobre desagües del Sur de la Provincia y le felicita por haber producido una obra de tanto mérito y que reúne una valiosa información muy importante para nuestra Provincia.

Con tal motivo aprovecha la oportunidad para reiterarle las seguridades de su mayor consideración y estima.

La Plata, abril 10 de 1933.

INDICE DEL TEXTO

CAPITULO I

	Página
Las inundaciones en la Provincia de Buenos Aires. Generalidades	5
Frecuencia de las inundaciones	8
Perjuicios de las inundaciones	8
Beneficios mediatos	9
La base del plan propuesto	10
Argumentación que es necesaria para demostrar la bondad del plan	10
Lluvias de marzo de 1900	11
Lluvias del año 1915	15
Las otras lluvias de 1915	17
Resto de la cuenca A, B, C, J, U, A, llamada alta del Salado que subtrae el colector	18
Lluvias del mes de abril de 1915	18
Consecuencia	19
Consecuencias	21
El gravamen resulta confiscatorio	21
Consideraciones generales	23
No es la región alta la que produce las inundaciones de la baja	25
El plan que propongo	28
Esbozo general del plan	29
La zona beneficiada	31
Planos de lluvias que se presentan	31
Otros croquis que se adjuntan	33
Conclusiones generales	34
La capacidad de la cuenca	37
Consideraciones sobre el régimen pluviométrico de la zona inundable . .	38
Totales anuales de las lluvias caídas en la zona inundable de la Provincia y en la Capital Federal en milímetros	38
Totales anuales de las lluvias caídas en la Capital Federal en milímetros	48
Promedios de los totales anuales de las lluvias caídas en las localidades de General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Sala- dillo y Bragado	50
Precipitación mensual media en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires. Año normal o medio	53
Semestres de verano e invierno de la zona inundable	54
Las lluvias en la República Argentina y las causas de sus variaciones	55
Conclusiones	60

CAPITULO II

Lluvias más importantes ocurridas en la zona inundable	61
Lluvias de marzo de 1900	61
Lluvias de marzo de 1900. (Planilla)	63
Niveles de aguas bajo los rieles y caudales año 1900	64
Cuenca del río Salado. Lluvias en el mes de mayo de 1900 en milímetros	65
Cuenca del río Salado. Lluvias en el mes de agosto de 1900 en milímetros	66
Cuenca del río Salado. Lluvias en el mes de septiembre de 1900 en milim.	67
Lluvias del mes de mayo del año 1900. (Planilla)	71
Río Salado, Puente Guerrero. Observaciones de alturas de agua. Año 1900	72

	Página
Arroyo Saladillo, Puente del Carril. Observaciones de alturas de aguas. Año 1900	73
Río Salado, Puente Roque Pérez. Observaciones de alturas de aguas. Año 1900	74
Lluvia de agosto de 1900. (Planilla)	75
Lluvia de septiembre de 1900. (Planilla)	76
Septiembre y octubre de 1900	76
Año 1912. Lluvias del 15 y 16 de septiembre de 1912	78
Arroyo Saladillo	79
Arroyo Saladillo, Puente del Carril. Observaciones de alturas de agua. Año 1912	80
Río Salado, Puente Guerrero. Observaciones de alturas de agua. Año 1912	81
Río Salado, Puente Roque Pérez. Observaciones de alturas de agua. Año 1912	82
Año 1913. Lluvias de agosto de 1913	83
Tormentas del 18 al 23 de agosto de 1913. Cuencas y lluvias	83
Arroyo Saladillo, Puente del Carril. Observaciones de alturas de agua. Año 1913	84
Río Salado, Puente Guerrero. Observaciones de alturas de aguas. Año 1913	85
Río Salado, Puente Roque Pérez. Observaciones de alturas de agua. Año 1913	86
El caudal del Salado en Guerrero en septiembre de 1913	87
Si el criterio de la Dirección de Desagües de prolongar la curva de los gastos en Guerrero se acepta como bueno, nunca pudo la Dirección de Desagües afirmar un caudal menor de 3565 m ³ /s, para septiembre de 1913	90
Bases de cálculo, según niveles de las aguas observadas durante las inundaciones. Fórmulas usadas por los ferrocarriles	92
Cálculo de caudal en un puente por la observación del Remanso. (Figura 48)	93
Los caudales en el Salado con los datos del F. C. S.	96
Línea Altamirano. Dolores	96
Línea Altamirano. Las Flores	97
Línea Cañuelas. Las Flores	100
Línea empalme Lobos. Saladillo	103
Línea empalme Lobos. 25 de Mayo	105
Cálculo del caudal teniendo en cuenta la velocidad de llegada del agua	107
Consideraciones sobre los caudales obtenidos para el Salado en la creciente de agosto-septiembre de 1913	107
Una nueva fórmula para calcular el caudal vertido por sobre terraplenes y vías férreas	110
Caudal vertido por sobre las vías en Guerrero	111
Puente de Villanueva	112
Puente de Roque Pérez	112
El caudal posible del Salado	112
Lluvias del mes de mayo de 1913	114
Mayo de 1913. Detalle diario de las lluvias en la cuenca del Salado ..	115
Lluvias del 2 al 8 y del 20 al 29 de mayo de 1913	116
Cuadro comparativo	116
Año 1914	117
Detalle diario de las lluvias. (Planilla)	117
Lluvias del 7 al 29 de abril de 1914	118
El rol del agua de las sierras en esta inundación	120
Altura de las aguas bajo los rieles en el año 1914	121
Inundación de 1914. Brechas en los terraplenes. Canal número 9	122
Año 1915. Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	124
Tormentas de febrero y marzo de 1915. Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	125

	Página
Febrero y marzo de 1915. (Planilla)	126
Arroyo Saladillo, Puente del Carril. Observaciones de alturas de aguas Año 1915	127
Inundación del año 1915. Brechas en las líneas del F. C. S. Cuenca del Vallimanca	129
Antecedentes de un informe general sobre esta creciente. (Privado). Día 4 de marzo de 1915	135
Lluvias del mes de abril de 1915	136
No fué la cuenca sud del Salado la que ocasionó esta inundación	138
Las enseñanzas de las lluvias de 1915	139
Lluvias de abril de 1915. (Planilla)	140
Precipitaciones en el resto de la cuenca alta del Salado	141
Lluvias del 1 al 15 de abril y del 20 al 25 de abril de 1915	141
Las otras lluvias de 1915	144
Resto de la cuenca A, B, C, J, U, A, llamada alta del Salado que subtrae el colector	144
Lluvias del mes de abril de 1915	145
Año 1919	146
Lluvias del 6 al 22 de abril de 1919	146
Precipitación de la lluvia de abril y julio	146
Detalle diario de las lluvias de abril de 1919 en las cuencas del Vallimanca y Las Flores	147
Lluvias del 9 al 10 de junio de 1919	148
Cuencas y lluvias. (Planilla)	148
Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919	149
Destrozos en las vías del F. C. S. según informe oficial 1919. (Figura 77)	150
Inundaciones. Julio de 1919	152
El caudal vertido por las cuencas del Vallimanca y Las Flores, Tapalqué, de acuerdo a datos del F. C. S.	168
Línea Cañuelas-Las Flores. Cruce de la vía del F. C. S. con el río Salado cerca de la estación Gorchs. Crecientes del 20 de julio de 1919	169
Línea Altamirano-Las Flores	170
El caudal en Guerrero	171
La influencia del tronco superior del Salado	173
Río Salado. (Planilla)	173
Puente de Del Carril. Observaciones de alturas de agua	174
El cálculo del caudal del Saladillo en Del Carril en julio de 1919 según el F. C. S.	175
Cálculo del caudal en Del Carril por la fórmula	176
El caudal total	177
Río Salado, Puente Guerrero. Observaciones de alturas de agua. Año 1919. (Planilla)	178
Año 1922. Lluvias del 15 al 16 de agosto 1922	179
Lluvias de agosto de 1922. (Planilla)	180
Año 1922. Río Saladillo, Puente Del Carril	181
Río Salado	181
Año 1926. Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	183
Año 1926. Río Salado, Ernestina, Nivel normal a 4 metros bajo los rieles	183
Río Saladillo, Del Carril. Nivel normal a 4 metros bajo los rieles	184
Informes del F. C. S. (Planilla)	184
Observaciones	186
Salado en Guerrero. (Planilla)	186
Alturas de las aguas en Guerrero, Río Salado	187
Alturas de las aguas en Gorchs y Villanueva para marzo y abril de 1926	188
Tormenta de los días 15 y 16 de marzo de 1926	189
Tormenta de los días 21 y 22 de marzo de 1926	189
Tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926. Lluvias del 26, 27 y 28 de marzo de 1926	190

	Página
Inundaciones de agosto de 1926 en Dolores	191
Lluvias del 3 al 16 de agosto de 1926	191
Tormentas del 3 al 16 de agosto de 1926, en la zona inundable de la Provincia	192
Cuadro comparativo de las diversas tormentas en las cuencas de los canales 9 y 11	195
Año 1928. Lluvia del 21 al 23 de abril de 1928	196
Cuencas y lluvias. (Planilla)	197
Consideraciones sobre estas lluvias	197
Tormenta del 21 al 23 de abril de 1928. (Planilla)	198
Inundaciones de los años 1854, 1877, 1883 y 1884. Influencia del tronco superior del Salado en las crecientes del mismo para estas inundaciones e influencia que hubiese tenido el colector o sea la desviación, el represamiento, o sea la retención para aliviar el Salado	202
Inundación del año 1883	203
Inundación del año 1884	204

CAPITULO III

La influencia que tendría sobre el régimen del Salado la desviación, retención o conducción indicada, de las aguas de la región que se ha dado en llamar alta y causante de las inundaciones, desde el año 1900. El efecto del colector sobre el régimen del Salado, sería casi nulo.	
Lluvias de marzo de 1900	207
Creciente de mayo de 1900	207
Lluvias del mes de agosto de 1900	208
Lluvias de septiembre de 1900	208
Lluvias de agosto de 1913	208
Creciente de 1915	209
Inundaciones de julio de 1919	210
Lluvias del 15 al 22 de agosto de 1922	210
El beneficio del colector	211
La conducción endicada del agua de la parte alta o el embalse de las mismas o endicamiento de los arroyos, no puede ser tampoco solución	
Los perjuicios máximos en una inundación general	216
Lo que resulta de perjuicios por comparación con casos similares. Las últimas inundaciones en EE. UU. ocurridas en noviembre de 1927	
Estados afectados por la inundación	219
La colosal inundación de abril de 1927 en el Mississippi	220
La inundación de Francia en febrero de 1930	220
Conclusiones	220

CAPITULO IV

La cantidad de agua a extraer para evitar inundaciones	231
Cálculo de la evaporación de la zona inundable. Cantidad media o normal, según el ingeniero Galmarini	231
Cálculo del desagüe basado en la evaporación	234
El drenaje basado en el año normal	237
Ferrocarril de Buenos Aires al Pacífico. Nivel del agua bajo la vía en varias estaciones entre Buenos Aires y Justo Daract	239
Conclusión	240
El escurrimiento o derrame en la zona inundable de la Provincia	241
Diagrama de la relación de la precipitación con el derrame	242
La infiltración o escurrimiento subterráneo	243
Año 1922. (Planilla)	245
Año 1926. (Planilla)	246

	Página
Año 1927. (Planilla)	247
Valor del escurrimiento subterráneo	248
Aplicación al año 1900	249
Año 1900 (Planilla)	250
Profundidad media del agua en las depresiones	253
Año 1913	254
Año 1913 (Planilla)	255
Año 1914	256
Año 1914 (Planilla)	257
Inundaciones de la cuenca del Vallimanca. Año 1919	258
Año 1919. Cuenca del Vallimanca (Planilla)	259
Observación fundamental	261
Conclusión	262
La estimación de pérdidas por evaporación y sobre todo por filtración, adoptadas no son exageradas	262
Las consecuencias que sacamos del escurrimiento del Salado en el año 1900	263
Año 1913. Diagrama del gasto en Guerrero	266
Año 1914. Diagrama del gasto anual en Guerrero	266
Comprobación de las hipótesis adoptadas	267
Conclusiones	270

CAPITULO V

Derrame de la cuenca sud del Salado	271
Medidas propuestas por el F. C. S. para dar paso a través de sus terra- plenas a las aguas que bajan durante las épocas de inundaciones ex- traordinarias	271
Estudio de la zona del arroyo Vallimanca superior a la vía férrea de Bolívar a Recalde	285
Crítica del método del F. C. S. para el cálculo de los caudales de la cuenca del Vallimanca	298
La fórmula del F. C. S. es errónea	299
Verificación de las observaciones sobre la fórmula del F. C. S. El escurri- miento 0.50 adoptado por el F. C. S. es bajo	302
Conclusión	306
El procedimiento de cálculo se presta a objeciones	306
Observaciones al respecto de la fórmula de Manning	310
Lo que resulta de la aplicación de la fórmula empleada por el F. C. S. en la cuenca del Vallimanca. Cuenca del arroyo Las Garzas. Línea Lobos a 25 de Mayo	311
Cuenca del río Samborombón. Aguas arriba en la línea San Vicente- Altamirano	313
El cálculo de los caudales de las cuencas	313
El método de Chamier	314
Arroyo Los Huesos. (Planilla)	319
Arroyo Azul. (Planilla)	319
Arroyos Chapaleofú y San Luis. (Planilla)	320
Arroyos Langueyú y Perdido. (Planilla)	321
Resultados finales. (Planilla)	322
Velocidad, caudal y tiempo de propagación hasta Del Carril	324
Aplicación del procedimiento de Chamier	326
El caudal arrojado por las cuencas del Vallimanca y Las Flores en las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919	328
Cuenca del Tapalqué y Las Flores	329
Consecuencias que se deducen	331
La verdadera extensión de las cuencas	334
La cuenca completa del Vallimanca	336

	Página
Altura de las aguas en Gorchs para los meses de marzo y abril de 1926. Planilla)	337
Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	338
Antecedentes de un informe general sobre esta creciente. (Privado). 4 de marzo de 1915	339
Derrame máximo de la cuenca del colector	340
Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 en la cuenca del Vallimanca ..	344
Otras comprobaciones de la fórmula	348
Arroyo Saladillo, Puente Del Carril. Observaciones de alturas de agua año 1900. (Planilla)	350
Antecedentes de un informe general sobre esta creciente. (Privado). 4 de marzo de 1915	353
Aplicación del método de Chamier a la cuenca de los canales 9 y 11 ..	354
La aplicación del método de Chamier a las inundaciones de agosto de 1926	356
El retardo	358
El porqué de la discrepancia de los caudales calculados por el F. C. S. para la sección Bolívar-Recalde. Los observados y mis cálculos	360
Sección a 2100 metros aguas arriba de Guerrero. Cauce menor	361
Margen derecha	362
Margen izquierda	362
Salado en Guerrero, margen derecha. Limitado al ancho nivelado	363
Cauce menor. Parte central	364
Margen izquierda	365
Un derrame interesante	366
Conclusiones	366
Escurrimiento de la cuenca del colector basado en escurrimientos de la parte norte de la Provincia de Buenos Aires	369
Las cuencas del Luján, Río Matanzas, Cañada de Chivilcoy, etc.	372
Cañada de Las Garzas	376
Diciembre de 1911. (Planilla)	377
Caudal de la Cañada de Chivilcoy en septiembre de 1913	378
Caudal del puente	378
Septiembre de 1913 (Planilla)	379
Abril de 1914	379
Algunas consideraciones más sobre la Cañada de Chivilcoy	380
Los caudales que se han obtenido para el colector no son exagerados ..	383
Observaciones sobre el caudal de la Cañada de Chivilcoy y Del Matanzas	384
Precipitaciones en la Cuenca Del Matanzas en abril de 1914	385
Estos caudales no son los máximos derrames posibles de estas cuencas	386
El río Samborombón y síntesis final del estudio de estas cuencas en las partes llanas de la provincia de Buenos Aires	386 b
El caudal vertido por la cuenca del colector basado en la duración del escurrimiento	387
Cálculo del caudal	389
Caudal de la cuenca del colector basados en los métodos de Fuller, Fan- ning, Dickens, Ganguillet, fórmula italiana, Kuichling, Murphy, Bur- ge y Craig	389
Métodos empleados	392
Fuente de información	393
Método de Fuller	393
Método de Kuichling	395
Fórmula de Fanning	396
Fórmula de Dickens	396
Fórmula de Murphy	397
Método de Burge	397
Fórmula de Craig	399
Promedio de estos caudales	400

	Página
Síntesis final del cálculo del caudal que afluye al colector	401
La obligación de ejecutar los desagües privados de acuerdo a la ley del 4 de octubre de 1910 que propongo, base y fundamento de mi plan, no pueden ocasionar ningún perjuicio	403
El curioso método del ingeniero Mercau para determinar los caudales de la cuenca del Salado	405
No le bastaba con ésto	407

CAPITULO VI

Algunas consideraciones más sobre el derrame de esta cuenca. Lo que resulta en comparación con cuencas similares	419
Gastos de algunos ríos de la India. (Planilla)	412
Observación final a los diversos procedimientos de cálculos de caudales	414
Imposibilidad de que el colector tire más de 3000 m ³ s.	414
La comparación con el Salado	415
El agolpamiento del agua contra el colector se producirá fatalmente ..	419
Observaciones que sugiere la lámina de la «expansión de las aguas en el colector para una lluvia como la del 21 al 24 de febrero de 1915 ..	422
El remanso hidrodinámico en el colector. Inseguridad de esta teoría. Casos de remanso en el Delta del Paraná y en Paraguay. Importancia que adquiere en el presupuesto	423
El remanso producido por las mareas	425
El remanso en casos de un afluente	426
Estudios sobre curvas de remanso en el río Paraguay por crecidas del río Alto Paraná	428
Comparación de los resultados obtenidos con las cotas de la nivelación general de precisión	433

CAPITULO VII

La desviación, retención o conducción endicada de las aguas de la parte llamada alta son económicamente irrealizables y no solucionan el problema. El presupuesto de mínima del colector	435
Los puentes	436
Obras de descarga en Mar Chiquita	437
Compuertas	438
El movimiento de tierra	438
Presupuesto	439
Presupuesto de máxima de las obras propuestas	440
Planilla demostrativa de lo invertido en los rubros siguientes durante los años 1922 a 1930	441
Otros colectores al sud de los trazados por el ingeniero Duclout y Mercau, no serían tampoco solución	442
No se obtendría ningún abaratamiento en la construcción del colector con ubicarlo más al sud	443
No se conseguiría reducción del caudal con el colector trazado más al sud	444
Conclusión	444
Los embalses en las sierras no son solución	445
Es fundamentalmente errónea la teoría de que las avenidas de la parte alta son las causantes de los mayores daños y que suprimidas ellas, las inundaciones quedan reducidas a proporciones mínimas	445
Crecientes del arroyo Chapaleofú	446
Crecientes del arroyo Tapalqué	446
Creciente del arroyo Vallimanca	447
Cuenca de los canales 9 y 11. Tormentas que causaron inundaciones. (Planilla)	448

CAPITULO VIII

	Página
Informe de la comisión asesora de desagües de la Provincia de Buenos Aires. Síntesis del informe	453
Criterio general con que ha encarado la comisión el estudio que le fué encomendado	454
El proyecto Mercan - Waldorp	453
El plan del ingeniero Romero, Año 1919	459
La solución del problema	461
El plan de la comisión últimamente nombrada	467
Síntesis de las deficiencias fundamentales del plan	467
Juicio sobre el plan	470
Observaciones sobre los caudales	471
La influencia de la parte alta	472
Crítica a la determinación de caudales	473
Crítica a la pluviometría	475
Constatación de las anteriores observaciones	478
Las lluvias de origen ciclónico	479
Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	480
Diagramas de compatibilidad entre la superficie, tiempo, intensidad y duración	481
Algunos de los errores fundamentales del cálculo de caudales	483
La fórmula es errónea y erróneo el procedimiento de cálculo	490
Conclusión	493
Los sucesivos perfeccionamientos de Gregori a su exposición	493
El procedimiento de cálculo de caudales de la comisión asesora es erróneo	494
El tiempo máximo que tarda la onda de creciente fijado en 11 días y después en 200 horas es exagerado	502
Año 1919. (Planilla)	503
Otras contradicciones más	504
Arroyo Saladillo, Puente Del Carril. Observaciones de alturas de agua ..	505
La comprobación material del error	508
Otras verificaciones del error	513
Cálculo de los caudales	515
Los cálculos de los caudales con el método cinemático simplificado, corregidos	516
Las observaciones a mi plan	519
El remanso hidrodinámico	520
Algunas observaciones más	522
Lluvia caída en milímetros en el mes de octubre	529
Otro ejemplo más que prueba que no es la absorción la que regula las inundaciones	530
Una afirmación extraordinaria	531
La configuración montañosa de la India	534
Precipitaciones acuosas	535
Síntesis final de la crítica al dictamen de la comisión asesora	538
La extensión de esta crítica	538

CAPITULO IX

El plan propuesto. Consideraciones generales del plan que propongo ..	540
Las inundaciones generales y parciales de alguna extensión se podrían reducir a un 20 por ciento con el plan que propongo	542
Esbozo detallado del plan	543
Tronco superior del Salado	544
Arroyo Saladillo, Vallimanca, etc.	544
Obras actuales existentes	545
Otras obras propuestas	545

	Página
El presupuesto	546
Costo kilométrico de los canales	547
Costo del plan	547
Consideraciones sobre algunas economías	550
Presupuesto	551
Las compuertas regularían en absoluto el caudal y son innecesarias para evitar perjuicios	552
Lo que se puede esperar de este plan	554

INDICE DE LAS FIGURAS

	Nº de la figura
Altimetría aproximada de la Provincia de Buenos Aires. Plano general ..	
Cuencas hidrográficas	1
Cuencas hidrográficas de las zonas inundables	2
Isohietas de las precipitaciones caídas en el mes de marzo de 1900	3
Isohietas de las precipitaciones caídas en los meses Marzo, abril y mayo. Año 1900	4
Isohietas de las precipitaciones caídas en los meses marzo, abril, mayo y junio. Año 1900	5
Precipitaciones que precedieron a las inundaciones de mayo de 1915 ..	6
Isohietas. Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	7
Inundación del año 1915. Destrozos en las vías férreas del F. C. S. Cuenca del Vallimanca. Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915. Esquema.	8
Isohietas. Tormenta del 2 al 15 de abril de 1915	9
Isohietas. Tormenta del 20 al 25 de abril de 1915	10
Plan del ingeniero Jorge Duclout. Año 1914	11
Plan del ingeniero Jorge Duclout. Año 1914	12
Plan de los ingenieros Mercau-Waldorp. Año 1914	13
Colector del ingeniero Mercau. Sección en la desembocadura en Mar Chiquita	14
Colector del ingeniero Mercau. Sección en el kilómetro 300	15
El canal 9 como colector	16
Obras de desagüe de la Provincia	17
Esbozo del plan propuesto	18
Idea de los ingenieros Romero y Gando que incluyo en mi plan, como una sugestión digna de ser estudiada en el futuro	19
Isohietas. 15 y 16 de septiembre de 1912	20
Precipitaciones que precedieron a las lluvias de 1912	21
Isohietas. Tormenta del 15 y 16 de marzo de 1926	22
Isohietas de la lluvia caída en los días 21 y 22 de marzo de 1926	23
Isohietas de las lluvias caídas en los días 26, 27 y 28 de marzo de 1926	24
Lluvia caída desde las 8 del día 21 hasta las 8 del día 22 de abril de 1928	25
Lluvia caída desde las 8 del día 21 hasta las 8 del día 23 de abril de 1928	26
Cuenca del Salado. Representación esquemática de la influencia en Guerrero de las principales tormentas	27
Totales anuales de las lluvias caídas en la Capital Federal, en milímetros	28
Zona inundable. Promedio de General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	29
Año normal en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires. Promedio de 50 años de las lluvias. General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	30
Normales anuales de lluvia	30 a.
Zona inundable de la Provincia de Buenos Aires. Promedio de General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	31
Trayectorias típicas de depresiones barométricas	32
Trayectorias típicas de anticiclones	33

	Nº de la figura
Lámina 3. Isohietas de las precipitaciones caídas en el mes de marzo de 1900	34
Lámina 4. Isohietas de las precipitaciones caídas en los meses de marzo abril y mayo 1900	35
Lámina 5. Isohietas de las precipitaciones caídas en los meses de marzo, abril, mayo y junio de 1900	36
Isohietas. Mayo del año 1900	37
Isohietas del mes de agosto de 1900	38
Isohietas del mes de septiembre de 1900	39
Curva de descarga, Puente Guerrero. Aforos de los años 1900 y 1901	40
F. C. S. Cruce del río Salado en el Kilómetro 162.475 puente de 11 tramos de 22.00 metros de luz	41
Crecientes del Salado. Año 1900. Según la Dirección de Desagües	42
Isohietas 15 y 16 de septiembre de 1912	43
Precipitaciones que precedieron a las lluvias de 1912	44
Tormenta de los días 18 a 23 de agosto 1913	45
Como se prepararon las inundaciones de septiembre de 1913. Promedio General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	46
Crecientes del Salado. Año 1913	47
Remanso de los pilares de un puente	48
F. C. S. Línea Altamirano - Maipú. Cruce de la vía del F. C. S. con el río Salado, cerca de la estación Guerrero. Creciente agosto - septiembre 1913	49
Inundaciones del río Salado cerca de Guerrero, mirando hacia el sud, el 19 de septiembre 1913	50
F. C. S. Línea Altamirano - Las Flores. Cruce de la vía del F. C. S. con el río Salado cerca de la estación Villanueva. Creciente agosto - septiembre 1913	51
Línea Altamirano - Chas. Entre estaciones Villanueva y Bonnement	52
F. C. S. Línea Cañuelas - Las Flores. Cruce de la vía del F. C. S. con el río Salado, cerca de la estación Gorchs. Creciente agosto - septiembre 1913	53
F. C. S. Inundaciones. Línea Cañuelas - Las Flores. Cruce del río Salado entre Z. Videla Dorna y Gorchs	54
Línea Cañuelas - Las Flores entre estaciones Videla Dorna y Gorchs	55
F. C. S. Línea empalme Lobos - Saladillo. Cruce de la vía del F. C. S. con el río Salado, cerca de la estación Roque Pérez. Creciente agosto - septiembre de 1913	56
Inundaciones del río Salado entre Salvador María y Roque Pérez, mirando al norte del puente desde el kilómetro 130.320, el 20 de septiembre de 1913	57
Erosión causada por el derrame de las aguas sobre las vías	58
Inundaciones del río Salado entre Salvador María y Roque Pérez, mirando hacia el sur y mostrando la correntada del agua a través del puente. Septiembre 20 de 1913	59
F. C. S. empalme Lobos - 25 de Mayo. Cruce del río Salado cerca de Ernestina	60
Inundaciones del puente sobre el río Salado cerca de Ernestina, mirando hacia el norte y mostrando el camino y puente carretero en el lado Este. Septiembre 21 de 1913	61
Isohietas. Lluvias del 2 al 8 y 20 al 29 de mayo de 1913	62
Isohietas. Lluvias del 7 al 29 de abril de 1914	63
Diagrama del gasto del Salado para el año 1914 según la Dirección de Desagües	64
Precipitaciones que precedieron a las inundaciones de mayo de 1915 ..	65
Isohietas. Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	66
Inundación del año 1915. Destrozos en las vías férreas del F. C. S. ..	67

	Nº de la figura
Isohietas. Tormenta del 2 al 15 de abril de 1915	68
Isohietas. Tormenta del 20 al 25 de abril de 1915	69
Diagrama del Salado para 1915, según la Dirección de Desagües	70
Diagrama de alturas de las aguas de los ríos Salado y Saladillo en sus diferentes cruces con el F. C. S. 1915	71
Isohietas. Lluvias del 6 al 22 de abril de 1919	72
Tormenta de los días 9 y 10 de junio de 1919	73
Curva de descarga del Salado para el año 1919 según la Dirección de Desagües	74
Isohietas. Tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919	75
Precipitaciones que precedieron a las del mes de julio de 1919. Agosto y septiembre es el promedio. Las Flores, Saladillo, Tandil, Olavarría, Chascomús y Bragado	76
Inundación del año 1919. Destrozos en las vías férreas del F. C. S. Cuenca del Vallimanca. Tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919. Esquema	77
Diagramas de altura de aguas del Salado en los puentes del F. C. S. y caudales en Guerrero según la Dirección de Desagües	78
Puente de Del Carril río Saladillo. Croquis. Creciente de julio 14 de 1919	79
Como se prepararon las inundaciones de septiembre de 1922. Promedio. General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	80
Isohietas. 15 y 16 de agosto de 1922	81
Isohietas. Tormenta del 22 y 23 de agosto de 1922	82
Diagrama de caudales observados en Guerrero según la Dirección de Desagües. Año 1922	83
Precipitaciones mensuales medias que precedieron a las lluvias de marzo de 1926. Promedio. General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado	84
Isohietas. Tormenta del 15 y 16 de marzo de 1926	85
Isohietas de la lluvia caída en los días 21 y 22 de marzo de 1926	86
Isohietas de la lluvia caída en los días 26, 27 y 28 de marzo de 1926 ..	87
Diagrama de los caudales observados en Guerrero, según la Dirección de Desagües. Año 1926	88
Isohietas de la Tormenta de los días 3 al 5 de agosto de 1926	89
Isohietas de la tormenta de los días 12 al 16 de agosto de 1926	90
Cuenca de Dolores	90 a
Lluvia caída desde las 8 del día 21 hasta las 8 del día 22 de abril de 1928	91
Lluvia caída desde las 8 del día 21 hasta las 8 del día 23 de abril de 1928	92
Precipitaciones que precedieron a las lluvias de 1928	93
Diagrama de los caudales observados en Guerrero según la Dirección de Desagües. Año 1928	94
Isohietas. Enero a noviembre de 1927	95
Vista aérea de Wormocce (Massachussets) donde la corriente del río desbordado arrasó con cuanto encontró en su camino	96
Vista parcial de la ciudad de Hartford, en el estado de Connecticut donde las aguas llegaron hasta tres y cuatro metros sobre el nivel del suelo	97
El río Connecticut convertido en torrente y arrastrando en sus aguas casillas de madera, trozos de muebles, árboles y materiales diversos, destruyó los puentes de Bellows Falls, en el estado de Vermont, e inundó la ciudad en una amplia zona	98
Hasta los puentes fueron arrastrados por las aguas. La agonía del valle de Mississippi, nuevo valle de lágrimas. Los trenes de carga circulando con el agua hasta el nivel de las plataformas	99
Mapa de la cuenca del Mississippi desde Cairo al golfo de México ..	100
El valle del Garonna en los alrededores de la Reole (Francia)	101
Hogar destruido. (Francia)	102

	Nº de la figura
Otros hogares destruidos. (Francia)	103
Una de las principales calles del barrio de Ville Bourbon. (Francia) ..	104
El guardián de las ruinas	105
Inundaciones en la estación Esther el 19 de julio de 1919	106
Cabaña «La Emilia», del señor Nicolás Bruzone, estación Esther. F. C. S.	107
Inundación de 1913. Estado en que se encontraban los campos y es- tancias cerca de Gorchs F. C. S.	108
Relación entre la precipitación y el derrame	109
Año 1900. Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Sa- ladillo, Bragado, General Alvear, Bolívar, Monte, Chivilcoy y Junín. Cuenca del Salado	110
Año 1913. Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Sa- ladillo y Bragado. Cuenca del Salado	111
Año 1914. Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Sa- ladillo y Bragado. Cuenca del Salado	112
Año 1919. Promedio de General Alvear, Bolívar, Pringles, 25 de Mayo y General Lamadrid. Cuenca del Vallimanca	113
Río Salado. Puente de Guerrero. Curva de descarga para el año 1900	114
Río Salado. Puente de Guerrero. Curva de descarga aproximada para el año 1913	115
Río Salado. Puente de Guerrero. Curva de descarga para el año 1914	116
Esquema de cuenca	117
Cuenca del Vallimanca según el F. C. S.	118
Gráfico del Ferrocarril Sud	119
Gráfico del Ferrocarril Sud	120
Contracción en los pilares	121
Cuenca del Vallimanca	122
Cuenca del Saladillo	123
Año 1900. Diagrama de los caudales observados	124
Diagramas de Kuichling	125
Relevamiento Plani-altimétrico. Estación Guerrero. Provincia de Bue- nos Aires	126
Río Salado. Perfil a 2100 metros aguas arriba del puente	127
Tormenta de los días 22 al 27 de abril de 1914	128
Vista del colegio de Nuestra Señora de Luján con indicación de la altura de las aguas. Caudal aproximado del río Luján 2000 m/3's.	129
Relevamiento taquimétrico de los terrenos municipales situados a am- bas márgenes del río Luján en el ejido de la ciudad de Luján	130
Río Luján. Secciones	131
Puente de hierro del colegio de Nuestra Señora de Luján, con las altu- ras indicadas de las aguas en la misma crecida de este mismo río de 2000 m/3's. de caudal	132
Inundación del río Luján en el año 1920, donde se ve el colegio de Nuestra señora de Luján	133
Isohietas del 7 al 23 de diciembre de 1911	134
Cañada de Chivilcoy. Planimetría del F. C. O. kilómetro 162.00 a 167.00	135
Isohietas del 10 al 17 de septiembre de 1913	136
Fórmula de Fuller para el máximo caudal en pies cúbicos por segundo	137
Descargas específicas	138
Método de Fuller. Representación geométrica de la ecuación de los gastos máximos	139
Diagramas de la representación gráfica del escurrimiento dado por las fórmulas de Fuller, Kuichling, Cramer, Murphy, Fanning, Dickens, Ganguillet, Italiana, O'Connell, Burge, Craig, Lauterburg, Burkli, Ziegler y Possenti con algunos derrames importantes	139a.
Isohietas anuales medias de la India	140
Expansión de las aguas en el colector para una lluvia equivalente a la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	141

	Nº de la figura
Remanso hidrostático y expansión de las aguas para el colector de 350 kilómetros que propone el ingeniero Mercau, aceptando la pendiente transversal que indica y para diversos caudales	142
Ríos Paraná, Paraguay y Uruguay. Zona de inundaciones	143
Río Paraná. Sección Paraná - Santa Fe a desembocadura. Delta y Pre-Delta	144
Sección Paraná inferior y zona fluvio-marítima. (Paraná de las Palmas). Perfiles de crecientes y bajantes máximas y mareas extraordinarias (pleabajamares) registradas. Período 1905-1925	145
Río Paraguay. Estudios de Remanso	146
Río Paraguay. Estudios de Remanso	147
Río Paraguay entre Asunción y Confluencia. Perfiles hidráulicos comparativos. Cotas cero hidrómetros según cálculo gráfico por curvas de Remanso y según N. G. P.	147a.
Plan Departamento de Ingenieros. Año 1896. Bases del Plan. Drenaje	148
Plan Dirección de Desagües. Año 1899. Base del Plan preponderancia de la parte alta en las inundaciones. Solución propuesta. Conducción endicada de las aguas de la parte alta	149
Plan del ingeniero Carlos Wauters. Año 1914	150
Plan del ingeniero E. Aguirre. Año 1917	151
Plan del ingeniero J. Romero. Año 1919	152
Plan del ingeniero M. Arce. Año 1919	153
Conclusión de la Comisión Asesora. Año 1929	154
Fórmulas hiperbólicas	155
Diagrama indicativo de la relación entre la duración y máxima intensidad de las más grandes precipitaciones pluviales observadas desde el año 1896	156
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 20 de 1915	157
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 21 de 1915	158
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 22 de 1915	159
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 23 de 1915	160
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 24 de 1915	161
Líneas de igual presión barométrica. Febrero 25 de 1915	162
Precipitaciones máximas compatibles con T y S	163
Cuenca del Vallimanca	164
Cuenca del Saladillo	165
Diagramas de alturas de aguas del Salado en los puentes del F. C. S. y caudales en Guerrero según la Dirección de Desagües	166
Río Paraguay. Estudios de Remanso	167
Río Paraguay. Estudios de Remanso	168
Isohietas anuales medias de la India	169

LAS INUNDACIONES EN LA PROVINCIA
DE BUENOS AIRES

Las inundaciones en la provincia de Buenos Aires

CAPITULO I

GENERALIDADES

La provincia de Buenos Aires tiene, en su parte central, la hoya o cuenca del Salado, que constituye la parte inundable de la Provincia que antes se la limitaba a corta distancia de la costa.

Dicha cuenca I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I, de acuerdo a los croquis que se acompañan (fig. 2), tiene una extensión de 87.067 kilómetros cuadrados, en la parte propiamente inundable de la misma.

A esta misma cuenca pertenecen los 50.400 km² hasta Meridiano V, y hay quien hace extender la misma cuenca con el Río V, hasta las sierras de San Luis, como en el plano de Cuencas Hidrográficas que se adjunta y cuyo diseño corresponde al Ingeniero Duclout. (Fig. 1).

Igualmente se incluyen las cuencas de las lagunas de Guaminí en la cuenca del Vallimanca.

Conviene hacer notar que tanto los derrames superficiales del Río V hacia el Salado como los de las lagunas de Guaminí hacia el Vallimanca, no se producen por existir elevaciones que impiden el pase de las aguas y en consecuencia que no es lógico asignarle tales extensiones a estas cuencas.

Hay además otra cuenca que tiene desagüe directo al mar y es la indicada por las letras M, K, J, E, M, del esquema adjunto y que tiene una extensión de 29.337 km².

Las obras de desagüe efectuadas y proyectadas, han introducido e introducirían modificaciones en esas cuencas, lo que se explica claramente en el croquis adjunto «Cuencas Hidrográficas de las zonas inundables. (Fig. 2).

Se ha considerado como parte alta, la que queda al Sur del colector primeramente trazado por Duclout y después por Mercáu, — casi coincidente con aquel — y la que tiene una pendiente media cercana a 1 m. por kilómetro.

Dicha cuenca dista mucho de estar exenta de inundación, como puede verificarse con la sola inspección de la lámina «Obras de desagüe de la Provincia», «Plano de la zona abarcada por la inundación de 1900». (Fig. 17).

La cuenca del Salado, así como también la cuenca tributaria y directa al mar van perdiendo pendiente a medida que se acercan al mar, teniendo, se puede decir, a lo largo de la línea férrea a Mar del Plata, sólo algunos centímetros por kilómetro.

Ambas cuencas están limitadas, al Sur, por sierras, causa, según la mayor parte de los Ingenieros que se han ocupado de estas cuestiones, de la ocurrencia de las inundaciones. Esta teoría, como veremos, es fundamentalmente errónea

Un argumento que evidencia la inconsistencia de esta hipótesis es volver la oración por pasiva.

Si tal afirmación es cierta, localidades con igual precipitación pluviosa y de igual extensión deben estar exentas de inundaciones.

La provincia de Santa Fe, por ejemplo, con precipitación anual media de 898.7 mm., es decir, sensiblemente los 831 mm. que tiene como media la zona inundable de la provincia de Buenos Aires y sin sierras, debería estar exenta de inundaciones y lo mismo el Chaco y Formosa, y sin embargo, los hechos prueban lo contrario.

Igualmente no se explicaría que el Río Luján lleve caudales de 2000 y cercanos de 3000 m³/s. (pág. 370) que el Riachuelo de Barracas caudales de 1500 m³/s., habiendo desviado previamente por Lanús, arroyo Sarandí, etc., considerables volúmenes al Río de la Plata, (páginas 366 y 386) y 5475 m³/s. en total, que la Cañada de Chivilcoy caudales superiores a 1700 m³/s., (pág. 373) que la Cañada de Las Garzas (pág. 371) y el Río de San Borombón caudales de miles de metros cúbicos por segundo (pág. 380) etcétera, teniendo todos estos cursos de aguas que se citan cuencas reducidísimas y carentes de sierras.

A medida que se fué poblando la Provincia se comenzaron a preocupar más y más de este azote de las inundaciones.

— CUENCAS HIDROGRAFICAS —



Figura 1

CUENCAS HIDROGRAFICAS DE LAS ZONAS INUNDABLES

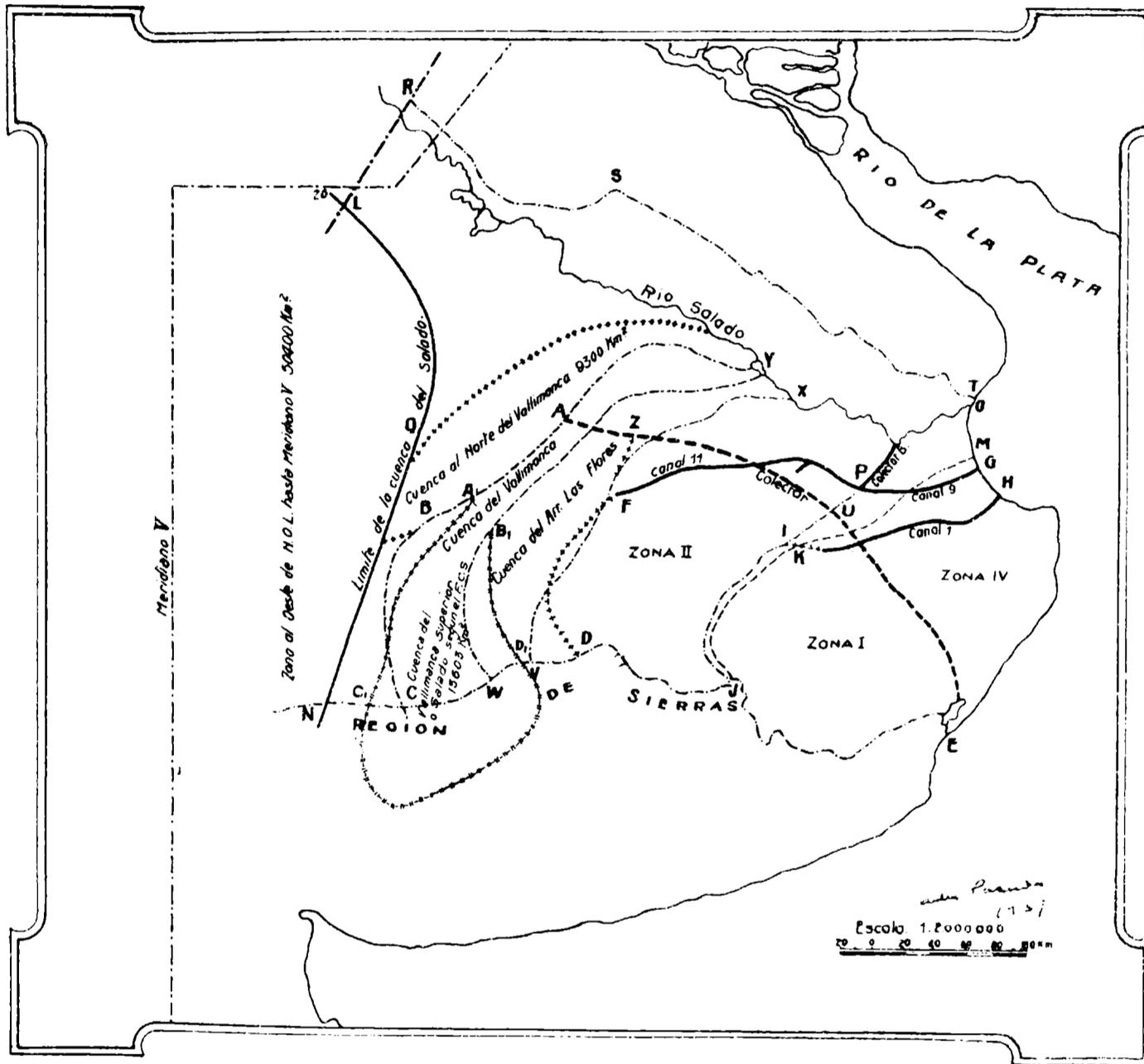


Figura 2

En las Memorias del general Miller (pág. 123) habla de su «Viaje a la Patagonia». Salió de Buenos Aires el 28 de Octubre de 1817, pasando por Chascomús, Los Talas, Monsalvo y Montes del Tordillo y refiere haber andado millas, con el agua a la cincha. Debieron ocurrir grandes inundaciones.

Carlos Darwin de regreso de Bahía Blanca siguiendo el curso del Tapalqué en «Mi viaje alrededor del Mundo», dice acamparon el 18 de Septiembre de 1833, a 7 leguas al S. del Salado, encontrando grandes extensiones inundadas.

El año 1839 hubo inundaciones llevando el Salado un caudal similar al del año 1884 en su desembocadura y en el año 1840, un barco cargado con armas y pertrechos de guerra fué enviado al General Lavalle, desde Montevideo, remontando el Salado. Tanto de estas inundaciones como de las anteriores no hay datos, no ocasionaron mayores daños pues la zona era un desierto bajo la lanza del Indio.

Así es que las primeras que llamaron la atención fueron las inundaciones del año 1854, sobre las cuales existen muy pocas referencias; luego vinieron las de mayo de 1877.

Siguieron a éstas las inundaciones de julio del año 1883, que aunque se las clasifica como parciales, ocuparon grandes áreas con sus aguas, y éstas prepararon las del año 1884.

Al año siguiente de aquéllas, en el mes de septiembre de 1884, del 21 al 24 de septiembre, la tormenta, considerada como la más violenta, precipitó aproximadamente 9000 Hm.³ en la cuenca del Salado, produciéndose la inundación más grande acontecida hasta esa fecha, superior, según Lavalle y Médici, a las producidas los años 1854, 1877 y 1883.

Desde este último año, 1884, no se registran inundaciones generales hasta el año 1900, a las cuales siguieron las del año 1913, en el mes de septiembre.

A las del año 1913, siguieron las inundaciones que podemos clasificar como generales del año 1914 en Mayo y Octubre, año que no se ha considerado como de inundaciones generales, y que sin embargo lo fué y fueron las que más perjuicios ocasionaron. Después le siguieron las del año 1915, ocurridas en mayo y junio de este año.

Como inundaciones parciales ocurridas podemos citar la ocasionada por el Vallimanca y Las Flores en julio de 1919 y las producidas en la zona de Dolores, Lavalle, etcétera, por las

lluvias del 15 y 16 de agosto de 1922 y las del 3 al 5 de agosto de 1926, siendo aquellas las últimas inundaciones parciales, graves, ocurridas en la Provincia.

FRECUENCIA DE LAS INUNDACIONES

A contar desde el año 1854 al año 1931 tenemos 77 años transcurridos, durante los cuales se han producido siete inundaciones generales si contamos la del año 1883 como tal, y seis si no incluimos ésta, pues más bien fué parcial. No incluimos la del año 1877 que fué más bien parcial.

El período sería, en el primer caso, de 11 años, y en el segundo 13 años, aproximadamente.

PERJUICIOS DE LAS INUNDACIONES

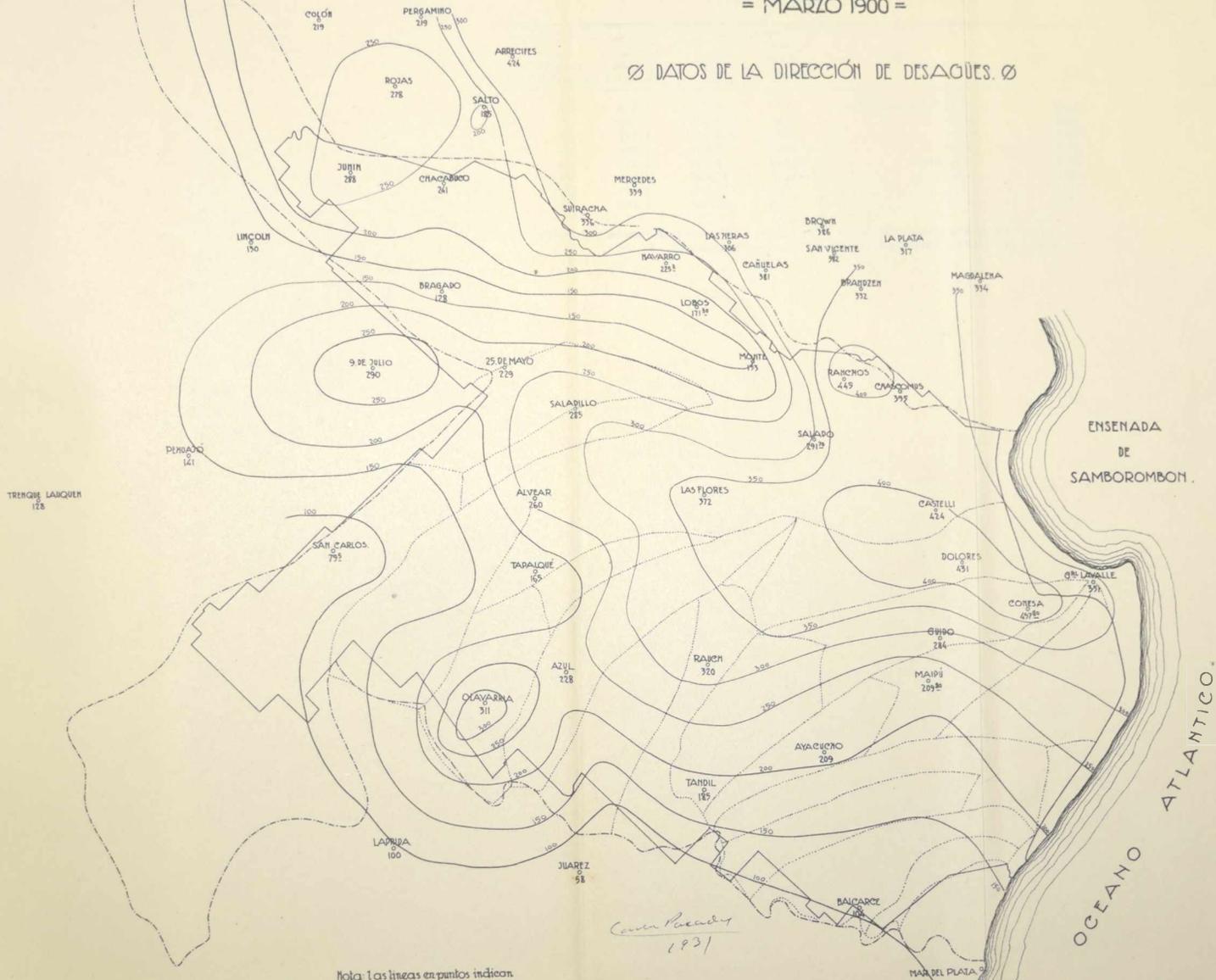
Se verá después, por cálculos que se justifican, que el perjuicio de una inundación general debe apreciarse en menos de \$ 40.000.000 — con el valor actual de las propiedades y arrendamientos en la zona inundable de la Provincia (Página 216). Si suponemos el período de diez años como medio, incluyendo así indirectamente el perjuicio de las inundaciones parciales al acercar el intervalo de producción de las generales (lo que equivaldría a suponer el perjuicio de las parciales el 23 % de las generales; tendríamos un perjuicio de \$ 4.000.000 por año, aproximadamente.

Un plan tal que evitase esas inundaciones en las 11.640.000 hs. que forman la cuenca del Salado y la con desagüe al mar enunciadas, no convendría por más de \$ 80.000.000, si los propietarios han de percibir un 5 % de interés a su dinero y no corren por su cuenta los gastos de conservación de dichas obras. Esto equivale a decir que la tasa impositiva no debe exceder de \$ 6,90 la Ha.

Si, además de lograr tal fin, se consigue incorporar un 10 % de esa área que ahora se encuentra, se puede decir, perdida, a una producción activa, desecándola, y se le supone un incremento de arrendamiento a la misma de \$ 6 la Ha., tendremos mayores beneficios.

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN EL MES DE = MARZO 1900 =

Ø DATOS DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES. Ø



Nota: Las líneas en puntos indican
la cuenca de cada arroyo.

Figura 3

Esta precipitación del mes de marzo es la más copiosa que se registra y tuvo un valor medio en los 87067 Km.² de cuenca del Salado de 234 mm. y un volumen total en la misma cuenca 20374 m.³/s., consiguiendo sólo llevar el caudal en Guerrero a 320 m.³/s. Se almacenó íntegramente, a pesar de haber núcleos de precipitación que excedieron de 400 mm., prueba evidente de existir una capacidad de 300 mm. (Véase al dorso).

Son, en resumen, 1.164.000 Hs., que con un incremento de \$ 6 en su arrendamiento, hacen un beneficio total anual de \$ 6.984.000, o sea en total:

Liberación de perjuicios de cada inundación general, beneficio anual	\$	4.000.000
Incremento de arrendamiento	»	6.984.000
Total	\$	10.984.000

o sea un beneficio por hectárea de \$ 0,94 aproximadamente y por año.

Un tal beneficio, si se calcula el interés del 7 %, permitiría un gravamen de \$ 13,40 la hectárea al año.

El plan que propongo logra evitar todas las inundaciones generales producidas hasta la fecha y también el segundo beneficio. El gravamen resulta inferior a \$ 6,90 la hectárea, de modo que el interés del capital es de 13,6 %.

BENEFICIOS MEDIATOS

La incorporación a la producción activa de un 10 % de la superficie de la zona comprendida en este plan de desagües, ocupada hoy por cañadones de feracísimas tierras, que en los años de sequía rinden ubérrimas cosechas de toda clase de sementeras y la anulación de inundaciones generales, no son los únicos beneficios que proporciona el plan que propongo.

Esta zona privilegiada de la naturaleza, formada por la parte central de la Provincia no tiene sus tierras valorizadas como al Sur o Norte, debido a este flagelo de las inundaciones.

Esto evitado, las tierras adquirirían igual o mayor valor que en el resto, y si admitimos una valorización de \$ 100 la hectárea, tendríamos en total un beneficio para la población de \$ 1.164.000.000, y si suponemos que por contribución y caminos el Fisco perciba el 7 o/oo tendríamos un beneficio para el fisco de \$ 8.148.000 al año.

A más de esto vendría un mayor incremento en la población, una mayor riqueza, mayor producto del suelo, mayor comercio, de modo que los beneficios para el Fisco serían la cifra indicada, multiplicada varias veces.

LA BASE DEL PLAN PROPUESTO

Consiste en utilizar la enorme capacidad de las depresiones del suelo en su acción reguladora para que así ganando tiempo, se pueda conseguir la evacuación de una tormenta en un tiempo prudencial por una serie de pequeños canales, costo en relación con el gravamen que puede soportar la propiedad y sin precipitar el agua a las zonas bajas.

El plan, en consecuencia, comprende:

a) La rectificación de todos los cursos de agua, ríos, arroyos, cañadas, etcétera, de modo que conduzcan su régimen normal encauzado.

b) El hacer obligatoria la Ley de Desagües parciales de 4 de octubre de 1910, que ahora es facultativa, obligando a todos los propietarios a desagüar las depresiones de sus propiedades conservando mayor cantidad de agua que los años normales y provistos los canales de compuertas para los años de sequía y también para si se quiere regular su gasto en años de excesiva lluvia, aunque esto último sólo ocasionalmente será necesario. Esta condición *b)* es el fundamento del plan, sin lo cual resulta éste ineficaz.

ARGUMENTACIÓN QUE ES NECESARIA PARA DEMOSTRAR LA BONDAD DEL PLAN

Desde luego salta a la vista que será necesario probar lo siguiente:

a) Que existe en las depresiones de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires, cuando éstas tengan el agua de un año normal y aun con un exceso perjudicial, capacidad suficiente para almacenar la más grande tormenta, y digo conteniendo el agua de un año normal, porque hay que evitar a toda costa el desecar la Provincia.

b) Demostrar que todos los planes que se basan en que el agua de la zona alta — llamada así la que queda al Sur del colector de Duclout o el posterior de Mercau — es la causante de las inundaciones, son erróneos como principio, ineficaces y de un gravamen confiscatorio por su monto.

c) Que no existe el menor peligro de que el agua de las zonas altas se precipite hacia las zonas bajas, empeorando las cosas.

d) Que el Salado no es insuficiente, como se ha pretendido, sustrayéndole caudal para aliviarle en algún proyecto, sino que hay que evitar que durante quince días ahogue rebaños y produzca la desolación y durante meses no lleve una hebra de agua con qué apagar la sed de los ganados.

Hay, en una palabra, que regularizar su caudal, manteniéndolo constante todo el año, sin desviarlo de su cauce.

Vamos a probarlo por partes:

a) Existe capacidad en las depresiones de la provincia de Buenos Aires en la zona inundable cuando dichas depresiones tienen, no sólo el agua de un año normal, sino con considerable exceso, aun podemos afirmar con exceso intolerable, para almacenar la más grande lluvia.

En este estudio se hallan muchas pruebas de este aserto, pero en esta síntesis general que precede al mismo daré las pruebas más claras de cada premisa. Nos basta considerar las lluvias del año 1900, las de 1914 y las del año 1915, para ello.

LLUVIAS DE MARZO DE 1900

Del plano de isohietas que se adjunta, confeccionado con los datos de la Dirección de Desagües, (fig. 3) se deduce la precipitación media para este mes en los 87.067 Km². de cuenca del Salado y resulta ser en media 234 mm.

La precipitación total sobre esta misma cuenca y durante este mes es pues de 20.374 Hm³.

Esta precipitación mensual es la mayor que se registra, como puede verse por el cuadro que se adjunta, tomando los años 1884, 1900, 1913, 1914 y 1915, años de inundaciones generales en los meses de máxima.

Años	Mes	Precipitación		Caudal observado en Guerrero	Veces que es mayor la precipitac. de marzo de 1900
		Media en mm.	Total Hm ³ .		
1884	21 al 24 de septiembre		9.000	1.200	2.26
1900	Marzo	234.	20.374	320	
1900	Mayo	92.	8.010	1.084	2.53
1900	Agosto	92.2	8.028	1.084	2.53
1900	Septiembre	109.3	9.516	1.120	2.14
1913	Agosto	150.	13.060	4.561	1.56
1914	Abril	230.	20.025	1.055	1.01
1915	Abril	152.4	13.269	1.400	1.53

Se observa la discrepancia entre los caudales y las precipitaciones.

Además esta extraordinaria precipitación del mes de marzo es 2.53 veces mayor que la ocurrida en la misma cuenca en el mes de mayo de 1900, que fué de 8.010 Hm³. y que llevó el caudal en Guerrero a 1.084 m³/s. el 11 de junio, ocurriendo las principales precipitaciones en la primera quincena de mayo.

Se observa (fig. 37) que la zona adyacente al Salado, recibió con esta precipitación, un volumen similar a la de agosto de 1913 (fig. 45) que llevó el caudal a 4561 m³/s. en Guerrero. El aumento de caudal a solo 1084 m³/s. con esta lluvia de mayo, prueba que la de marzo no alcanzó a colmar los bajos completamente en la zona adyacente al Salado.

Volúmen y efecto sensiblemente igual tuvieron las precipitaciones de agosto de 1900, con relación a las de mayo del mismo año, pues llevaron el caudal en Guerrero a 1.084 m³/s. el 4 de septiembre.

Con respecto a las de septiembre de 1900 que produjeron su caudal máximo de 1.120 m³/s. el 10 de octubre, el volúmen precipitado fué de 9.516 Hm³., siendo las de marzo de 1900, de un volúmen 2.14 veces mayor.

La razón de tomar la precipitación del mes y no las dos tormentas separadas por un corto intervalo, según puede verse en la planilla adjunta para varias localidades de la cuenca del Salado para el citado mes, (pág. 63) es que estas tormentas

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN LOS MESES

≡ MARZO, ABRIL y MAYO ≡

= AÑO 1900 =

DADOS DE LA DIRECCION DE DESAGÜES ☞

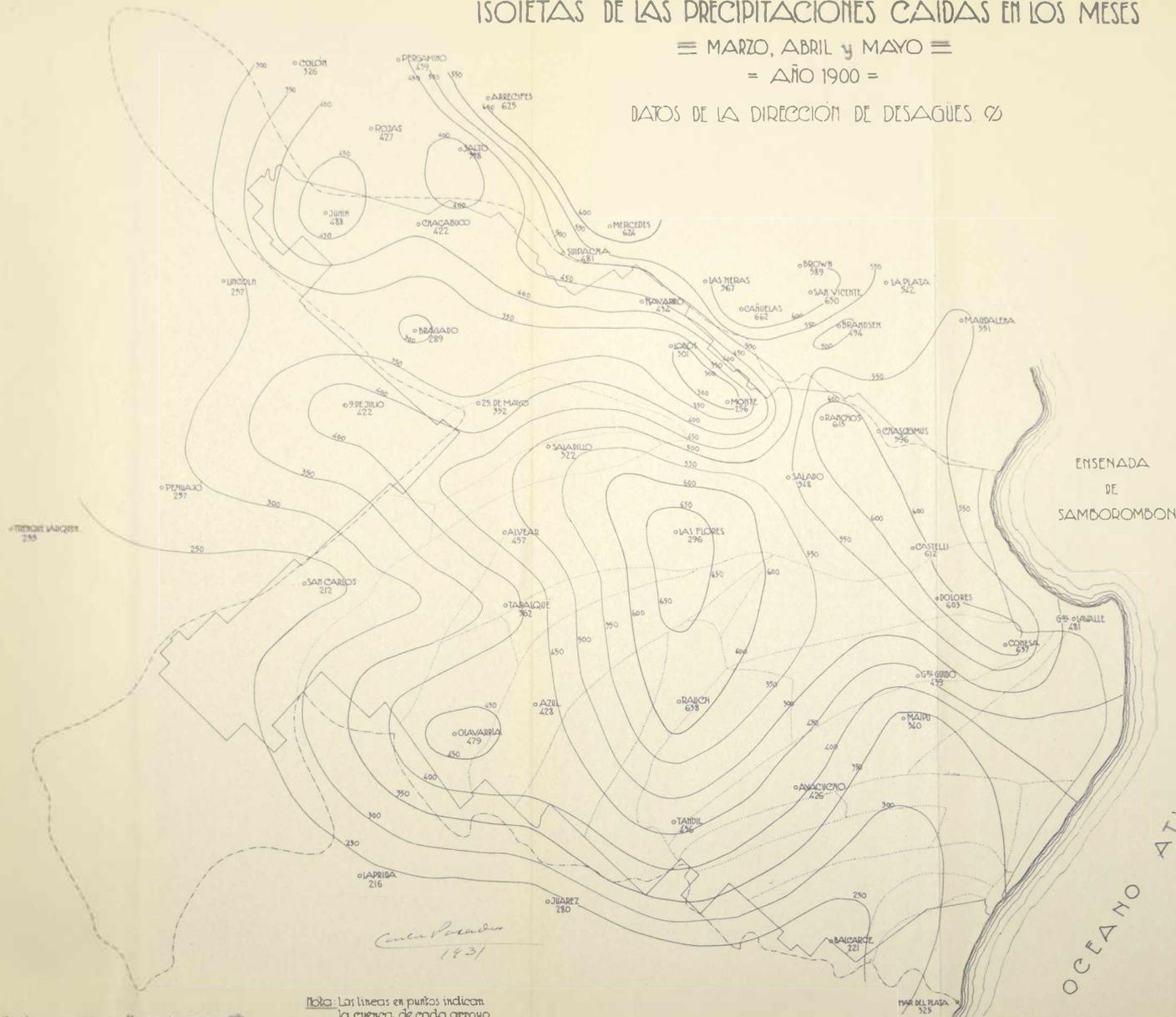


Figura 4

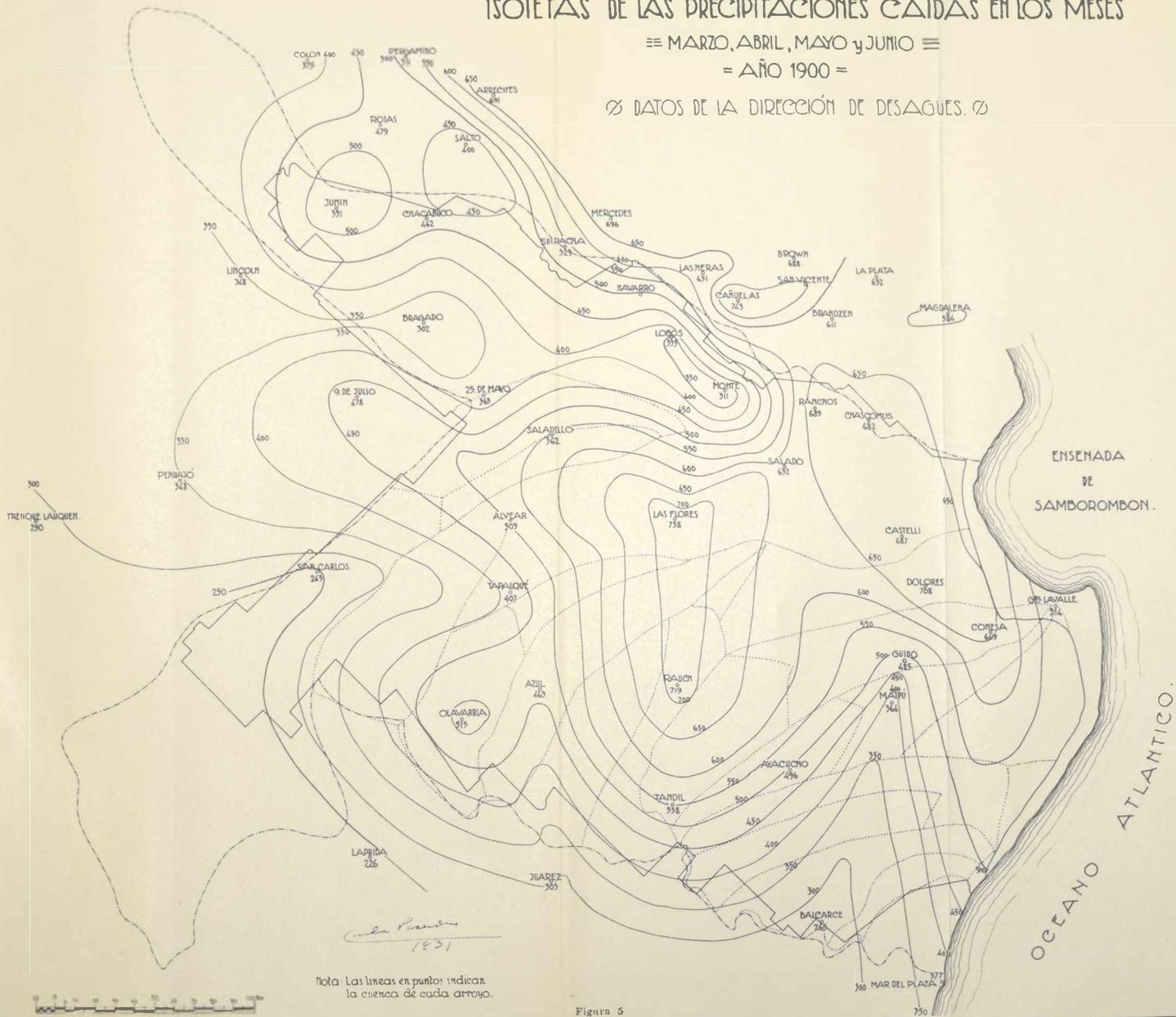
A pesar de existir precipitaciones como en el Saladillo de 522 mm., el Arroyo Saladillo en Del Carril no aumentó sensiblemente de caudal, lo que prueba que la capacidad de la zona llamada alta (Cuenca del Vallimanca), también se acerca a 300 mm.

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN LOS MESES

≡ MARZO, ABRIL, MAYO y JUNIO ≡

= AÑO 1900 =

∞ DATOS DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES. ∞



Nota: Las líneas en punto indican la cuenca de cada arroyo.

Figura 5

El Saladillo no tuvo mayor aumento de caudal, lo que prueba que la cuenca del Vallimanca no había llegado al límite de su capacidad con estas nuevas lluvias.

se acumularon totalmente y el mismo resultado hubiera dado si hubiese caído en 24 horas en vez del mes tomado, pues el efecto de la evaporación en este mes de marzo en el cual llovió durante todo él y la atmósfera estuvo en consecuencia saturada no fué intenso y la absorción en las tormentas violentas no es considerable, pues se concentran en los bajos. Por otra parte las precipitaciones de mayo, agosto y septiembre (págs. 65, 66 y 67) tampoco fueron una sola tormenta. Nos basta para convencernos de ello, el estudiar y comparar las tormentas de marzo de 1900 con las de abril de 1915 que también fueron dos.

Una se produjo del 1º al 15 de abril de 1915 y la otra del 20 al 25 de abril, (pág. 140) es decir, más o menos como las del mes de marzo de 1910, precipitándose 13.269 Hm³. y llevando el caudal en Guerrero a 1400 m³|s., es decir, una creciente más seria que la de octubre de 1900.

Por otra parte, tardando aproximadamente un mes, en producir en Guerrero su máximo una tormenta, esta precipitación acaecida en ese intervalo, aumenta su caudal (véase pág. 314, Método de Chamier).

La de marzo de 1900, con una precipitación de 1.53 veces mayor, solo originó un incremento de 274 m³|s. en el caudal en Guerrero, solo un día, el 10 de abril y descendiendo su caudal inmediatamente a 246 m³|s. Esta tormenta del mes de marzo de 1900 se compone propiamente de dos tormentas.

Una, la más importante, originada en la primera quincena del mes de marzo y que produjo su máximo de 320 m³|s. en Guerrero el 10 de abril y la otra de menor importancia, originada por las precipitaciones del 26 al 31 de marzo, que produjo su máximo en Guerrero de 246 m³|s., del 25 de abril en adelante. (Véase fig. 114, planilla página 63).

El intervalo entre la fecha de producción de las tormentas y la fecha de la observación del máximo en Guerrero, es más o menos 1 mes.

Esto significa que se almacenaron ambas tormentas de marzo íntegramente y el débil incremento de caudal observado, provino del desagüe de bajos y lagunas, próximos al cauce del Salado y en directa comunicación con el mismo. Es tanto más notable este ejemplo que prueba la enorme capacidad de esta cuenca cuanto que en localidades vecinas a Guerrero se observa un núcleo de precipitación que excede de 400 mm. sin

cuya existencia posiblemente el aumento de caudal en Guerrero, hubiese sido muchísimo menor.

Las enormes precipitaciones producidas y almacenadas junto al Salado, prueban sin ninguna duda que la capacidad para almacenar 300 mm. existe con las aguas en los bajos reducidas a un año normal en la vecindad del Salado.

Si observamos la lámina de las precipitaciones en el mes de marzo en la cuenca del Vallimanca, vemos que en las cercanías de Del Carril exceden de 250 mm. y las alturas de las aguas bajo los rieles en este punto del Arroyo Saladillo subieron solo 31 cm., con respecto a la altura que tenían el 1º de marzo, es decir, 22 cm. arriba del nivel normal, lo que vale decir que el escurrimiento fué prácticamente nulo. (Véase planilla pág. 64).

Si consideramos las lluvias hasta mayo, el nivel no alcanza a 1 metro sobre el normal y las precipitaciones de marzo, abril y mayo alcanzan a cifras como 522 mm. en Saladillo.

Aún suponiendo un gasto exagerado y constante de 100 m³|s. al Saladillo en 3 meses no alcanzarían a extraer 28 mm. de los 28.100 Km². de cuenca del Vallimanca.

En cuanto a las pérdidas por evaporación y absorción, tienen que ser forzosamente menores de un 8 por ciento mensual. Esto significa que no debemos contar más de un 24 por ciento de pérdidas en 3 meses, esto es, que en la cuenca del Vallimanca se almacenaron también 300 mm. a pesar de tener parte clasificada como alta.

Iguales consideraciones podemos hacer si tomamos las lluvias hasta junio, pues el Saladillo no subió más de un metro sobre su nivel normal.

Veremos más adelante al estudiar las lluvias de 1915 y 1914 que también existe dicha capacidad en la zona que se ha dado en llamar alta, al sur del colector de Duclout.

Lo ocurrido en las lluvias del mes de marzo, se explica fácilmente.

Precedido este mes por la estación estival, produjo la evaporación de agua en los bajos, creando así la capacidad necesaria para almacenar esta colosal tormenta.

Una vez colmados los bajos por esta tormenta de marzo de 1900 y por la afluencia paulatina de los tributarios del Sa-

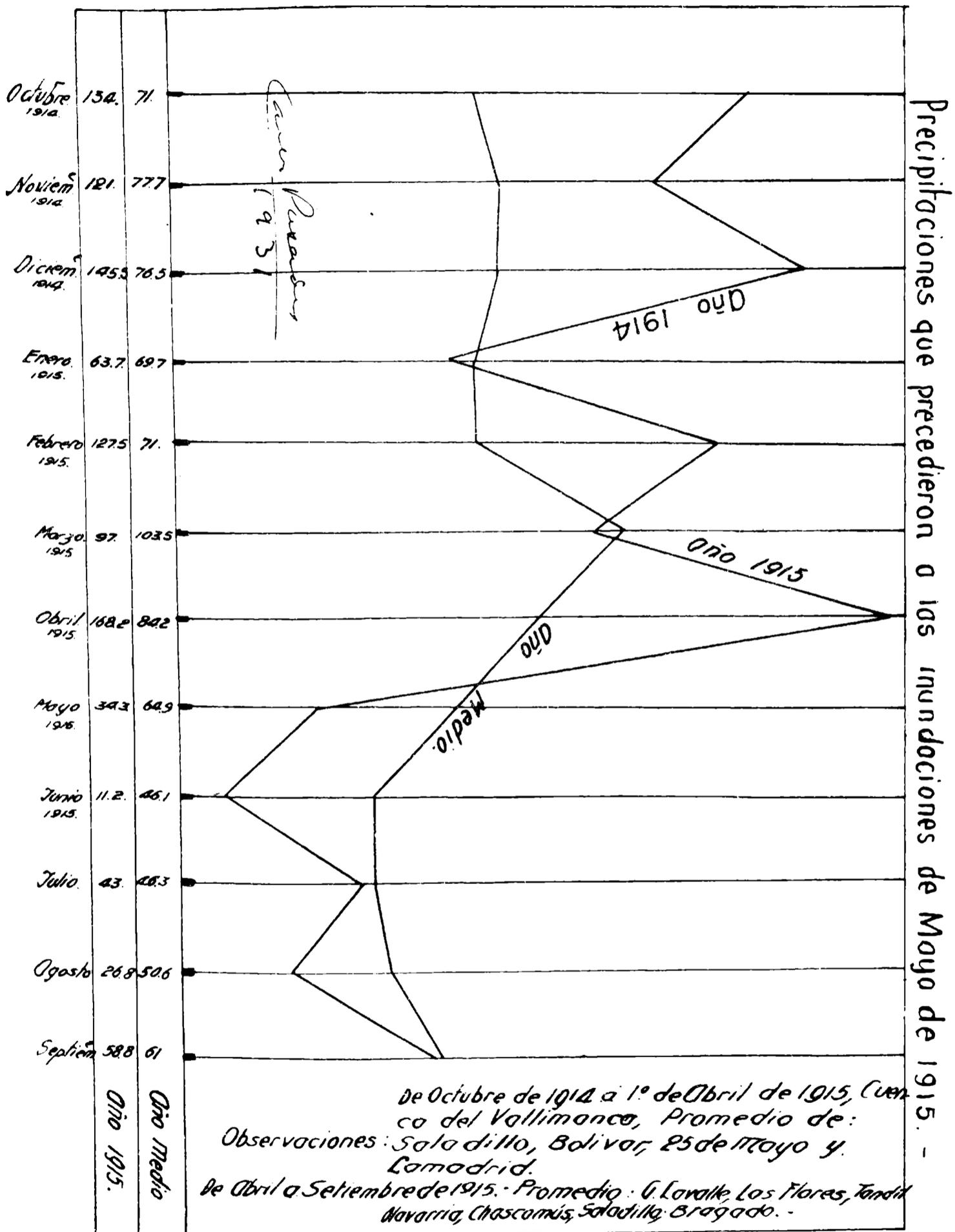


Figura 6

Se ve que forzosamente la tierra debió estar saturada y el nivel de la napa freática elevado, con la sucesión de lluvias y de años lluviosos que precedieron a las lluvias de abril de 1915.

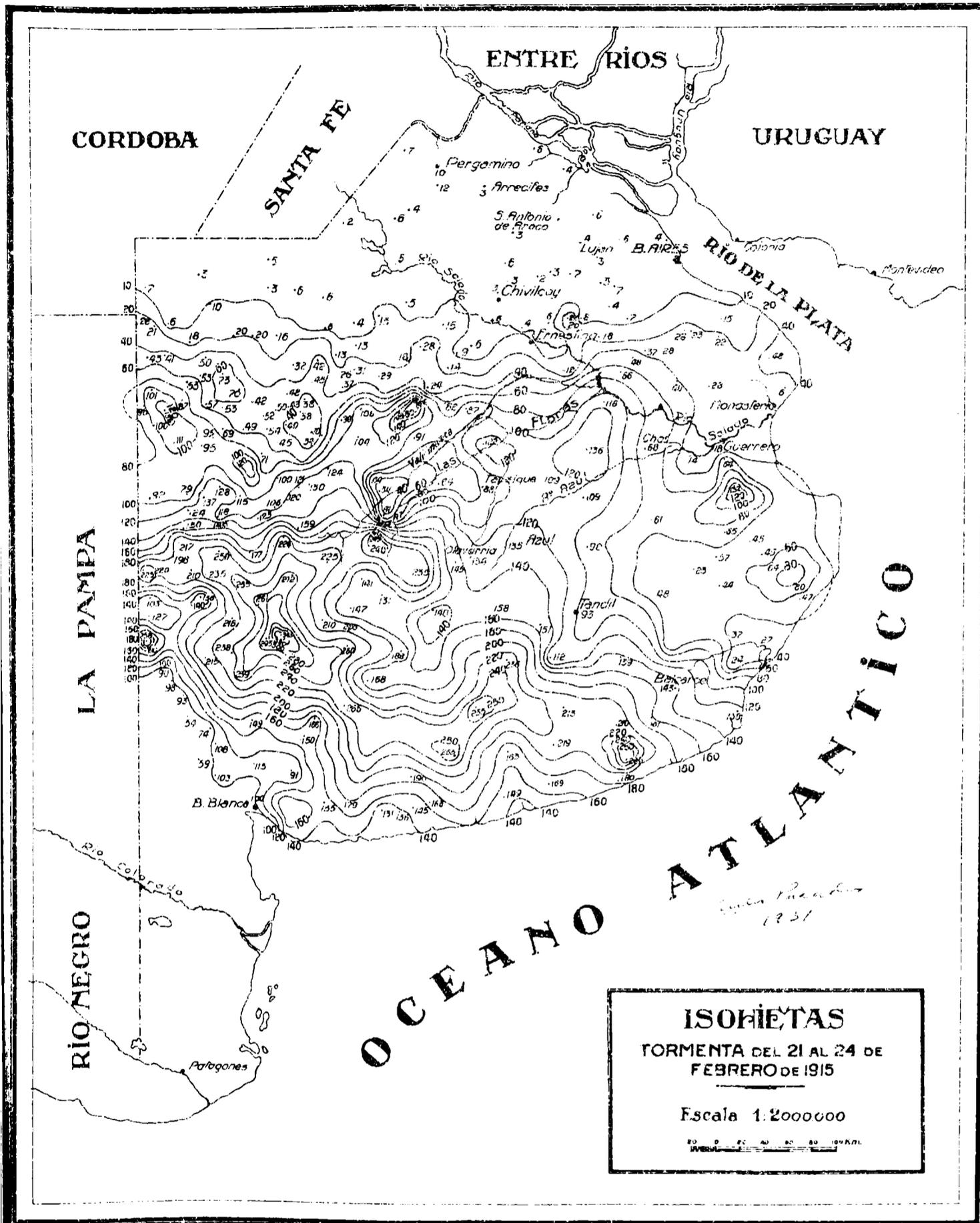


Figura 7

En esta tormenta se precipitaron 7392 Hm.³ en los 87067 Km.² de cuenca del Salado y 4889 Hm.³ en los 50.400 Km.² de cuenca más hasta Meridiano V, es decir, 12.281 Hm.³ sin variar el nivel de las aguas en los arroyos. Ocurrió en año lluvioso precedido de años lluviosos y prueba que con tierra saturada y bajos semicolmados sobra capacidad en la cuenca.

Fue la tormenta más violenta acaecida en la cuenca del Vallimanca, rompiendo 1269 metros de vías y no variando un centímetro el nivel del Saladillo en Del Carril. Almacenamiento íntegro.

Esta tormenta se precipitó casi íntegramente en los días 22 y 23 de febrero.

lado, la escasa evaporación del resto del año, no fué capaz de restaurar la capacidad normal para almacenar las lluvias menores de los meses sucesivos que causaron gran incremento en los caudales de los emisarios, es decir la inundación general tal como la entiende la población rural.

Es bueno no perder de vista que el año 1900 figura en la planilla de precipitaciones medias anuales en la región inundable con la precipitación media de 1156.9 mm. y precedido del año 1899 con 912.9 mm. ambas precipitaciones superiores a la media o normal 830.9 de la región inundable. (pág. 49). No se puede pues argüir que debido a la sequedad de la tierra la lluvia fué absorbida, puesto que el año 1899, había ya producido la elevación de la napa freática y además hay constancias de enormes volúmenes almacenados en las depresiones del suelo en esta tormenta.

Considerando solamente 200 mm. de la lluvia de marzo de 1900, ésta hubiese ocupado en bajos de 0.50 m. de profundidad, el 40 por ciento de la superficie, es decir que la inundación se produjo fatalmente, como efectivamente sucedió y los arroyos llevaron exiguos caudales.

¿De que utilidad hubiese sido la desviación, represamiento o conducción endicada de las aguas de la parte alta, en una palabra la eliminación de su efecto, para evitar esta inundación sin salida del 40 por ciento de la superficie, que es la realmente perjudicial?

Se ve también que por un drenaje moderado, (véase fig. 114) forzando el caudal del Salado en marzo de 1900 a 600 m³|s. de modo que el desagüe jugase el mismo rol que la evaporación, de la estación estival, cuan facilmente hubiese sido anular las avenidas de este año y reducir sus perjuicios a una suma despreciable, desde que podríamos haber utilizado para el desagüe, el verano del año 1901, que fué año de sequía.

LLUVIAS DEL AÑO 1915

El año 1915 fué en extremo lluvioso en su primera mitad, como puede verse en el gráfico adjunto, y su precipitación anual en la zona inundable de la provincia de Buenos Aires acusa 961,7 mm., siendo la media, en 50 años, en la misma zona, 830,9 mm. (pág. 49).

Fué precedido el año 1915 del año 1914 con 1,495 mm., año de inundaciones generales, y éste del año 1913, con 1064,9 mm., año de inundaciones generales, al cual, a su vez, precedió el año 1912 con 1056,6 mm., también lluvioso.

Una sucesión de años lluviosos que con sus excesivas precipitaciones al Oeste de la Provincia levantaron el nivel de la napa freática, a tal punto, que en Adrogué, por ejemplo, en que ésta ahora tiene su nivel a 9 m. bajo la superficie, tenía el año 1915 sólo 1m.50 bajo el mismo nivel.

Se puede ver, además, el gráfico que se acompaña, en el cual figura la precipitación media de 50 años para cada mes de un año normal y las que ocurrieron al finalizar el año 1914 hasta septiembre de 1915. (Fig. 6).

En dicha lámina, titulada «Precipitaciones que precedieron a las inundaciones de mayo de 1915», puede verse el considerable exceso desde octubre de 1914 y sólo la normalidad en enero de 1915.

La cosecha de maíz de 1914 hubo de dejarse en los trojes sin desgranar hasta el verano de 1915, pues por su considerable exceso de humedad era rechazada por los exportadores, a más de que los caminos estaban convertidos en lodazales que hacían imposible su transporte.

De todo esto sacamos esta conclusión:

Que al comenzar el año 1915 se hallaba la tierra saturada a pocos centímetros del suelo y los bajos semicolmados por las continuas lluvias y la elevación general de la napa freática.

Veamos ahora las lluvias que se almacenaron.

Del 21 al 24 de febrero de 1915 (fig. 7) se precipitó en la zona J, I, U, A, B, C, D, J, que ha sido llamada zona alta (fig. 2) cuyas aguas sustraerían el colector y que mide 35.170 Km². una lluvia de 139 mm., que se almacenó íntegramente, no variando un centímetro el nivel del Arroyo Saladillo en Del Carril y resistiendo el canal número 9 con su reducida capacidad, lo que significa que el aporte de la cuenca de los canales 9 y 11 fué muy escasa, o sea que también se almacenó casi íntegramente.

Merece destacarse que en la cuenca del Vallimanca se precipitaron esta vez 139,6 mm., o si se la limita de acuerdo al F. C. S. 165,7 mm. y a pesar de haberse roto 1269 m. de vías, en brechas que abrieron las aguas en el Vallimanca superior, (fig. 8) no varió, como se dijo, el nivel del Saladillo en Del Carril. (Figura 71).

Ø INUNDACIÓN DEL AÑO 1915. Ø

- DESTROZOS EN LAS VIAS FERREAS DEL F.C.S. -

≡ CUENCA DEL VALLIMANCA. ≡

= TORMENTA DEL 21. al 24. DE FEBRERO 1915 =

= ESQUEMA =



clib: Mau.

Figura 8

Esta violentísima tormenta que causó destrozos en las vías e inundaciones en la parte alta, no hizo variar un centímetro el nivel del agua en el Arroyo Saladillo en Del Carril, prueba irrefutable que no son las aguas de la parte alta, las que causan las inundaciones de la parte baja.

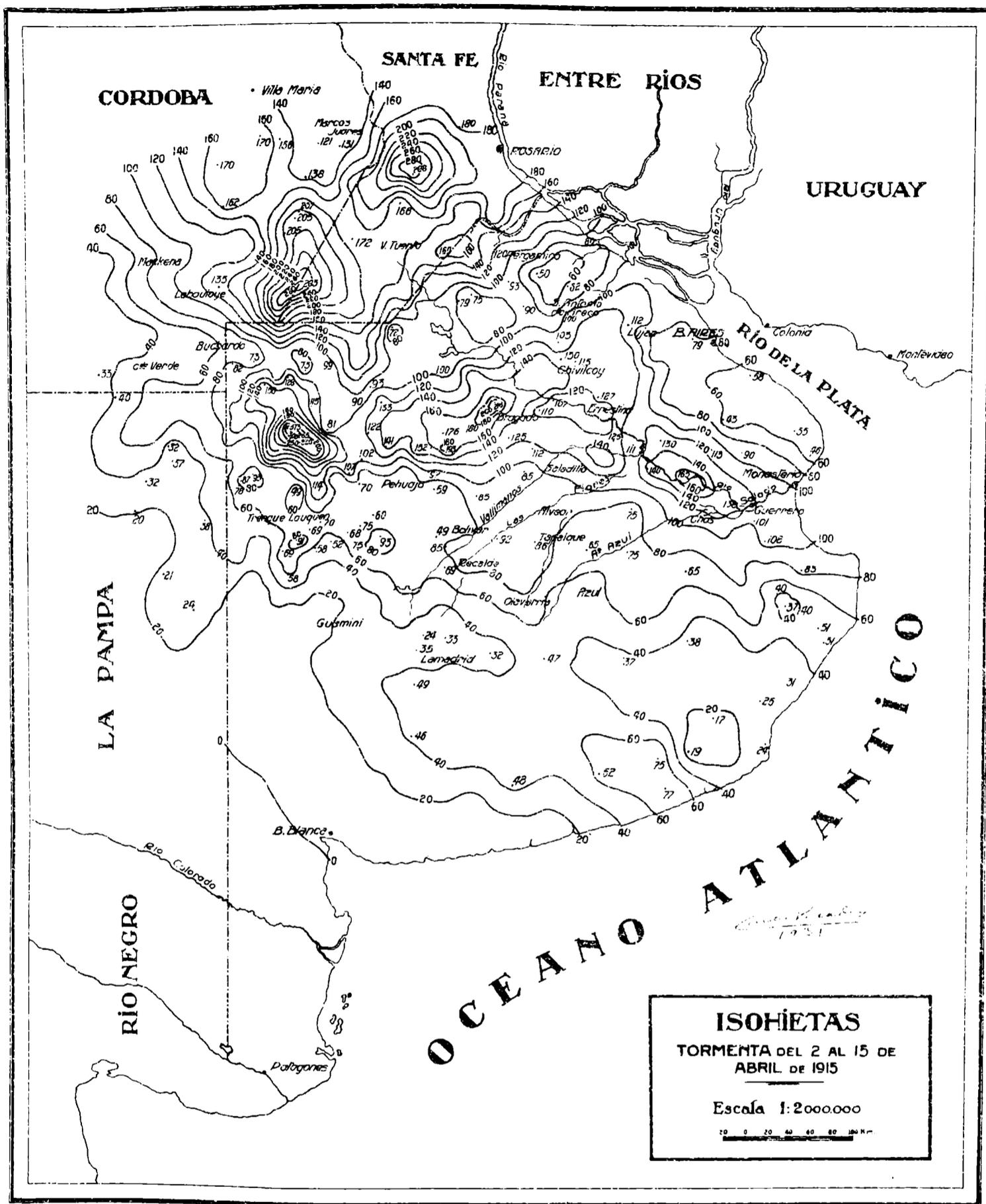


Figura 9

Esta tormenta conjuntamente con la del 20 al 25 de abril originaron una precipitación en los 87.067 Km.² de cuenca del Salado de 13.269 Hm.³ y llevó el Salado a más de 1000 m.³/s. en Guerrero, durante un mes y medio.

En estas tormentas no hubo grandes aportes en la cuenca Sur y el aumento de caudal en Guerrero pudo ser evitado; desde que en el mes de marzo de 1900 se precipitaron en los 87.067 Km.² de cuenca del Salado. 20.374 Hm.³, llegando el caudal en Guerrero solo, a 320 m.³/s. y en la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, año con exceso sobre la precipitación normal, se precipitaron en la misma cuenca 14.692 Hm.³, variando el caudal en Guerrero de solo 40 m.³/s. Causa: Bajos colmados en abril de 1915. Consecuencia No son las aguas de las sierras, las que provocan estas avenidas.

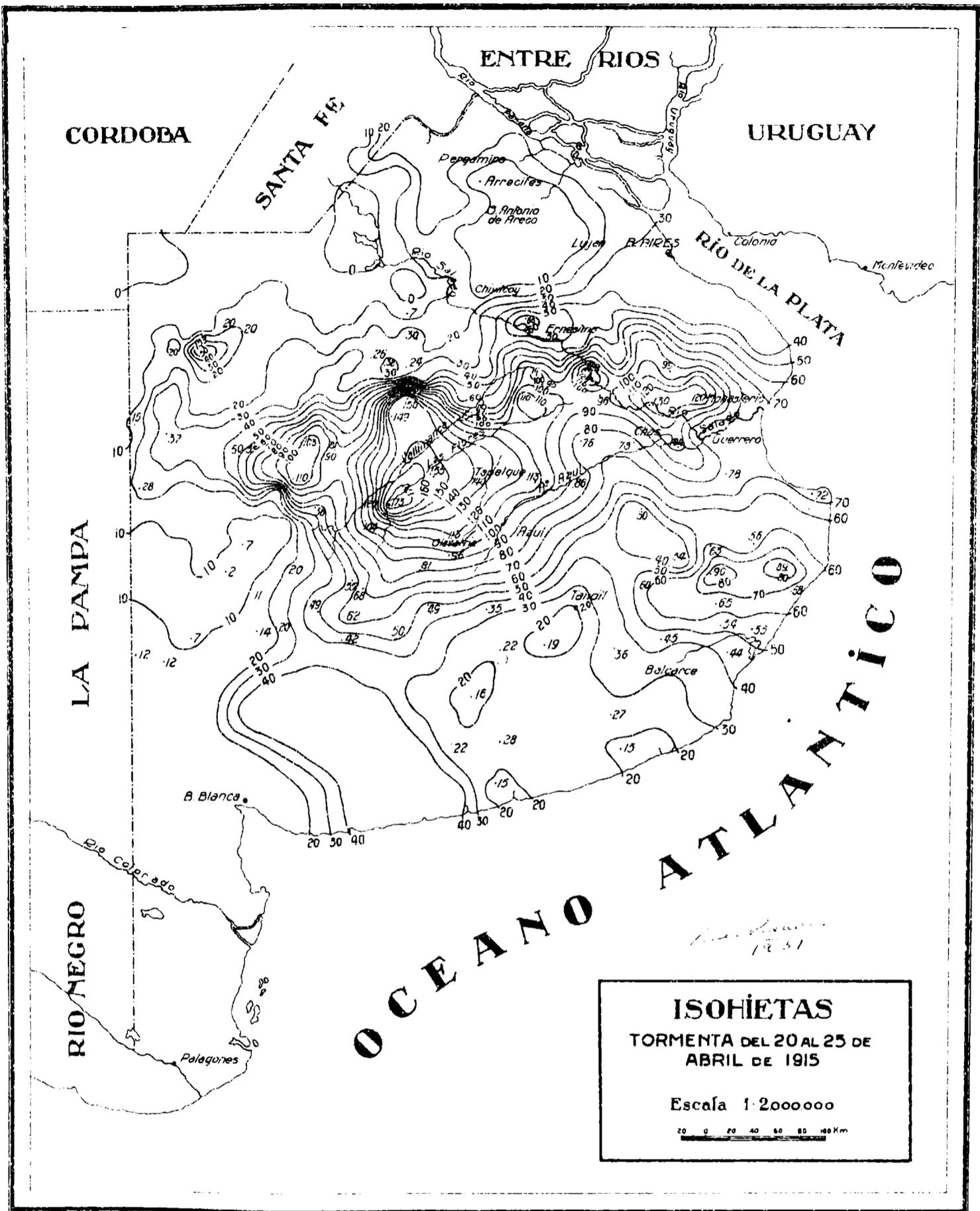


Figura 10

En esta copiosa tormenta no hubo grandes crecidas de los afluentes de la cuenca Sur del Salado, lo que prueba que con la tierra saturada y los bajos semicolmados, sobra capacidad para almacenar las lluvias copiosas en esta cuenca.

En las tormentas del 21 de febrero al 25 de abril, se precipitaron en la zona alta de la cuenca Sur del Salado, al Sur del Colector, más de 400 mm., almacenándose íntegramente, probando en consecuencia la enorme capacidad de la parte alta.

El informe privado del Ferrocarril Sud dice textualmente lo siguiente:

«La extraordinaria lluvia en el distrito de las sierras causó una repentina avenida violenta de agua hacia el bajo, excediendo en sumo grado la capacidad de las aberturas existentes, *que únicamente una sola abertura en todas las líneas podía haber dejado pasar todo el caudal*».

Tenemos, pues, una inundación producida en la parte alta que no se deja sentir en la baja. No es, pues, la parte alta la que inunda a la baja.

En cambio, en la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919, (fig. 75) es decir, en siete días, más del doble de tiempo, se precipita en la cuenca del Vallimanca 130,3 mm., o si se la limita de acuerdo con el F. C. S. 148,4 mm. y produce la rotura de 15.837 metros de vía en la cuenca del Vallimanca (fig. 77); el Saladillo llevó 1000 m.³/s. en Del Carril. (Pág. 176).

La cuenca de los canales 9 y 11, que mide 20.158 Km.², recibe en esta tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, 104 mm. (pág. 125) y resiste perfectamente el canal número 9, y en cambio en la tormenta del 15 y 16 de agosto de 1922 (fig. 81) se precipitan en esta misma cuenca 62,9 mm., (pág. 180) produciéndose la rotura del canal número 9, y las últimas graves inundaciones ocurridas en la Provincia, en Dolores, Lavalle, etcétera. ¿Cómo se explican estos hechos?

De un modo muy simple. La tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 ocurrió en verano, y la evaporación que se produce en esta estación, rebajando el nivel de las lagunas, y no la evaporación durante su desplazamiento, proporcionó la capacidad para el almacenamiento de esta colosal tormenta, circunstancia providencial que faltó en julio de 1919, en agosto de 1922, y en agosto de 1926 en la cuenca de Dolores.

LAS OTRAS LLUVIAS DE 1915

En el mes de marzo de 1915 se produjeron las siguientes precipitaciones: (pag. 141).

Cuenca del Vallimanca 100 mm.

El nivel del agua en Del Carril, que era 3 m. bajo los rieles y no había variado con la lluvia anterior, llegó a 1,50 del 6 al 8 de abril, es decir, aproximadamente al nivel de las barran-

cas, (fig. 71) y dado que el aumento de sección en el puente de Del Carril fué de sólo 54 m². el incremento de caudal no habrá sido, sin duda, mucho mayor de 50 m³|s., lo que significa que también se almacenó íntegramente con excepción de aquellos bajíos en directa comunicación con los arroyos y que produjeron este leve incremento de caudal en Del Carril. Tenemos, pues, en la cuenca llamada alta del Salado, que substraería el colector, almacenados:

Lluvias del 21 al 24 de febrero	139 mm.
Lluvias del mes de marzo	100 »
	<hr/>
Total	239 »

RESTO DE LA CUENCA A, B, C, J, U, A., LLAMADA ALTA DEL SALADO
QUE SUBSTRAE EL COLECTOR

En el resto de esta cuenca se precipitaron, en el mes de marzo, una media aproximada de 116 mm. (pág. 141) o sea groseramente aproximado, podemos tomar 108 mm. de precipitación para toda la zona alta como promedio, con la del Vallimanca.

El canal 9 sigue resistiendo, de modo que el aporte de la cuenca de los canales 9 y 11 es insignificante, así como la del Vallimanca.

Tenemos, pues, acumuladas, en la zona que se ha dado en llamar alta, salvo la evaporación o infiltración, ambas y sobre todo la última, muy escasas,

247 mm.

LLUVIAS DEL MES DE ABRIL DE 1915

Ocurren después las lluvias del 2 al 15 de abril de 1915 y del 20 al 25 del mismo mes, en las que se precipitaron en la zona A, B, C, J, U, A, llamada alta, que substraería el colector 154 mm., y en la cuenca del Vallimanca 148 mm. (figuras 9 y 10).

El canal 9 siguió resistiendo y el Saladillo en Del Carril, en vez de subir bajó 30 cm., de modo que tenemos el almacenamiento íntegro de las siguientes lluvias para la zona alta de la cuenca del Salado:

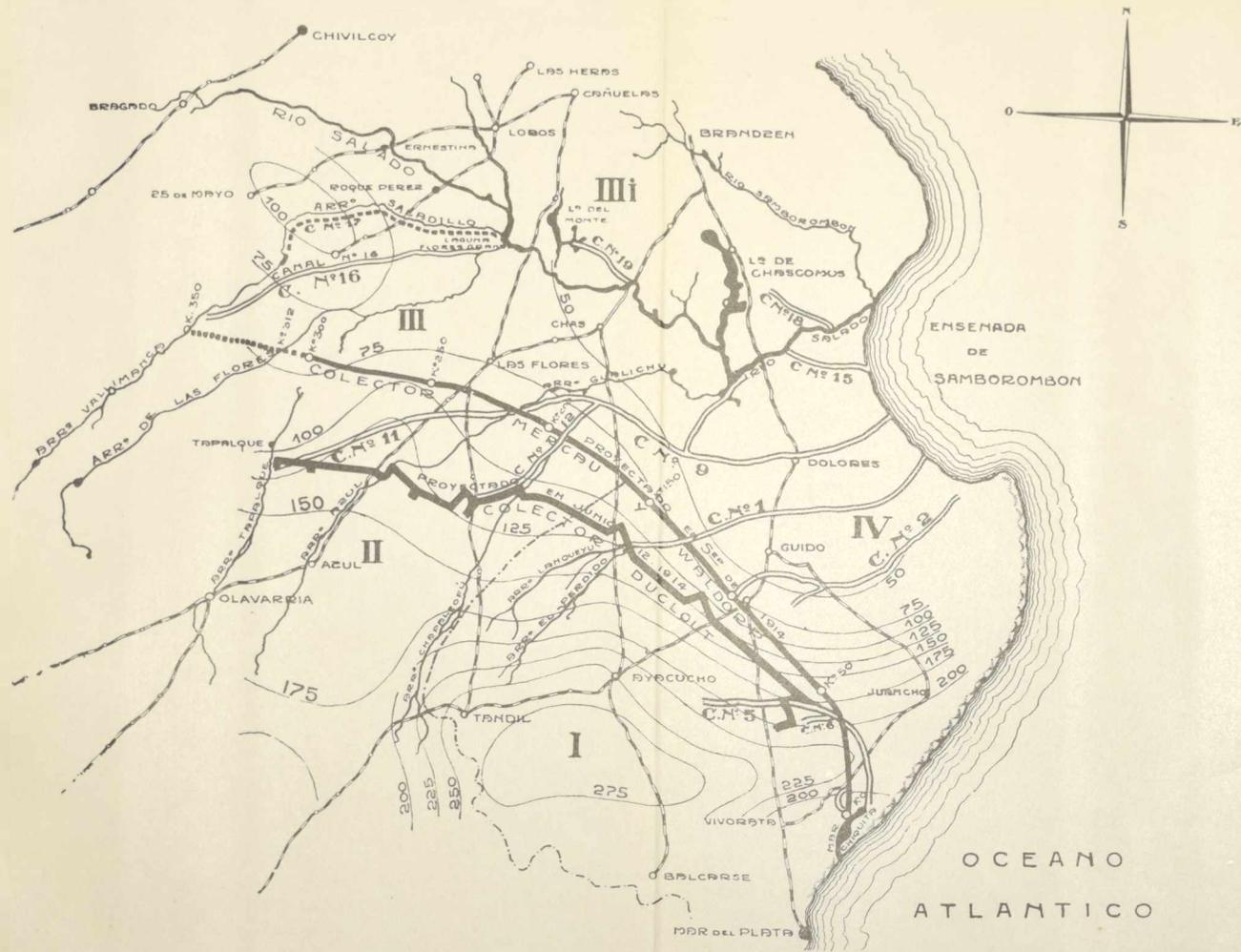


Figura 11

Plan del Ingeniero Jorge Duclout. Año 1914

El proyecto de Duclout fué publicado en «La Nación», el 12 de junio de 1914 y el proyecto Mercou - Waldorp, fué presentado en septiembre de 1914, siendo en consecuencia posterior. (Véanse publicaciones del Ingeniero Duclout en la Ingeniería número 508, julio 16 de 1919).

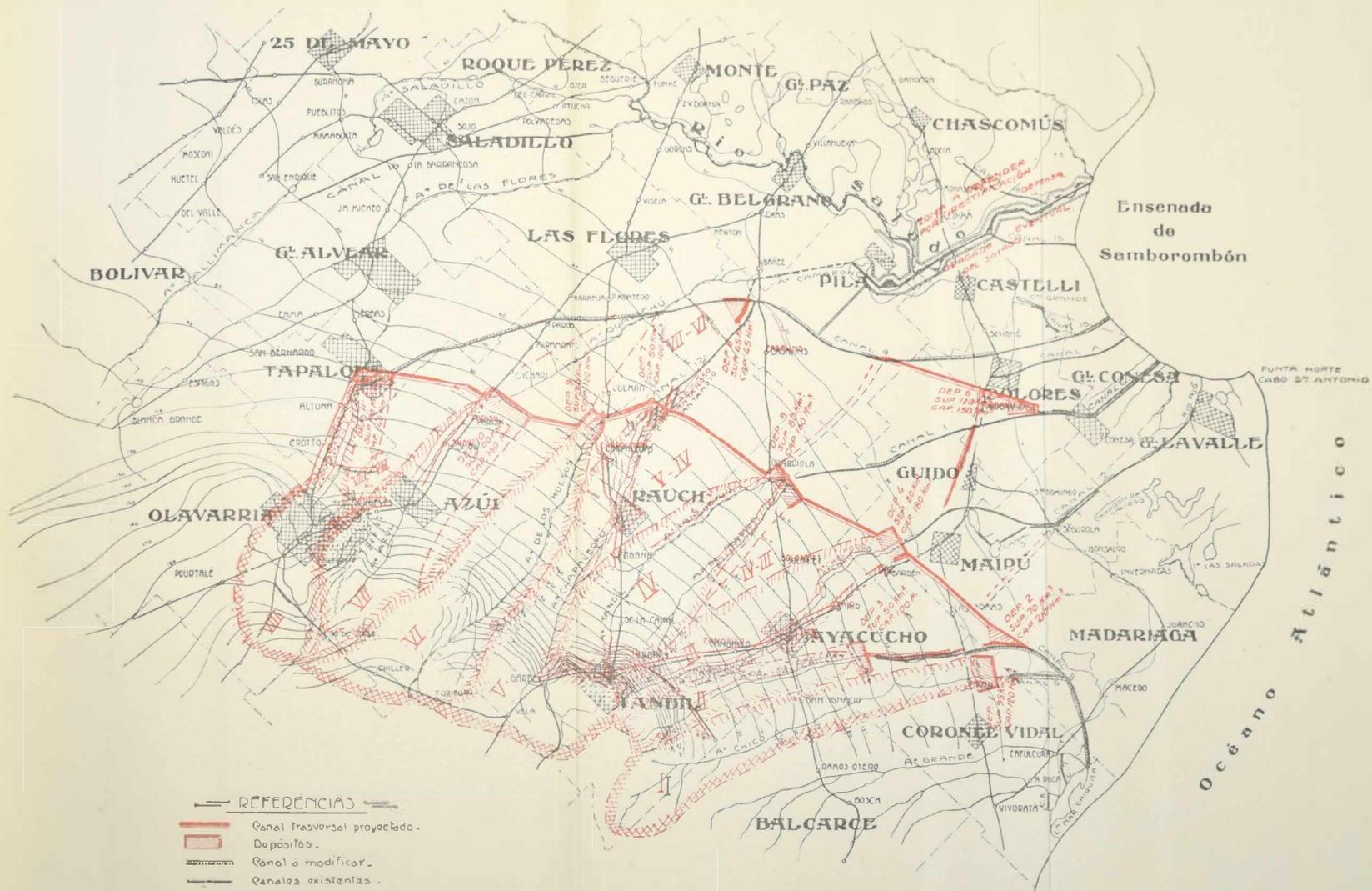


Figura 12
Plan del Ingeniero Jorge Duclout. Año 1914

Este plan del Ingeniero Duclout, se basa en la retención en embalses de un volumen de agua de 1112 Hm.³ para los 11 embalses y además un canal que una los mismos, para conducir su exceso al mar; es decir, el Colector.

En las lluvias de marzo de 1900 en las depresiones del suelo se almacenaron 20.374 Hm.³, es decir, 18,15 veces mayor volumen sin gasto alguno de expropiación, habiendo capacidad para almacenar 26.100 Hm.³, o sean 800 mm., si se pone en práctica el plan que propongo. No se precisa la desviación.

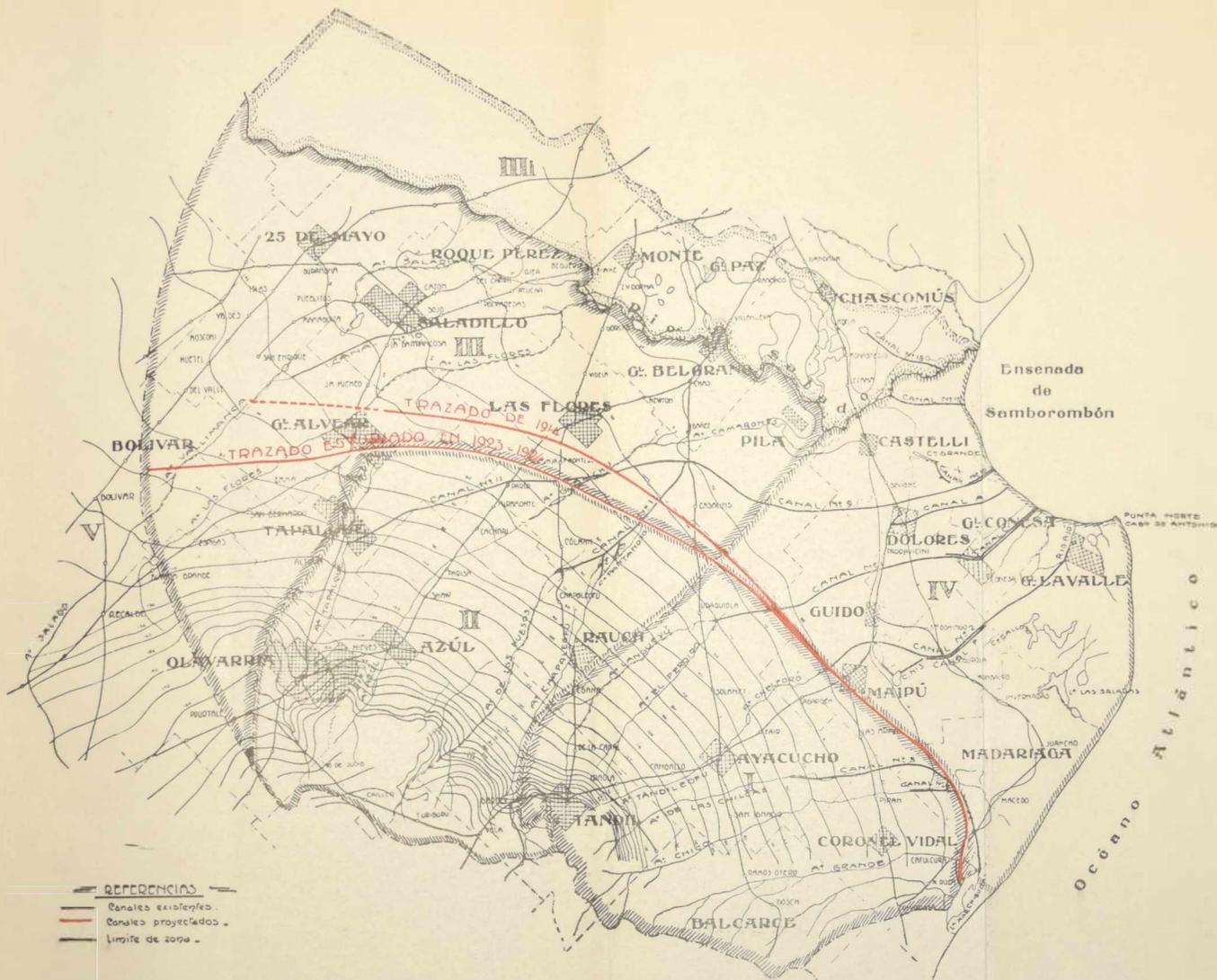


Figura 13

Plan ingenieros Mercou - Waldorp. Año 1914

Observación: Se ve que el estudio efectuado en el terreno, se aproxima más aún al de Duclout, del cual deriva y al cual es posterior.

El consiste en esencia en un espaldón de tierra para desviar las aguas de la parte que ha sido llamada alta, a la cual se atribuye erróneamente, la causa de las inundaciones.

Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	139 mm.
Lluvias de marzo de 1915	108 »
Lluvias de abril de 1915	154 »
<hr/>	
Total	401 mm.

Tomemos el 75 % de esta cantidad, descontando así la evaporación e infiltración, y aquella cantidad se reduce a 300 mm.

Es evidente que al almacenarse íntegramente igual resultado se hubiese obtenido si estas lluvias hubiesen caído en 24 horas, ya que descontamos con creces una evaporación escasa en esta época del año en un mes en el cual llovió durante todo él, es decir, con atmósfera saturada y una absorción casi nula por el estado de saturación de la tierra.

Igual capacidad demuestra existir en las márgenes del Salado la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 y las lluvias de marzo de 1900.

CONSECUENCIA

La zona que se ha dado en llamar parte alta, tiene una capacidad que se aproxima a 300 mm. con la tierra saturada y los bajos semicolmados. Quiere decir que como media de la cuenca del salado, reducido el nivel de las aguas de los bajos a la de un año normal, podemos asegurar que se aproxima a 300 mm.

b) Todos los planes que se basan en que el agua de la zona alta, llamada así la que queda al Sur del Colector de Duclout o el posterior de Mercau, es la causante de las inundaciones, son erróneos como principio, ineficaces y de un gravamen confiscatorio por su monto.

Tenemos hasta ahora almacenados próximamente 300 mm. en la zona llamada alta, pues sólo escapa a nuestro control el arroyo de Las Flores, que no tuvo crecida digna de mención en esas circunstancias.

Tenemos, además, inundaciones producidas en la zona llamada alta del Vallimanca, habiéndose producido la rotura de 1269 metros de vías, como ya se dijo, y el nivel del Saladillo en Del Carril no varió un centímetro.

El Salado empieza a crecer en Guerrero rápidamente en abril, llega a más de 1000 m.³/s en mayo, manteniéndose en ese estado hasta el 10 de junio y alcanzando su caudal máximo de 1.400 m³/s. a fines de mayo.

En Roque Pérez alcanza un nivel de 75 cm. más bajo que el 17 de septiembre del año 1913, fecha en la cual llevó un caudal de 1300 m.³/s., según datos del Ferrocarril Sud.

COLECTOR DEL INGENIERO MERCAU

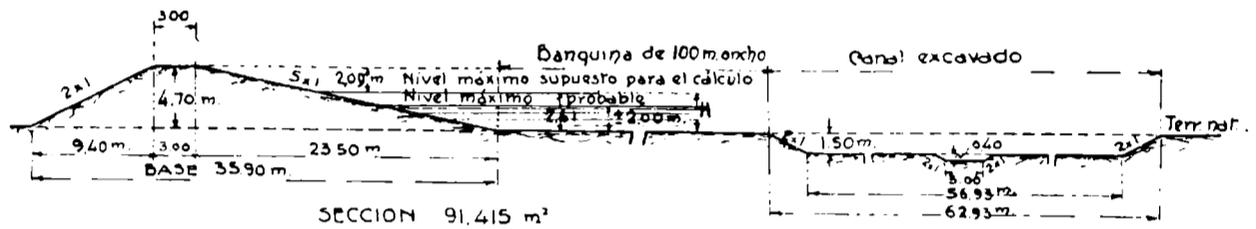


Figura 14

Observación: Sección en la desembocadura, en Mar Chiquita

Sección del espaldón de tierra en el origen. Se ve como con la tierra escavada se forma el espaldón para desviar las aguas.

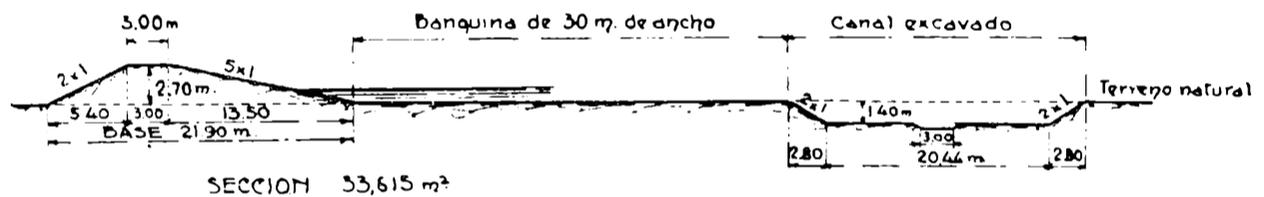


Figura 15

Observación: Sección en el Kilómetro 300

Sección del espaldón de tierra en la extremidad. Se ve como con la tierra escavada se forma el espaldón para desviar las aguas.

Tenemos, pues, la inundación producida y verificado nuevamente lo que decían los Ingenieros Lavalle y Médici en la página 7 de su informe manuscrito original: «Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las informaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884 fueron producidas más bien por lluvias del Norte y Oeste que las del Sur, de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y Las Flores»; se referían al caudal del Salado. Es decir la zona alta sin influencia sobre el Salado.

Esta verdad se ha verificado también en las inundaciones de 1900, 1913, 1914 y 1915.



Figura 17. — Obras de desagüe de la Provincia

En este plano aproximado de la región inundada en 1900 se ha trazado el Colector para mostrar que casi tanto se inunda al Sur del mismo como al Norte. La zona al Sur del mismo, ningún beneficio recibía y sin embargo se la sometía a impuesto igual a la situada al Norte del Colector.

En el mes de septiembre de 1900, cayeron en la cuenca situada al Sur del Colector 111,7 mm., de los cuales como máximo se habrán escurrido 84 mm., que no pueden causar en la zona baja una inundación superior al 16,8 % de la superficie en bajos de 0m.50 de profundidad. No son en consecuencia las lluvias de la parte alta las causantes del 50 % de inundación de la parte baja.

CONSECUENCIAS

Tenemos la inundación producida, el Salado desbordado y el Colector, en caso de que se hubiere construído, sin rol ninguno.

La inundación producida, pues el almacenamiento de 300 mm. en la parte alta ocupa en bajos de 1 metro de profundidad el 30 % de la superficie y como no todos los bajos tienen 1 metro, podemos suponer cerca del 50 % o 40 % de la superficie inundada, lo que supone la profundidad de los bajos de 0m. 60 o de 0m.75 en vez de 1 metro supuesto, cifras que parecen razonables.

La inundación de la zona baja se acercaba al 50 % en esa ocasión.

Basta leer, por otra parte, los diarios de esa época para cerciorarse de los clamores de la gente que tenía inundación en la cuenca S. del Salado con los arroyos con escaso caudal, fenómeno preliminar a la gran avenida de agua.

Si el colector o desviación de las aguas hubiera sido ineficaz en este caso también lo hubiesen sido los embalses o retención de las aguas de la parte alta o la conducción endicada de las mismas. No hubiesen tenido rol alguno hasta inundar de un 40 % a un 50 % de la zona.

Resulta también contraproducente los endicamientos del Salado que no harían otra cosa que impedir el acceso del agua al mismo, puesto que ésta afluye de sus márgenes en su mayor parte.

EL GRAVAMEN RESULTA CONFISCATORIO

Calculando en sólo \$ 100.000.000 el costo del colector, costo que será con creces excedido, él no beneficia ligeramente sino a 2.400.000 hectáreas de la zona comprendida entre el colector y el Salado aunque se le someta al mismo impuesto en el plan del colector y desconsideradamente a la zona S. del mismo hasta las sierras, que no recibía ningún beneficio.

De estas 2.400.000 hectáreas se inunda el 60 %, más o menos, (véase figura 17), o sean 1.440.000 hectáreas, sobre las cuales recae el impuesto. Como las inundaciones se producen cada 10 o 15 años, según vimos, en este lapso de tiempo se

duplica un capital, al interés corriente de plaza, es decir, que cada hectárea de campo inundable paga por lo menos:

$$\frac{100.000.000}{1.440.000} = 69.50 /h$$

que será en muchos casos superior a su valor.

Calcúlese lo que resulta con el colector a \$ 200.000.000 como costo, que no es un despropósito.

c) No existe el menor peligro — al poner en práctica el plan que propongo — de que el agua de las zonas altas se precipite sobre las zonas bajas, empeorando las cosas.

Basta observar la lámina aproximada de las inundaciones de 1910 (fig. 17) y la traza del colector que cruza más o menos normalmente las corrientes de agua para cerciorarse que éstas ocupan en el trazado del colector aproximadamente el 50 % de su longitud.

Cuando el agua de las lluvias quede empozada en las depresiones del suelo y los propietarios hagan sus canales, se restablecerá la corriente y se anulará con toda facilidad el efecto de tales canales, si en los cortes que se hagan para unir los bajíos se echa una carretillada de tierra o se pone una compuerta; su regulación matemática o la anulación del efecto de tales obras es, pues, sencillísima.

Hagamos un ejemplo práctico.

En el año 1919 vertió la cuenca del Vallimanca, a la altura de Del Carril más de 1500 m³|s., posiblemente 1700 m³|s., llevando el Saladillo 1000 m³|s.

Esta cuenca tiene un ancho medio de 50 Km. y si se hace en ella un canal cada 200 metros; tenemos 250 canales.

Si cada uno tiene 1m.² de sección y el agua circula por ellos a 0,60 m|s. de velocidad, tenemos en total 150 m³ s. de caudal, aceleración producida por estos canales, sin preocuparse de las compuertas, caudal que ningún daño haría. (Compárese con los 1700 m³|s.).

Un raciocinio idéntico, aplicado a los 230 Km. del Colector que intercepta las aguas de la cuenca del Salado, que bajan de las sierras nos dá un caudal de 690 m³|s., lo que no significa que el Salado fuese a experimentar ese aumento y se lograría evitar con este sencillo medio avenidas de decenas de miles de m³|s. de esa cuenca.

Podríamos agregar por último una consideración más:

El Salado mide aproximadamente 400 Km. desde su desembocadura hasta la provincia de Santa Fe, o sea para las dos márgenes un desarrollo de 800 Km. Todo hace suponer, según veremos más adelante que el agua en los canales de desagüe privados ribereños al Salado, no adquirirá una velocidad media superior a 0.20 m|s. (pág. 404).

Para completar 600 m³|s. de incremento de caudal, se requerirá una sección de canales de 3.000 m². o sea 1.500 canales para cada ribera del Salado y si los canales tienen 1 m². cada uno, 1.500 canales, darían una equidistancia de:

$$\frac{400.000}{1.500} = 266 \text{ m.}$$

digamos 300 m. o sea aproximadamente 3 canales por kilómetro, lo que es una exageración.

La aceleración que produciría tales obras, no es por consiguiente de temer:

d) El Salado no es insuficiente como se ha pretendido.

Se demuestra con toda claridad que haciendo de modo que mantenga un caudal constante, el Salado es suficiente. El pensar que no lo es, es lo mismo que decir que nuestros ferrocarriles son insuficientes porque no pueden transportar la cosecha de dos años en un mes.

Basta recordar que el caudal medio anual máximo del Salado, lo adquirió el año 1913 con 550 m³|s. (fig. 115).

Las razones y ejemplos citados son convincentes; sin embargo, no son los únicos y en las consideraciones generales que siguen, se hace una recapitulación de lo dicho y se agregan sintéticamente otras más, cuyas comprobaciones se encuentran en esta publicación.

CONSIDERACIONES GENERALES

Las inundaciones generales se producen en la Provincia de Buenos Aires a intervalos, que tienen una duración de 13 años más o menos, de acuerdo a lo visto anteriormente.

Anteriormente al año 1884 hay muy pocas observaciones pluviométricas para poder emitir juicio sobre las inundaciones y su relación con las lluvias y aun las de 1884 son muy escasas.

Los Ingenieros Lavalle y Mé dici que las estudiaron, llegan a una precipitación de 9000 Hm.³ en las lluvias del 21 al 24 de septiembre de 1884, basados estos cálculos en siete observaciones y lo demás en meras hipótesis. Se la tenía por la tormenta más violenta.

Las inundaciones generales producidas desde esa fecha son las siguientes:

Las causadas por las lluvias del 21 al 24 de septiembre de 1884:

Las causadas por las lluvias del mes de septiembre de 1900.

Las causadas por las lluvias del mes de agosto de 1913.

Las causadas por las lluvias de abril de 1914.

Las causadas por las lluvias del mes de abril de 1915.

Se observa para estas inundaciones lo siguiente:

a) Que según gráficos adjuntos han sido precedidos en general de varios años lluviosos, los cuales, colmando los bajos, prepararon las inundaciones.

b) Que todas, sin excepción, tanto las generales como las parciales han ocurrido de mayo a octubre, es decir, en la época en la cual la precipitación es mínima y la evaporación también.

c) Que en años normales no han ocurrido grandes inundaciones ni aun a pesar de las enormes precipitaciones y tampoco en años lluviosos de noviembre a abril. Como consecuencia forzosa de lo que antecede, se deduce:

a) Que si con un sistema de pequeños canales se extrae parte del exceso perjudicial de agua, de manera de dejar los bajos en condiciones de almacenar la próxima lluvia, las inundaciones no se producen. El problema se reduce a utilizar la acción reguladora de las lagunas y depresiones del suelo.

b) Que con un drenaje que de mayo a octubre, época en que se producen todas las inundaciones, compense la diferencia de evaporación entre este semestre y el de noviembre a abril se está a cubierto de las inundaciones.

c) Que el problema se reduce a eliminar menos de 300 mm. por año, para lo cual sobra el Salado y el Canal 9.

d) Que el Salado no es insuficiente. Hay que regularizarlo, así como a todos sus afluentes y hacer obligatoria la Ley de Desagües parciales, compeliendo a todo propietario a hacer una red privada de canales de modo de extraer el exceso perjudicial de agua de sus propiedades. En estas condiciones y aun con gran exceso de agua en los campos, sobra capacidad

ESBOZO DEL PLAN PROPUESTO

Talán Brazador 2385. Mas. mas de Canales que en total miden **4800** Mas. de desarrollo
 Los indicados miden 2415 Mas. - La propiedad mas apartada distaria 15 Mas. de la red



Figura 10

La parte fundamental de este plan no figura en este plano y sólo consiste en hacer obligatoria la Ley de Desagüe parcelar que ahora es facultativa, imponiendo a cada propietario a efectuar canales de desagüe, de modo de extraer de las depresiones del suelo el exceso inutilizable de agua.
 Con este medio se crea una capacidad enorme y suficiente para abastecer una Balsa de 300 mas., sin que cantidad considerable de agua se desperdicie por los arroyos y cañadas.

para almacenar la lluvia más copiosa sin que se produzcan inundaciones, de alguna consideración.

c) Sostener que el Salado es insuficiente, es lo mismo que sostener que nuestros medios de transporte son insuficientes porque no pueden transportar la cosecha de dos años en un mes, como ya se dijo.

NO ES LA REGIÓN ALTA LA QUE PRODUCE LAS INUNDACIONES DE LA BAJA

Esta teoría de que las lluvias en la región alta han producido todas las inundaciones generales es fundamentalmente errónea y todos los sistemas basados en la desviación o retención o conducción con endicamientos, del agua de la parte que se ha llamado alta de la cuenca S. del Salado, son costosísimos e ineficaces.

Todas las inundaciones generales que se citan, han sido producidas después de varios años lluviosos cuando se han colmado los bajos, y las parciales que se citan también, han ocurrido en años lluviosos en idénticas condiciones, siendo, en consecuencia, ésto un preliminar de las inundaciones.

En las lluvias de marzo de 1900 se precipitaron en la cuenca del Salado 234 mm. en media y 20.374 Hm³. en total, con núcleos que excedían de 400 mm. almacenándose íntegramente. Es la precipitación mensual más colosal que se registra (Fig. 3).

En las lluvias acaecidas del 15 al 28 de marzo de 1926 se precipitaron en la misma cuenca del Salado al O. de Las Flores Grandes cerca de 300 mm., almacenándose íntegramente esta colosal lluvia, a pesar de haber caído en el cauce mismo del Salado. (Figs. 22, 23 y 24). En los bajos de 0,50 m. de profundidad, ocuparía el 60 % de la superficie del terreno, o sea inundado el 60 % de dicha zona. En las lluvias del 21 al 23 de abril de 1928 (fig. 26) en una extensa zona del Saladillo cayeron más de 500 mm., no variando un centímetro el nivel del arroyo Saladillo. Iguales consideraciones podemos hacer con respecto a las lluvias de mayo de 1913, (fig. 62), de las de abril de 1919 en la cuenca del Vallimanca y Las Flores (fig. 72), las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 (fig. 7) y las del 15 al 16 de septiembre de 1912, (fig. 20), que tomaron la

para almacenar la lluvia más copiosa sin que se produzcan inundaciones, de alguna consideración.

c) Sostener que el Salado es insuficiente, es lo mismo que sostener que nuestros medios de transporte son insuficientes porque no pueden transportar la cosecha de dos años en un mes, como ya se dijo.

NO ES LA REGIÓN ALTA LA QUE PRODUCE LAS INUNDACIONES DE LA BAJA

Esta teoría de que las lluvias en la región alta han producido todas las inundaciones generales es fundamentalmente errónea y todos los sistemas basados en la desviación o retención o conducción con endicamientos, del agua de la parte que se ha llamado alta de la cuenca S. del Salado, son costosísimos e ineficaces.

Todas las inundaciones generales que se citan, han sido producidas después de varios años lluviosos cuando se han colmado los bajos, y las parciales que se citan también, han ocurrido en años lluviosos en idénticas condiciones, siendo, en consecuencia, ésto un preliminar de las inundaciones.

En las lluvias de marzo de 1900 se precipitaron en la cuenca del Salado 234 mm. en media y 20.374 Hm³. en total, con núcleos que excedían de 400 mm. almacenándose íntegramente. Es la precipitación mensual más colosal que se registra (Fig. 3).

En las lluvias acaecidas del 15 al 28 de marzo de 1926 se precipitaron en la misma cuenca del Salado al O. de Las Flores Grandes cerca de 300 mm., almacenándose íntegramente esta colosal lluvia, a pesar de haber caído en el cauce mismo del Salado. (Figs. 22, 23 y 24). En los bajos de 0,50 m. de profundidad, ocuparía el 60 % de la superficie del terreno, o sea inundado el 60 % de dicha zona. En las lluvias del 21 al 23 de abril de 1928 (fig. 26) en una extensa zona del Saladillo cayeron más de 500 mm., no variando un centímetro el nivel del arroyo Saladillo. Iguales consideraciones podemos hacer con respecto a las lluvias de mayo de 1913, (fig. 62), de las de abril de 1919 en la cuenca del Vallimanca y Las Flores (fig. 72), las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 (fig. 7) y las del 15 al 16 de septiembre de 1912, (fig. 20), que tomaron la

cuenca semi inundada y a pesar de ello se almacenaron íntegramente sin crecer los arroyos.

Antes de producirse el aumento de caudal de los arroyos, hay, pues, por lo menos, un 40 % de terreno inundado y cualquier obra destinada a retener, desviar o endicar el agua que corre, resulta ineficaz a todas luces hasta que no se inunde un 40 % del área que se desea proteger.

Fluye de esta consideración lógicamente, que si admitimos que se inunde un 60 % (ver fig. 17), las obras antedichas, en el mejor de los casos, reducirán sólo en un 20 % la inundación, y esta inundación, que se pasa en 15 o 20 días y que es la que menos perjuicios ocasiona, se reducirá de la anterior cantidad, solo en el supuesto de que llueva sólo aguas arriba de dichas obras, lo que no ha acontecido en ninguna inundación general.

Calculados así los beneficios de un tal sistema y exagerando los perjuicios y frecuencia de las inundaciones, reduciendo su período a cinco años en vez de 14, se llega a que los colectores propuestos, los embalses o endicamientos no convienen, por más de \$ 10.000.000, si los propietarios han de obtener un 4 % sobre su dinero. (Ver pág. 214).

Estas obras dejan subsistente un 40 % de inundación, que dura hasta que se evapore o absorba el agua; son imposibles de ejecutar por tal suma, lo que quiere decir que no hay que ocuparse de ellas.

En agosto de 1913 el Salado conducía en Roque Pérez 1300 m³|s. de modo que no fué el agua de las sierras, desviada en su mayor parte por el canal N° 9 la que causó la inundación.

En el año 1900, en septiembre, las mayores precipitaciones ocurrieron en la vecindad del Salado, y los afluentes de la cuenca S. del mismo no llevaron caudales desproporcionados. Tampoco influyó, pues, preponderantemente el agua de las sierras.

En las inundaciones de 1884, 1883, 1877 y 1854, tampoco fueron las aguas que bajan de las sierras las que aportaron mayores caudales al Salado, según los Ingenieros Lavalle y Médici, y la teoría que estas aguas han causado las máximas inundaciones carece en absoluto de fundamento.

Por otra parte: las crecientes del Salado superior, observadas por el Ferrocarril Sud en Roque Pérez fueron de 1300 m³|s. el 17 de septiembre de 1913; el caudal de 1500 m³|s., o

5475 m³/s. (páginas 366 y 386), observado en la insignificante cuenca del Riachuelo de Barracas en 1884 y el de 850 m³/s., observando en abril de 1914 el caudal de 2000 m³/s., que llevó el río Luján enfrente a esta ciudad en los años 1913 y 1914, y cerca de 3000 m³/s., en 1895, con cuencas de 2000 Km.²; la creciente de la insignificante cañada de Las Garzas, en el partido de Lobos, observada por el Ferrocarril Sud el 23 de diciembre de 1911, en que las aguas llegaron a la cota 29,04, es decir, 0.40 m. bajo los rieles del puente del ferrocarril y de la cual el caudal aforado fué de 1162 m³/s. La Cañada de Chivilcoy, con 1440 Km.², también más de 1700 m³/s., etc., prueban que no son las sierras las que producen las inundaciones, sino el agua, y que aguas abajo de los colectores y embalses se produciría exactamente la misma inundación.

Es, por otra parte, sabido que las sierras o parte alta, como se le le ha llamado, existe tanto de mayo a octubre como de noviembre a abril, y es curioso que las inundaciones que han llamado la atención y se citan, se produzcan todas, sin excepción, de mayo a octubre, cuando la precipitación y evaporación son mínimas, y no de noviembre a abril, cuando las precipitaciones son más cuantiosas, violentas y peligrosas; pero como la evaporación también es mayor, regenera la capacidad en las depresiones del suelo para almacenarlas.

Debe culparse el producirse las inundaciones a la acumulación del agua en los bajos, los cuales, una vez colmados, desaparece la capacidad de la cuenca y la inundación se produce con una pequeña lluvia. La solución fluye de esta teoría, y no inculpando a las sierras que sólo dan un aspecto pintoresco al paisaje.

Vamos a presentar dos ejemplos que no dejan la menor duda sobre la anterior afirmación.

Si tomamos el año 1900, en el mes de septiembre se precipitaron en la cuenca del colector A B C D E A, (fig. 2) que se ha dado en llamar alta, 111.7 mm. (pág. 76). Si de esta precipitación se escurre el 75 % o sean 84 mm. y se supone que este escurrimiento sea el que ha causado la inundación de la parte baja, al Sud del colector — siendo aproximadamente dividida la cuenca S. del Salado en dos partes iguales por el colector — no podría haber causado una inundación mayor de 8.4 % en bajos de un metro de profundidad y el 16.8 % en bajos de 0.50 de profundidad.

Se ve por el plano aproximado (fig. 17) que pasa del 60 % lo inundado al S. del colector, de modo que no puede ser el agua de la parte alta su causa, sinó la lluvia caída en la parte baja en esta ocasión y en todos los meses precedentes.

Vimos que en el mes de marzo hubo precipitaciones con núcleos que excedieron 400 mm. en la parte baja.

Si tomamos las lluvias de agosto de 1913, cuya precipitación en la zona alta fué de 173.3 mm. (pág. 83) y hacemos las mismas hipótesis, llegamos también a que no puede producir una inundación mayor del 26 % en bajos de 0.50 m. de profundidad en la zona baja al S. del colector.

Por otra parte, tanto en las lluvias de septiembre de 1900 como en las de agosto de 1913 las pequeñas variaciones de caudal del Saladillo en Del Carril, único río del que se sacan y conservan indicaciones de alturas de agua, prueba que el escurrimiento de la parte alta, debió ser muy por debajo del 75 por ciento admitido. El pequeño caudal que pasó en 1913 por las brechas del canal 9 — aproximadamente 300 m³s.— justifica también la misma aserción.

No debe olvidarse que gran parte del agua que se escurre de la parte alta solo sirve para aumentar la profundidad de lo ya inundado en la parte baja, de modo que el aumento en superficie o lo que es lo mismo, la reducción de la inundación o sea el beneficio que se obtendría, con eliminar las aguas de la parte alta, sería mínimo.

EL PLAN QUE PROPONGO

Se ha dicho y mirado como insoluble el problema de las inundaciones en la provincia de Buenos Aires, y no ha faltado razón.

Con desviación, retención y endicamiento no se logrará reducir la inundación más de un 20 % con presupuestos astronómicos, sin relación con el beneficio, y por lo general, agravando el problema.

Con canales excavados en los cursos de agua tampoco es posible la solución, y un ejemplo claro lo confirmará.

La creciente del Vallimanca en junio de 1919 llevó por este río, en Del Carril, 1000 m.³/s.

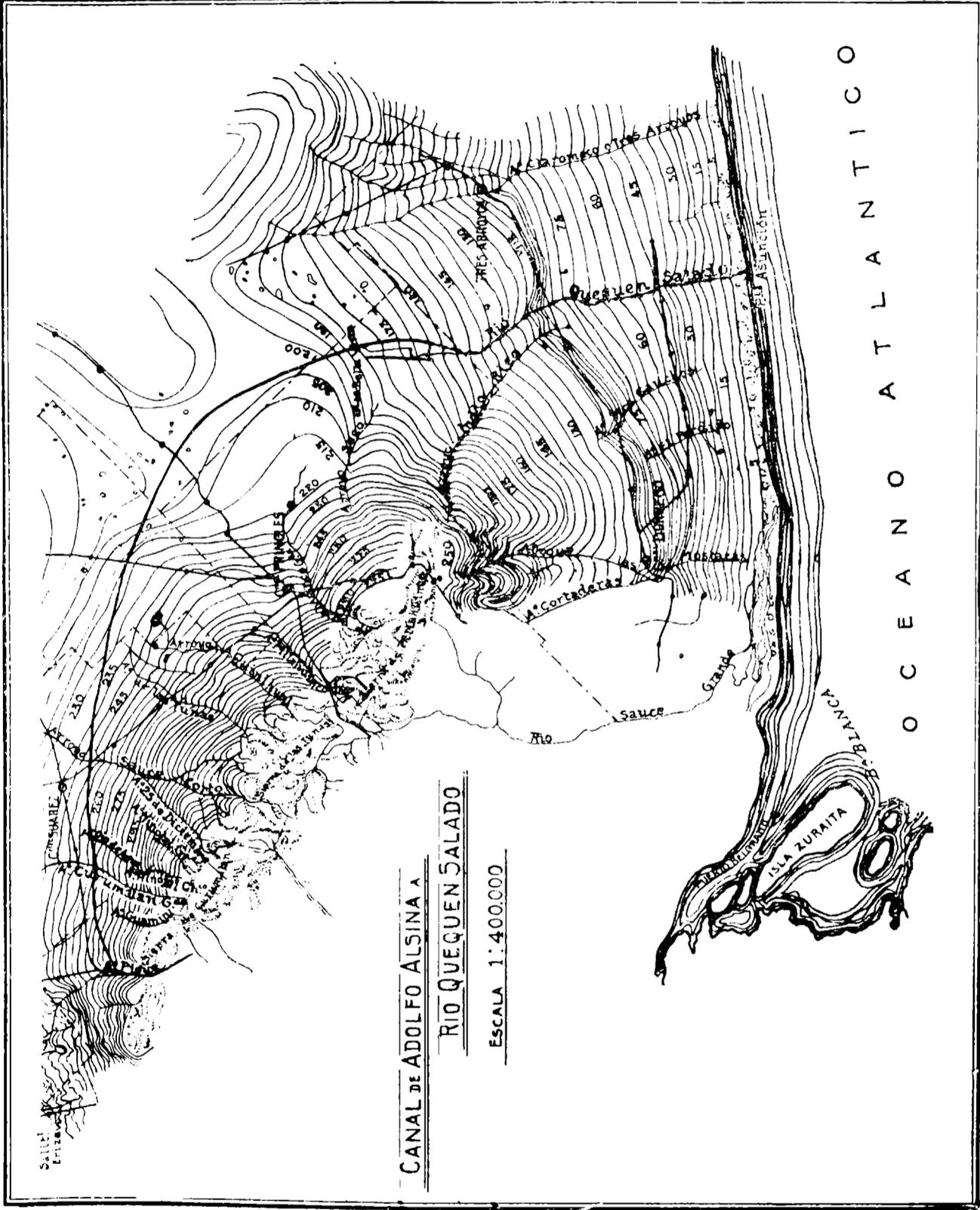


Figura 19

Idea de los ingenieros Romero y Gando que incluyo en mi plan, como una sugerición digna de ser estudiada en el futuro. La desviación hacia el mar del agua que cae en la parte alta de la cuenca de las lagunas de Guaminí.

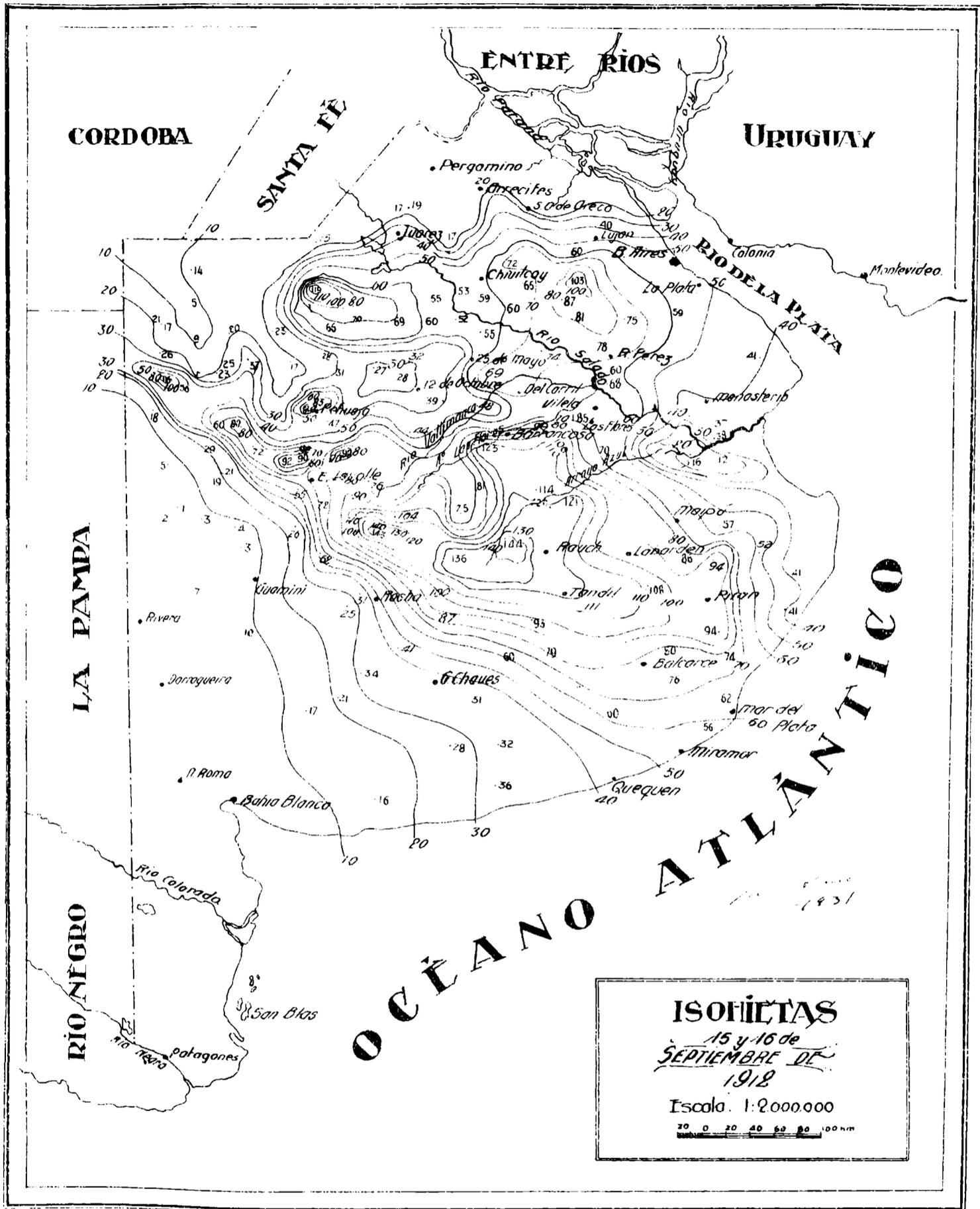


Figura 20

Observación: En esta tormenta se precipitaron en la cuenca del Salado 6199 Hm.³ en solo dos días y el caudal en Guerrero no varió, a pesar de ocurrir al final de un invierno lluvioso con la tierra saturada y los bajos semicolmados. La saturación de la tierra no es pues el principal factor para atenuar una violenta tormenta.

Prueba ella, que aún en estas precarias condiciones sobra capacidad para almacenar esta violenta tormenta, superior a la ocurrida del 15 al 16 de agosto de 1922, en la que solo se precipitaron 5224 Hm.³ en la cuenca del Salado y que sin embargo originó la rotura del canal 9 y graves inundaciones en Dolores, Lavalle, etcétera.

Las causas siempre las mismas: bajos colmados.

PRECIPITACIONES QUE PRECEDIERON A LAS LLUVIAS DE 1912
 Enero Febrero Marzo Abril Mayo Junio Julio Agosto Septiembre

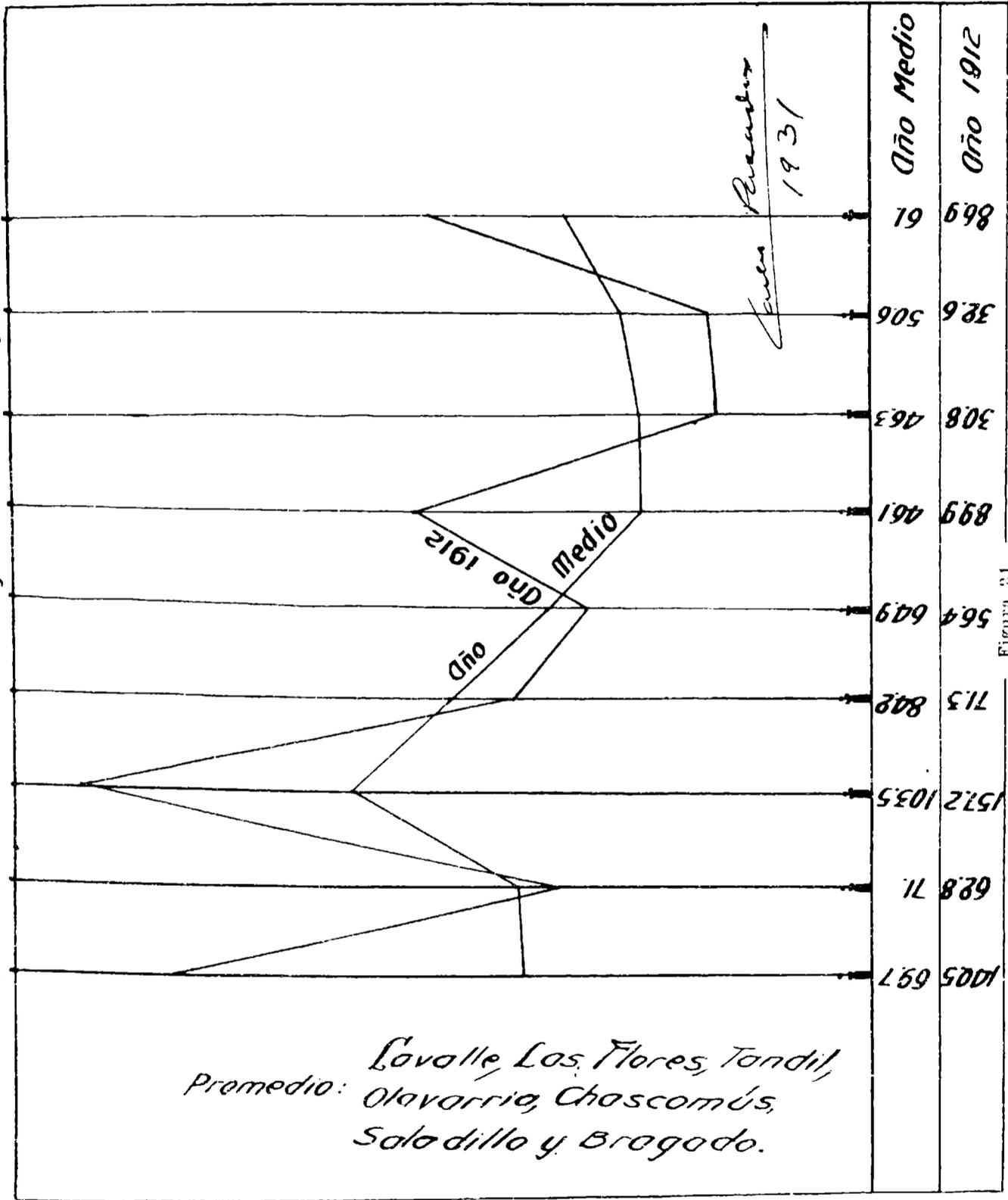


Figura 21

Observación: Se representa el año 1912, comparado con el año normal y el exceso de aquél sobre éste, que produjo el semicolmado de los bajos y la saturación de la tierra. Fué la preparación para las inundaciones de 1913.

Un canal que llevase este caudal con 1m./s. de velocidad necesitaría una sección de 1000 m.², que en 1 Km. de largo haría 1.000.000 de m.³, los que a \$ 1 el m.³, daría un presupuesto de 1.000.000 de \$ y en 300 o 400 Kms. hasta el mar haría un total de 300 o 400 millones sólo para este curso. Este sistema no es aplicable, y se ha tenido razón en mirar el problema como insoluble, así encarado.

Aprovechando la capacidad de la cuenca de la Provincia, que es enorme, el problema es perfectamente soluble con un presupuesto inferior a \$ 7 la hectárea, según el plan que presento, en donde se llega a \$ 6,90 la hectárea. La creciente citada del Vallimanca, originada por una lluvia de 130 mm., pudo almacenarse íntegramente en bajos de 1 m. de profundidad, ocupando sólo un 13 por ciento de la superficie de la cuenca y luego extraerla pausadamente.

ESBOZO GENERAL DEL PLAN

(Véase figura 18 y capítulo IX)

El consiste en la corrección del Salado desde la toma del canal 15 hasta el límite con la Provincia de Santa Fé y en la profundización de la toma del canal 15 para conseguir la desviación del Salado que excavará así un enorme cauce en el canal 15 sin gasto alguno.

En la corrección del Vallimanca, en una extensión de 280 kilómetros, a partir de las Flores Grandes.

Idem de Las Flores, en 170 Km.; del Tapalqué, en 130 Km.; del Azul, en 210 Km.; Los Huesos, en 150 Km.; del Chapaleofú, en 100 Km.; del Langueyú, en 80 Km.; del Perdido, en 80 Km.; del Chelforó, en 100 Km.; Las Chilcas, en 80 Km.; del Napaleofú, en 60 Km., y del Grande, en 80 Km.

Corrección del sistema actual de canales, como idea general construyendo un canal lateral en cada lado de los existentes, de 5 m³/s. de capacidad y reparando con su tierra los terraplenes; en esta forma las obras quedarán en inmejorable estado y los propietarios no tendrían que esperar el descenso de las aguas de los canales para desagüe de los campos adyacentes y evacuación de las aguas locales.

Donde los terraplenes cortan las corrientes laterales se les daría desagüe directo en estas vaguadas, interrumpiéndolos.

El sistema actual quedaría libre de objeciones y reparado. Para estas correcciones se calculan 1600 Km. de canales de 5 m.³/s. de capacidad, y se destina una partida de \$ 10.400.000 moneda nacional.

Construcción de 1335 Km. de canales secundarios de 5 m.³/s. de capacidad, construidos en las vaguadas que desaguarían en los principales. En esta forma las propiedades más alejadas distarían menos de 15 Km. de cada canal y sería muy fácil a los vecinos avenirse y hacer obligatoria la construcción de una red de canales privada que eliminase el exceso de agua perjudicial de todas las depresiones del suelo a esta extensa red de 4800 Km. de extensión, estando dotados todos estos canales de compuertas regulables, más para impedir un desagüe en exceso en épocas de sequía que para precaverse de inundaciones que esta red podría provocar, que serían sólo hipotéticas aun no existiendo compuertas.

No se trata de desecar la Provincia y sí sólo de hacer escurrir en todo el año la avalancha de agua que ahora pasa en 20 días arrasándolo todo a su paso. Las corrientes de agua tendrían su caudal constante de aguas renovadas y frescas y el flagelo de las inundaciones estaría así evitado.

Se podría también recién, una vez gobernadas así las aguas, pensar en la construcción del colector a precios razonables, y sólo creo que sea tal vez conveniente después de un meditado estudio, hacerlo tal como lo proyectó el Ingeniero Romero, en el año 1900, pero con un doble endicamiento y canales laterales al exterior a ambos lados, para las aguas locales. Es decir, mucho más amplio que el perfil de Waldorp del año 1882, de acuerdo a los caudales posibles conduciendo endicadas, las aguas de los principales afluentes y dándoles entrada permanente al canal central hasta el Arroyo Chico y cuyo presupuesto se podría considerar comprendido en el plan que presentó redondeando la tasa impositiva de \$ 6.90 la hectárea, es decir, en la suma global aproximada de \$ 80.000.000, figurando en este presupuesto una partida de imprevistos, etc., de \$ 6.843.000, es decir, aproximadamente el 9.35 % de su importe.

Compárese este presupuesto con el de un colector de 400 Km., el que sin resolver el problema sabemos sólo que su costo pa-

sará de \$ 100.000.000, y no sabemos los centenares de millones que puede importar.

Otro tanto podemos decir de un sistema de embalses o endicamientos.

LA ZONA BENEFICIADA

Las obras beneficiarían y evitarían las inundaciones generales de 87.067 Km² de la cuenca del Salado y en los 29.337 Km² de la zona que desagua directamente al mar, es decir, que quedarían incorporados, libres de inundación, 116.404 Km². Como la zona cercana a las sierras se incluye y no precisa obras de desagüe, se podría ensanchar la zona beneficiada hacia el O. suprimiendo la región de las sierras.

Desbordes transitorios de arroyos, se producirían como se producen inundaciones en la ciudad de Buenos Aires, donde hay un desagüe cada 100 metros y se desborda el arroyo Maldonado, que nace en el Boulevard, límite del Municipio, pero las grandes inundaciones y la permanencia de aguas estancadas en grandes zonas sería evitada.

Las inundaciones rápidas por otra parte no son de gran perjuicio y sí más bien causa de fertilidad de las tierras.

PLANOS DE LLUVIAS QUE SE PRESENTAN

Se acompañan planos con las isohietas de todas las lluvias que han originado inundaciones desde 1900.

Las isohietas las he hecho dibujar, con datos de la Oficina Meteorológica Nacional, habiendo donado a la misma una colección de originales y conservando los datos para comprobación de la veracidad de dichos planos. Completa confianza se puede tener, pues, en los datos que acompaño y su verificación es simple.

Se acompañan, además, los planos y cálculos de seis lluvias importantes que corroboran mi afirmación de la sobrada capacidad de la cuenca para almacenar la más grande lluvia que pueda producirse aun con gran exceso de agua perjudicial en las depresiones del terreno. Ellas son:

La colosal precipitación de marzo del año 1900 (fig. 3) que ascendió en los solo 87.067 Km². de cuenca del Salado a 20.374 Hm³. siendo la precipitación media 234 mm.

Ocurrió en año de inundaciones generales precedido de año lluvioso y se almacenó íntegramente. Es la mayor precipitación mensual acaecida.

Una de las más copiosas tormentas que registra la Oficina Meteorológica Nacional, en la cuenca del Salado es la acaecida del 15 al 28 de marzo de 1926, (figs. 22, 23 y 24), que sumó en la cuenca del Salado hasta Meridiano V un volumen de 21.626 Hm³. (pag. 190). Ocurrió en año algo lluvioso con inundaciones parciales en agosto, en Dolores (pág. 191) con exceso sobre la normal y precedido de otro ídem. (Pag. 49). Se almacenó íntegramente sin correr una hebra de agua por los arroyos, aumentando el Salado en Guerrero sólo de 40 m³/s. su caudal y no variando el del Saladillo en Del Carril.

La más violenta de cuantas se registran es la acaecida del 21 al 23 de abril de 1928 (fig. 26), en la que se precipitaron en la cuenca del Salado 8445 Hm³. en dos días (pág. 197), es decir, el mismo volumen que calculan los ingenieros Lavalle y Médici, aproximadamente, que se precipitó del 21 al 24 de septiembre de 1884, en un día más, y que era tenida por la más copiosa y peligrosa. (Pág. 204).

La tormenta del 21 al 23 de abril de 1928 tuvo, además, la característica de agravante extraordinaria de haberse desplazado en el sentido de la corriente, circunstancia que bastaría con el criterio moderno para duplicar su caudal. Se almacenó íntegramente acusando el Salado un aumento en Guerrero de sólo 214m³/s. y el Saladillo en Del Carril no varió un centímetro, a pesar de haber caído en la zona adyacente más de 500 mm.

La tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 (fig. 7), que tomó la cuenca semi inundada y a pesar de esto se almacenó íntegramente precipitándose 12.281 Hm³. en la cuenca del Salado (pág. 125), habiendo ocurrido en año lluvioso, precedido de lluvias y años de inundaciones con levantamiento de vertientes en 1914, (pág. 49). Esta lluvia prueba que con considerable exceso de agua, sobra capacidad para almacenar la más grande tormenta, como ya se hizo notar.

Igual consecuencia podemos sacar de la del 15 y 16 de septiembre de 1912 (fig. 20) en que se precipitaron 7656 Hm³. (pág. 76) en la cuenca del Salado al final de un invierno lluvioso, con bajos semi colmados y que, sin embargo, se almacenó íntegramente.

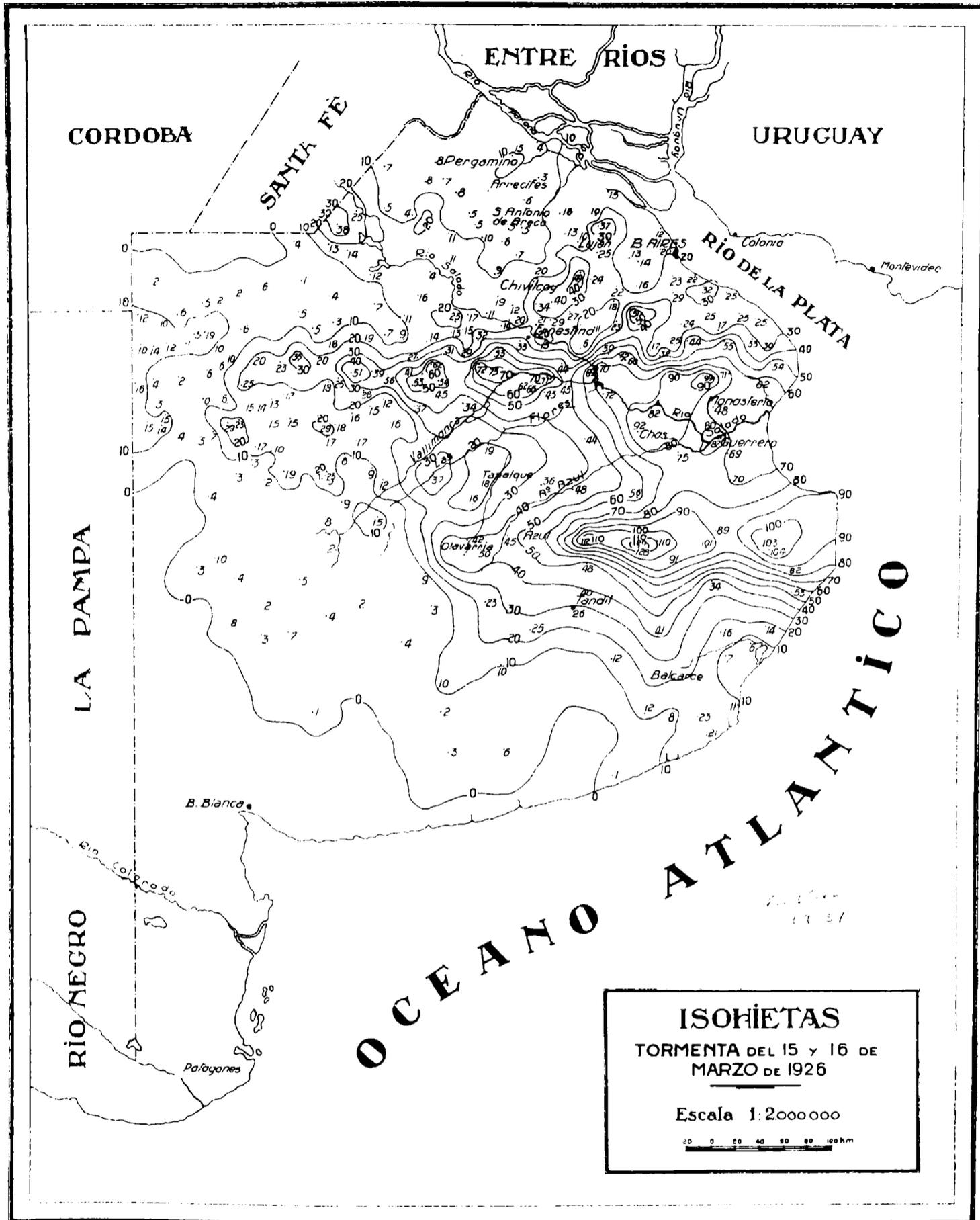


Figura 22

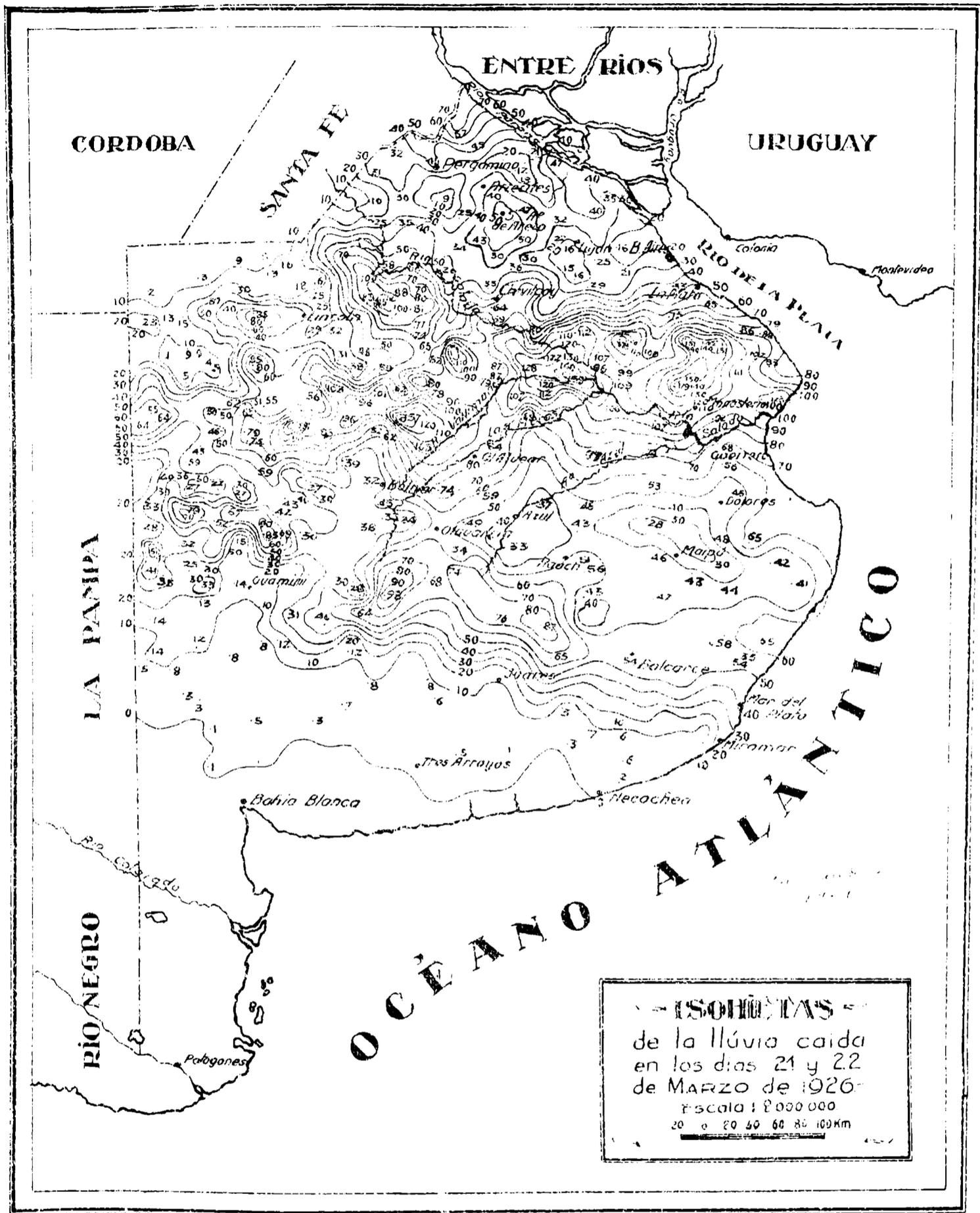


Figura 23

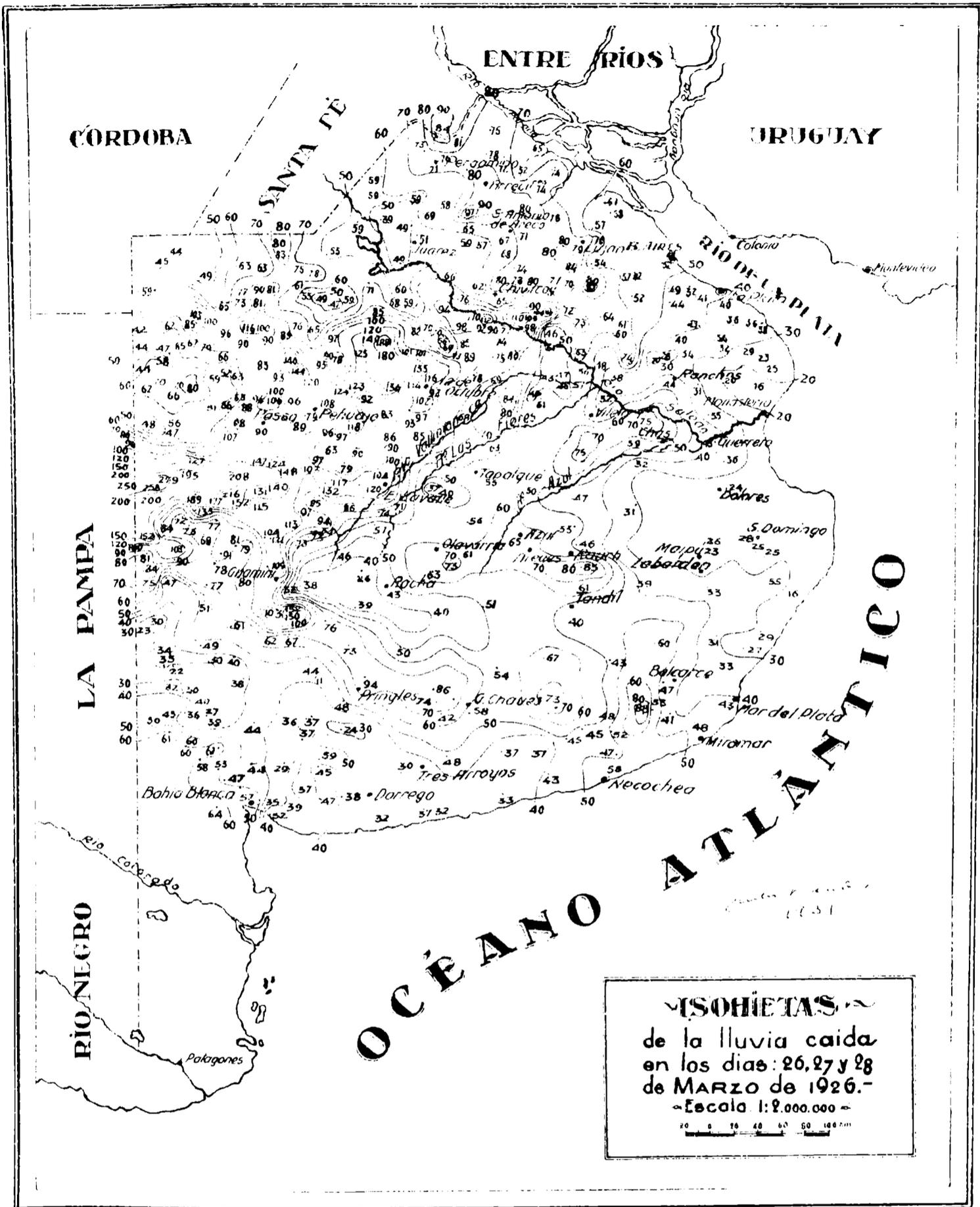


Figura 24

Observación: En esta colosal tormenta se precipitaron en los 87.067 Km.2 de cuenca del Salado, 14.692 Hm.3, la mayor que se registró con excepción de la de abril de 1914 y la de marzo de 1900, que originó una precipitación en la misma cuenca de 20.374 Hm.3.

Si agregamos a esta cuenca los 50.400 Km.2 de la misma hasta Meridiano V para las lluvias de 1926, tenemos en total 21.626 Hm.3 que se almacenaron íntegramente, teniendo el año 1926, exceso de precipitación sobre el año normal y precedido del año 1925, también con exceso. En agosto de 1926 hubo inundaciones parciales en Dolores.

Fué la tormenta de mayor precipitación, después de la de marzo de 1900 y abril de 1914; inundó los campos y el agua no corrió por los arroyos.

No consiguió llevar el Saladillo en Del Carril, ni el Salado en sus puentes, al régimen normal, al igual que las de marzo de 1912 y abril de 1919.

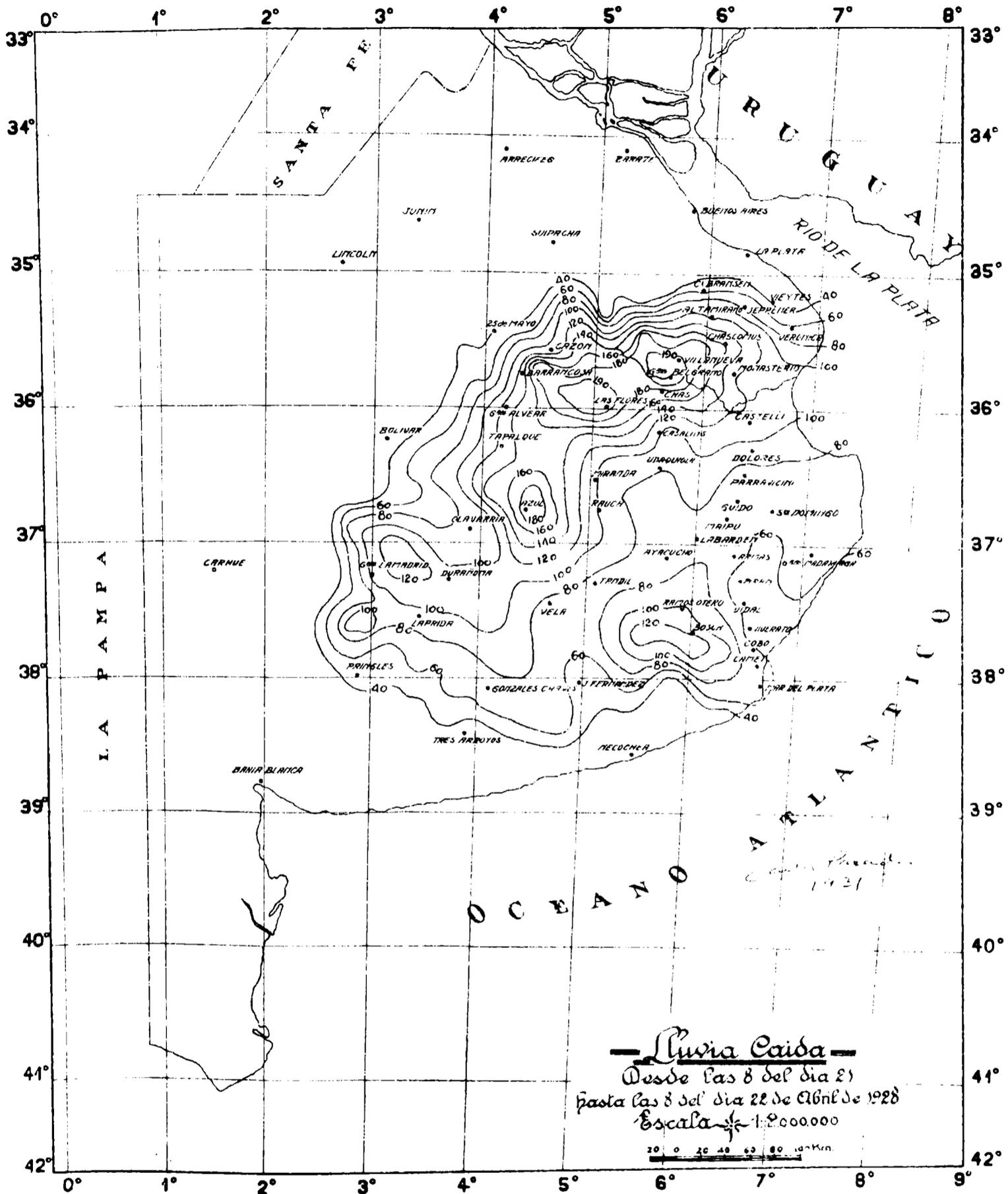


Figura 25

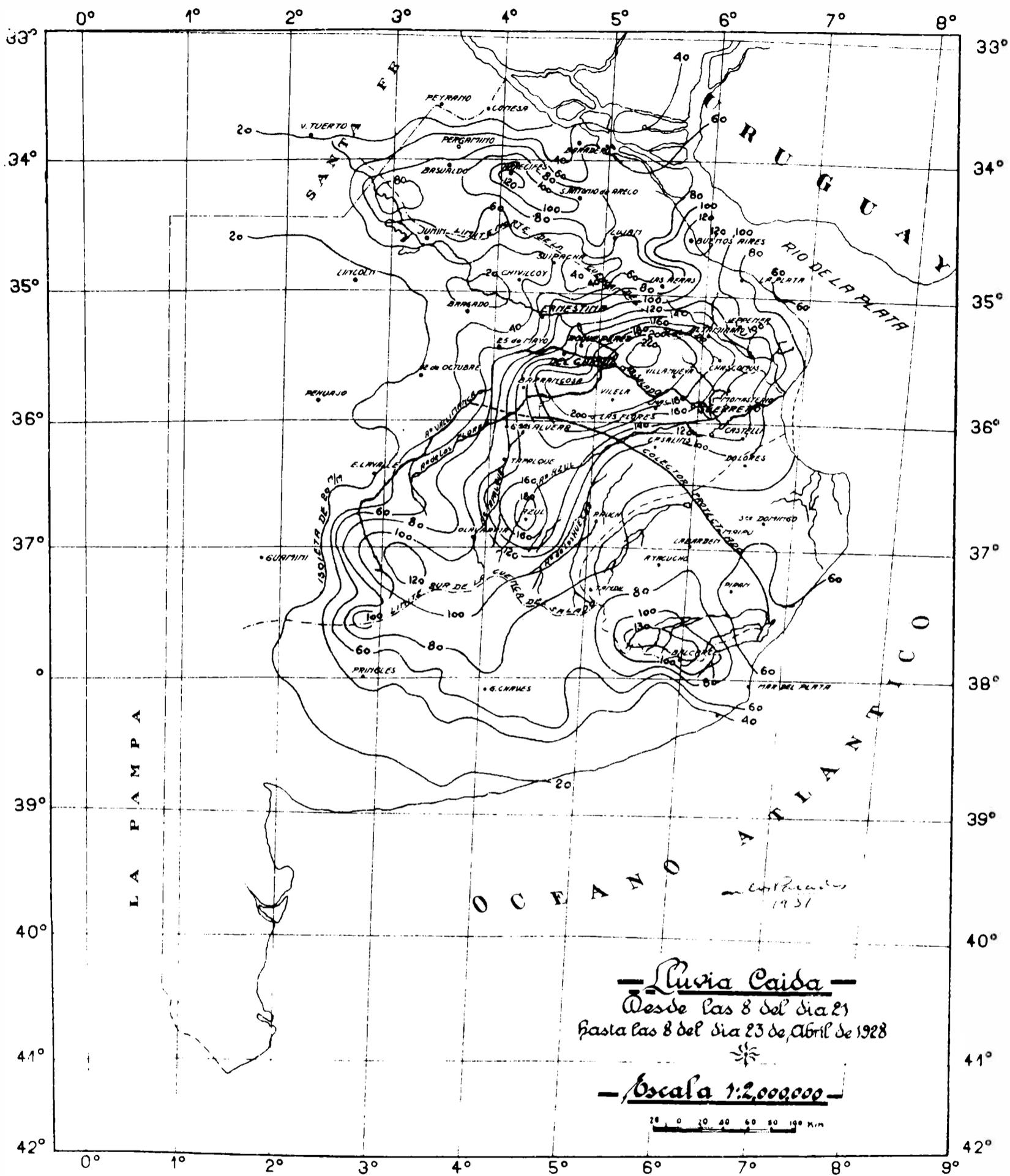


Figura 26

Esta tormenta es la más peligrosa de cuantas se registraron por el volumen de la precipitación que en la cuenca del Salado sumó 8445 Hm.³, sensiblemente igual a la estimación aproximada de 9000 Hm.³ caídos del 21 al 24 de septiembre de 1884 y con el agravante de tener aquella un desplazamiento en la dirección de la corriente que basta para duplicar el caudal de los arroyos; se almacenó íntegramente.

El año 1928, tuvo una precipitación de 732 mm., es decir, casi la del año normal, cuya precipitación es 831 milímetros.

Podríamos agregar las lluvias de mayo de 1913 (figs. 46 y 62) y las de la cuenca S. del Salado en todas las inundaciones generales.

De todo lo que antecede podemos, pues afirmar, que reducida por un drenaje el agua de las depresiones a lo común en un año normal, la capacidad de la cuenca oscila alrededor de 300 mm. superior a la mayor lluvia producida con creces.

Esta capacidad de 300 mm. en los 116.404 Km². que beneficia el plan, representa un volumen almacenado de 34.912 Hm³. 31.4 veces mayor que los 1112 Hm³. que almacena el plan de Duclout, el plan que almacena más.

Vale decir, que reduciendo la anterior capacidad, si tomamos una lluvia de 300 mm. y suponemos que se infiltren 100 mm. quedan 200 mm., los cuales en bajos de un metro de profundidad, no ocupan más de un 20 % de la superficie.

Es evidente que esto acontece en la Provincia, o sea, que existe un volumen equivalente a aquél como capacidad sin desagüe o con salida muy lenta.

OTROS CROQUIS QUE SE ADJUNTAN

Se acompaña, además, una lámina titulada «Cuenca del Salado» (fig. 27) con las precipitaciones de las mayores lluvias, figurando éstas en escala por la altura de un balde y su efecto en el Salado en Guerrero y en Gorchs, representando los caudales en estos puntos por la luz de un puente. Salta a la vista que no hay correspondencia entre la magnitud de las lluvias y la de las crecientes.

Se observa por ejemplo que la lluvia de 20.374 Hm³. acaecida en el mes de marzo de 1900 no provocó mayor caudal en Guerrero y también la lluvia de 21626 Hm³., acaecida del 15 al 28 de marzo de 1926, año con exceso sobre lo normal y de inundaciones parciales en Dolores, precedido de año lluvioso provoca sólo un incremento de 40 m.³/s. en Guerrero y 4734 Hm³ de lluvia del 29 de junio al 6 de julio de 1919 en las cuencas de Las Flores y Vallimanca, provocan un caudal de 3082 m³/s. en Gorchs.

Se adjunta, además, un diagrama con la media mensual de la zona inundable, obtenida tomando el promedio en 50 años para seis localidades equidistantes de la zona inundable de la Provincia (fig. 30) y se observa que contrariamente a lo que

la gente cree, llueve más en verano que en invierno, y sin embargo, las inundaciones se producen en invierno cuando las lluvias y las tormentas son menos copiosas y violentas. Causa acumulación por ausencia de evaporación, en las depresiones.

El río V por ejemplo produce sus inundaciones en verano en concordancia con la época lluviosa y lo mismo en el N. Argentino, a pesar de la gran evaporación de esa zona.

Se han agrupado los meses en dos semestres que designo por comodidad el de invierno el que comprende los meses de mayo a octubre inclusive y de verano el que comprende los meses de noviembre a abril inclusive.

Se acompañan gráficos con la precipitación de estos semestres, (fig. 31), año por año, con sus medias y también gráficos de precipitación anual en la zona inundable (fig. 29) y en la Capital (fig. 28) donde se puede constatar la ocurrencia de inundaciones en años lluviosos en semestres de invierno y su ausencia en años normales y también en semestres de verano, todo de acuerdo a mi tesis.

Esto prueba que ya sea extrayendo el exceso del año lluvioso sobre el normal, o ayudando con un drenaje de modo de suplir la deficiencia de la evaporación en el semestre de invierno, se evitan las inundaciones.

CONCLUSIONES GENERALES

a) Las inundaciones generales se producen en la Provincia después de una serie de años lluviosos, generalmente dos, durante los cuales se desarrolla la vegetación acuática que paraliza el movimiento de las aguas, colmándose todos los bajos, elevando la napa freática y saturando, en consecuencia, la tierra, de donde resulta anulada la capacidad de la cuenca.

b) No se observan inundaciones generales en los años secos ni en los normales, ni en los que hay un moderado exceso de precipitaciones.

c) Todas las inundaciones parciales que se citan han ocurrido en años lluviosos, después de colmar los bajos con continuadas lluvias.

d) El almacenamiento íntegro de lluvias de 300 mm. y 500 mm. ocurridas en años normales y aun con moderado exceso de agua y el almacenamiento íntegro de lluvias generales superiores a 100 mm. ocurridas en años lluviosos precedidos de épocas y

CUENCA DEL SALADO

REPRESENTACION ESQUEMATICA
DE LA INFLUENCIA EN GUERRERO
DE LAS PRINCIPALES TORMENTAS

Cuadro Cuadro
1901

Figura 27

Se observa la total disparidad entre las precipitaciones y los caudales observados. Hay casos de almacenamiento íntegro y otros de escurrimiento casi íntegro.

La precipitación más copiosa es la ocurrida en el mes de marzo del año 1900, importando 20 374 Hm³ en los 87 067 Km² de cuenca del Salado, que se almacenó íntegramente, pues el caudal en Guerrero llegó en un solo día a 320 m³/s.

Las inundaciones generales han sido precedidas de años lluviosos y las parciales han ocurrido también en años lluviosos.

No se observan aquíllas en los años normales, lo que indica que conservando las depresiones el agua de estos años, sobra capacidad para almacenar la más grande lluvia.

Escala en las precipitaciones, 1^{cm} de altura
del balde representa 2000 Hm³

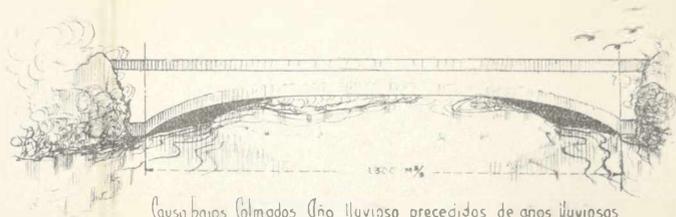
AÑO 1884 - Inundación General

Lluvias del 21 al 24 de Sept^o



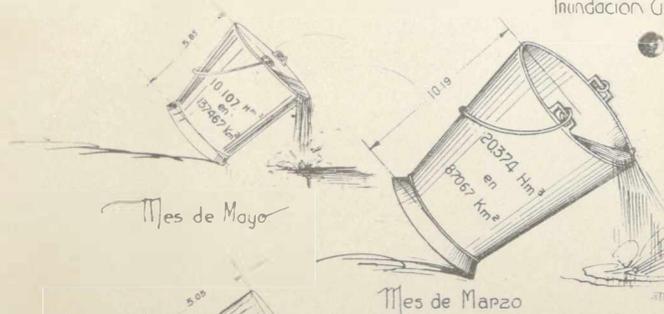
Escala de los caudales en Guerrero, 1^{cm} de luz
del puente representa 50 m³/s

Caudal en Guerrero más o menos
como 1900



Causa bajos Calmados Año lluvioso precedidos de años lluviosos

AÑO 1900
Inundación General



Caudal máximo en Guerrero
Originado por las lluvias de Marzo de 1900

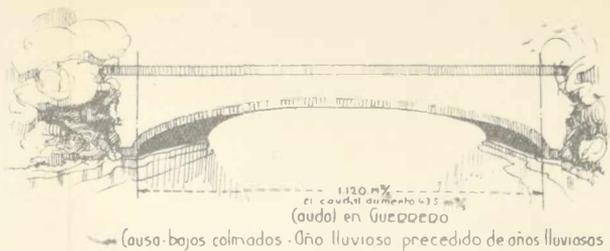
Caudal en Guerrero
EL caudal aumento 830 m³/s
Originado por las lluvias de Mayo de 1900



El caudal aumento 498 m³/s
Caudal en Guerrero



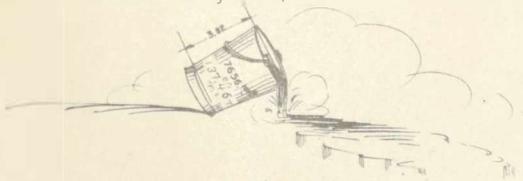
Mes de Septiembre.



Causa bajas colmadas - Año lluvioso precedido de años lluviosos

Año 1910 -
No hubo crecidas de arroyos

Lluvias del 15 y 16 de Septiembre



Caudal en Guerrero

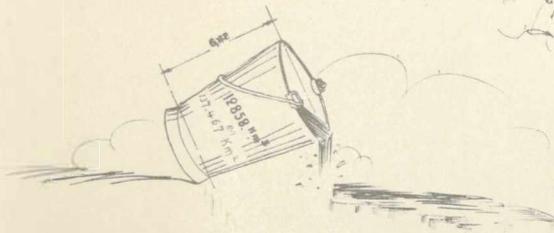


Caudal

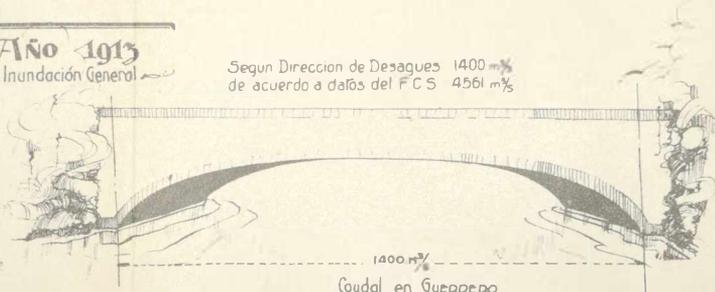
El aumento del Caudal fué de 20 m³

Causa bajas solo parcialmente colmadas - Año lluvioso

Año 1913
Inundación General



Lluvia de 18 al 23 de Agosto.



Segun Direccion de Desagues 1400 m³
de acuerdo a daños del FCS 4561 m³

Caudal en Guerrero

Causa bajas colmadas - Año lluvioso precedido de años lluviosos
El caudal aumento de 100 m³

Lluvias del mes de Mayo



Caudal en Guerrero



235 m³

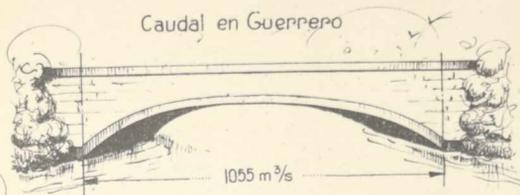
El caudal aumento 146 m³

Año 1914

Lluvias del mes de Abril



Caudal en Guerrero



El caudal aumentó 966 m³/s

Causa bajos colmados - uno lluvioso precedido de años lluviosos
El caudal aumentó de 1000 m³/s

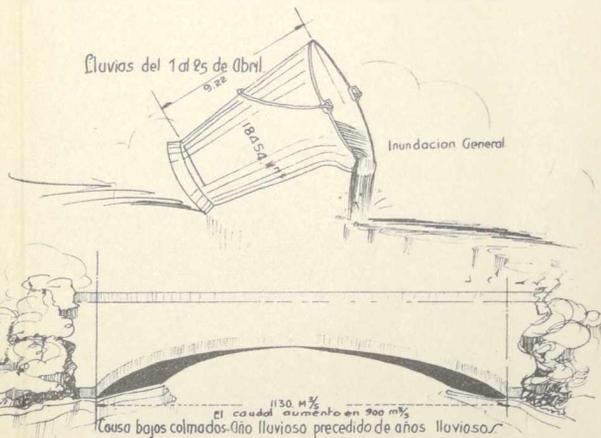
Año 1915

No hubo variaciones de caudal en Del Carril Gorch, Villanueva y Guerrero.

Lluvias del 21 al 24 de febrero



Lluvias del 1 al 25 de abril



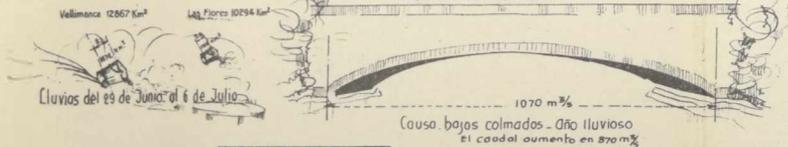
Inundacion General

No vario el caudal.
El caudal en Guerrero no tuvo variación
Causa: bajos semicolmados debido a la evaporación del verano
Año lluvioso precedido de años lluviosos.

El caudal aumento en 200 m³/s
Causa bajos colmados - Año lluvioso precedido de años lluviosos.

Año 1919

INUNDACION PARCIAL DEL VALLIMANCA
Caudal en Guerrero.



Causa bajos colmados - Año lluvioso
El caudal aumento en 870 m³/s

Año 1929

Inundacion Parcial de Dolores, Lavalle etc



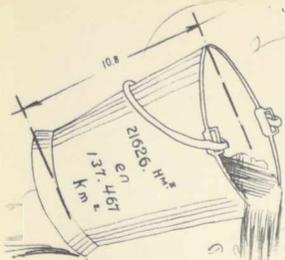
460 m³/s
Causa bajos colmados - Año lluvioso
El caudal aumento en 180 m³/s

Año 1926

Año 1928

Insignificantes variaciones en Del Carmil Gorchs, Villanueva y Guerrero.

No hubo crecidas de arroyos



Año ligeramente lluvioso, precedido de otro lluvioso. No hubo crecidas de arroyos. El caudal aumenta en 40m³ en Guerrero.



Lluvias del 23 de Abril

Caudal en Guerrero



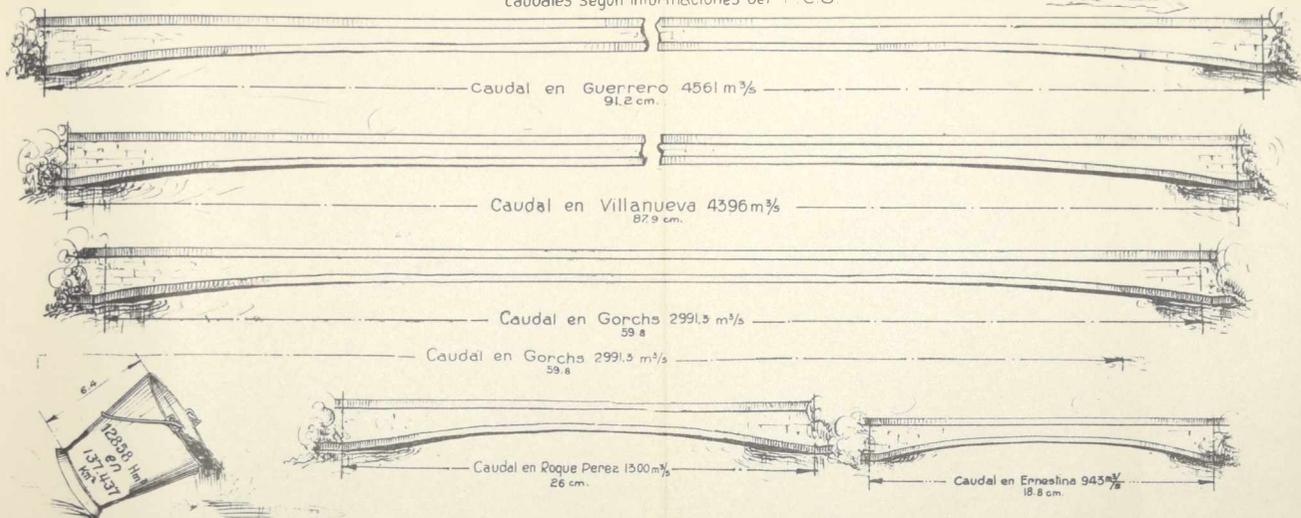
Año bajo con poca agua. Año ligeramente seco precedido de otros ligeramente secos. El caudal aumenta en 200 m³.

Lluvias del 15 al 28 de Marzo

Tormenta de los días 3 al 16 de Agosto 1926 Inundación parcial en Dolores

Variación en Guerrero 80 m³. Año ligeramente lluvioso

Tormenta del 18 al 23 de Agosto de 1913 caudales según informaciones del F.C.S.



Influencia en Gorchs
Cuenca del Vallimanca y Las Flores
Lluvias del 21 al 24 de Febrero de 1915

Cuenca del Vallimanca
18800 Km²

Cuenca de Las Flores
10294 Km²

Vallimanca 28100 Km² y
Las Flores 10294 Km²
Total 38394 Km²

Año de inundaciones precedido de año de inundaciones ~ Variaciones insignificantes en Gorchs ~ Almacenamiento íntegro.

Lluvias del 29 de Junio al 6 de Julio de 1919

Cuenca del Vallimanca 18800 Km²

Cuenca de Las Flores 10294 Km²

Año de Inundaciones precedido de año normal

Vallimanca 28100 Km² y
Las Flores 10294 Km²
Total 38394 Km²



Lluvias del 15 al 28 de Marzo de 1926

Cuenca del Vallimanca
16800 Km²

Cuenca de las Flores
10294 Km²

Vallimanca 28100 Km² u
Las Flores 10294 Km²
Total 38394 Km²

Año lluvioso con inundaciones parciales en Dolores en el mes de Agosto precedido de lluvias. Variación insignificante en Gorchs. Almacenamiento íntegro.

AÑO 1900



Gasto anual del Salado en Guerrero 14.95%

AÑO NORMAL Precipitación 831mm



Escorrentía en Guerrero 2568 Hm³ 3.27%



Lluvias del 15 al 28 de Marzo de 1926

Año lluvioso con inundaciones parciales en Dolores en Agosto precedido de otra lluvia

años lluviosos con la tierra saturada y bajos semicolmados, autoriza a afirmar que la cuenca del Salado, reducidos sus bajos al estado de sus años normales, tiene una capacidad superior a 200 mm. y que debe aproximarse mucho a 300 mm.

e) Se sigue que si con un sistema de desagües se compele a todo propietario a eliminar parte del agua perjudicial que se deposita en las depresiones del terreno, las inundaciones no se producen por imposibilidad material.

f) Que el sistema más racional de la solución del problema de los desagües de la Provincia es utilizar la capacidad y acción reguladora de las lagunas y depresiones del suelo, manteniendo sus depresiones sin exceso perjudicial de agua, problema que se volverá imperativo con la subdivisión de la tierra.

g) Que es conciencia pública que en el período lluvioso que ha precedido a toda inundación llega a inundarse fácilmente un 45 % de la superficie de la zona realmente inundable, antes de que corra apreciable cantidad de agua por los arroyos. Esto es, por otra parte, consecuencia forzosa del almacenamiento de lluvias de 300 y 500 mm. que se citan.

h) Que si se supone que la inundación general abarque el 65 % de la zona baja (fig. 17) y que se eliminase por un sistema cualquiera, el agua de la zona alta, al S. del colector, quedaría como beneficio sólo un 20 % en el caso de que lloviese exclusivamente aguas arriba de tales obras, cuando ocurren las tormentas determinantes de las inundaciones, hecho que jamás se ha producido en ninguna inundación general.

j) Que admitido que este 20 % fuera reducido por desviadores, embalses o endicamientos y calculando el arrendamiento de tales tierras en \$ 16 la hectárea; que las inundaciones se produzcan cada cinco años en vez de trece como parece ser su período y que se pierda un trimestre de arrendamiento por una inundación de 10 días, llegamos a las siguientes conclusiones:

a) Que dichas obras no convienen por más de \$ 10.000.000 donde han sido proyectadas, si los propietarios han de obtener un 4 % de interés y suponiendo que no existan gastos de conservación.

b) Que como cualquiera de los colectores, desviadores, sistemas de embalses o endicamientos indicados por los proyectistas de 400 Km., más o menos, a pesar de las afirmaciones en contrario ,costarán más de \$ 100.000.000, sin que sepamos

a ciencia cierta los centenares de millones a que podrá ascender su presupuesto, no hay que ocuparse de ellos.

Los propietarios pagarían en concepto de intereses, en los 13 años que median entre las inundaciones una suma mayor que el valor de este 20 % de campos que benefician sin que se suprimiesen las inundaciones.

c) Que si desviar las aguas cuesta éstas enormes sumas, mucho más costará aún el retenerlas o conducir las endicadas con idéntico beneficio, por lo cual deben también desecharse estos sistemas.

k) Que este beneficio del 20 % atribuido exclusivamente a tales obras es exagerado, por las siguientes razones:

a) Porque en ninguna inundación general ha llovido exclusivamente aguas arriba de tales obras, como ya se dijo.

b) Porque considerando como zona alta la línea al S. de Olarría, Azul, Rauch, etcétera, hasta las sierras, para la cuenca de los canales 9 y 11 de 20.158 Km.² y tomando el 75 % de la lluvia caída como escurrida, dicha lluvia hubiera ocupado en % de la superficie de la cuenca — en bajos de un metro de profundidad — lo siguiente, en las diferentes lluvias que se detallan (página 448):

Lluvias	% que hubiese el agua escurrida, ocupado en la cuenca en bajos de 1 m. de profundidad.
15 al 23 de agosto de 1922	1.47
29 de junio al 6 de julio de 1919	2.25
18 al 23 de agosto de 1913	4.3
Septiembre de 1900	2.8
21 al 24 de febrero de 1915	3.14

Se ve que ninguna alcanza al 5 %, y fácil es afirmar que llegó al 40 % de dicha cuenca en algunas de las inundaciones (fig. 17) causadas por dichas lluvias, y mal puede, pues, atribuirse al agua de la zona alta la inundación de la baja.

Si el Salado superior ha conducido caudales de 1.300 m³/s. en Roque Pérez sin bajar de sierras; si la insignificante Cañada de Las Garzas en Lobos en 1911 acusó 1162 m³/s.; el Riachuelo de Barracas 1500 m³/s. en 1884, después de haber desviado considerables caudales por Lanús al Río de la Plata; el Río Luján 2000 m³/s. en 1913 y 1914, y cerca de 3000 m³/s. en 1895 a la altura de la ciudad de Luján con cuencas de 2000 Km.²; la

Cañada de Chivilcoy con 1440 Km., más de 1700 m.³/s.; el Río San Borombón miles de m.³, etcétera, y todos sin sierras, es lógico suponer que aguas abajo de los desviadores, embalses o endicamientos, se produzcan las mismas inundaciones, y ese 20 % teórico de beneficio resulta muy mermado.

Las lluvias del 15 al 23 de agosto de 1922 son una comprobación de la anterior afirmación, pues la precipitación en la zona de los canales 9 y 11 fué sólo de 62,9 mm.; los vecinos ribereños de las ciudades de Olavarría, Azul, Rauch, etcétera, no recuerdan crecidas de los arroyos, y el agua escurrida de la caída entre las ciudades de Azul, Rauch, etcétera, hasta las sierras no hubiera ocupado en bajos de un metro de profundidad, más del 1,47 % de la superficie de la cuenca.

Esta cuenca sufrió, sin embargo, graves inundaciones; se rompió el canal 9 y se inundaron Dolores, Lavalle, etcétera. La inundación no la produjeron las sierras.

e) Que las únicas partes de colectores o desviadores factibles son desde Mar Chiquita, más o menos en la extensión y trazado del canal 5, tal como la proyectara el Ing. Romero hace más de 30 años, para lo cual bastaría arreglar dicho canal para ese fin.

También es digno de estudio el desviador de las aguas que caen de las sierras a las lagunas de Guaminí, un pozo sin salida y al mismo tiempo enviar parte de la cuenca del Salado o Vallimanca superior hacia el Atlántico Sur por el Quequén Salado, dado que estas aguas que afluyen luego al Vallimanca, son las que recorrido más largo tienen para llegar al mar, y traen más grandes perjuicios, mientras que el Atlántico Sur está a un paso, a 160 Km. Esta es idea de los Ingenieros Romero y Gando. (Fig. 19).

Estos son los dos trazos de desviadores o colectores que incluyo a mi plan y sujetos a un maduro estudio antes de adoptarlos.

LA CAPACIDAD EN LA CUENCA

La capacidad de la cuenca es, pues, la clave de la solución del problema.

No tengo conocimiento que ninguno de los que se hayan ocupado de este asunto, haya afirmado y demostrado que la capacidad de la cuenca se aproxime a 300 mm.

Varios se han ocupado de la capacidad de las lagunas, y el Ingeniero Romero la cita al pasar en su proyecto, como una

ventaja más a su favor, sin afirmar que en ello esté la solución. Por el contrario, declara el problema insoluble.

El Ingeniero Luis A. Huergo, la calculaba para los 70.000 Km.² de cuenca del Salado en 1200 Hm³ o sea 17,2 mm. en la inundación del año 1884.

El Ingeniero Aguirre estima la capacidad de las depresiones en 100 mm. como una mera suposición y sin probarlo.

El Ingeniero Arce, en una breve pero interesante nota presentada casi simultáneamente con la mía, afirma su convicción de una capacidad de 200 mm.

Otros colegas, en cambio, como, por ejemplo, Duclout, hacen caso omiso de ello.

El Ingeniero Mercau la ignora, y la niega y toda su dialéctica se reduce a suponer que una lluvia debe ser desalojada en el tiempo más o menos de su precipitación.

La Comisión Asesora, y otros por fin, niegan también tal capacidad. (Véanse páginas 367, 368, 353, y 354 de su informe).

CONSIDERACIONES SOBRE EL RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO DE LA ZONA INUNDABLE

La Oficina Meteorológica Nacional, tiene datos de lluvias anuales en la Capital Federal a partir del año 1861, y el gráfico correspondiente que adjunto está basado en los datos suministrados por la misma. (Fig. 28).

TOTALES ANUALES DE LAS LLUVIAS CAÍDAS EN LA ZONA INUNDABLE DE LA PROVINCIA Y EN LA CAPITAL FEDERAL EN MILÍMETROS

De la provincia de Buenos Aires, los datos más antiguos que se registran se refieren a General Lavalle, y están archivados a partir del año 1879, no apareciendo más localidades hasta el año 1888, para la confección del gráfico que acompaño formado tomando las localidades más o menos equidistantes, General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado, para tener una media de las precipitaciones de la zona inundable. (Fig. 29).

Recién en 1888 aparecen en ésta hasta Chascomús inclusive.

En el año 1893, empieza a computarse Saladillo y en el año 1897 se completa la lista con Bragado.

GENERAL LAVALLE

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1879	34,9	61,4	147,5	17,2	108	155,6	52,8	19	31,7	25,3	66,5	21,8	741,7
1880	149,6	57,9	90,6	14,9	50,5	102,5	45,7	30,9	37,5	46,3	101,6	90,6	818,6
1881	74,2	37,5	32,1	59,2	14,4	123,2	67	40,8	175,9	182,3	51,6	30,3	838,5
1882	67,8	33,7	51,3	54,6	22	30,1	28,5	118,2	32,4	62,2	66,8	38,4	606,6
1883	100,7	8,9	201,2	45,1	67,8	129	105,5	54,3	56,9	86,8	74,9	36,7	967,8
1884	29,9	19,5	60,2	140,4	6,3	60,2	16,5	53,8	320,8	76,7	37,7	54,6	876,6
1885	76,7	162,5	188,3	76,2	76,2	59,4	46,3	43	54,1	105,5	73,7	163,7	1125,6
1886	90,5	17	157,2	74,7	43,5	66,5	9	13,7	77,4	99,1	24,1	86,3	759
1887	28	106,2	36,8	69,1	—	176,6	26,6	73,1	40,7	86	51,3	117,7	812,1
1888	112,2	57,6	88,9	135,2	9,1	64,5	139	89	70	67,7	39,1	115,1	987,4
1889	312,5	65,8	78,6	84,5	61,7	70,2	84,4	98,5	37,4	10,2	78,6	37,8	1020,2
1890	50,5	57,2	102	82,2	44,5	55,8	114,8	65,3	24,2	28,8	35,1	61,6	722
1891	65,8	66,2	74,9	13,8	100,8	31,5	79,1	113,6	6,5	121,2	69,3	116	878,7
1892	48,2	40,3	93,3	18,2	74,1	3,1	65,3	63,4	135,3	120,3	41	73,3	775,8
1893	64,2	12,6	75,2	83,2	16,7	22,7	92,5	42,4	8,4	39	67,5	13,8	538,2
1894	77,5	44,5	24,6	5,5	40,4	20,4	38,2	87	59,7	168,2	93,2	74,1	733,3
1895	84,9	53	277,1	49,4	13,9	48	63,1	76,4	92,5	35,5	105,3	111,3	1010,4
1896	51,9	37,8	37,4	66,3	21,1	20,9	142,1	63,1	126,4	70,4	81,3	11,9	730,6
1897	23,7	69,5	85,6	25,5	77,6	57,8	28,7	15	87,9	62,2	87,7	73,7	694,9
1898	105,5	51,5	141,5	90,1	87,5	150,8	33,2	60,3	105,6	68,8	43,4	41,2	979,7
1899	58,6	89,6	114,5	125	137	47,1	164,4	259,2	13,7	66,5	86	131,5	1293,1
1900	61,7	98,7	403,4	20	132,3	86,4	149,2	141,4	159,4	100,5	133,7	31,5	1518,2
1901	56,2	68,8	51,4	77,9	245,5	32,6	128	96,1	37,5	53,8	88,3	58,8	879,7
1902	77,5	35	110	60	94,5	28	33,5	29	63,3	23,6	41,5	74,1	670
1903	74,6	61,5	104,5	81,5	56	133	46,1	99,6	62,8	37,2	65,7	126,8	949,3
1904	107,7	156,5	129	120,8	11,5	50	99	131,5	22,5	142,5	58	13,5	1042,5
1905	39	57	52,6	106	41,5	88	50,5	—	56,5	177,3	34	109,1	811,5
1906	20,6	48,5	57,3	155	90	62,5	94	93,5	170,3	92,7	48,6	74,8	1007,9
1907	27,7	10,2	225,4	170	—	74	70,2	104,4	52,7	84,2	19,6	50,6	889
1908	37,4	41,9	64,2	175,3	26,8	68	32,7	47,4	15	51,6	108,6	38,5	707,4

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1909	120,4	61,5	18,5	30,1	5,5	73,2	89,4	79,7	122,6	65,9	78,5	75,5	820,9
1910	74,4	55,4	76,6	19,1	10	51,5	50,7	78,9	37	44,2	52,4	17,3	567,5
1911	168,2	92,7	6,2	65,2	157,9	16,6	60,8	32,4	24,9	106,6	45,2	172	948,7
1912	129,6	55,1	175,9	76	88,2	100	36	54,6	42,1	96,4	149,7	32,8	1037,3
1913	1,7	50,1	215	118,1	344,7	83,3	92,7	78	172	70,9	63,8	12,4	1302,7
1914	148,6	95,8	172,7	377,6	124,7	136,2	114,9	175,9	99,3	114	167	79,9	1806,6
1915	158,2	165,2	12,5	201,4	44,6	25,3	55,5	56	94,1	74,4	101,3	129,5	1118
1916	64,5	50	58	54,9	67,2	13,2	7,1	29,5	60,4	—	106,1	43,3	554,2
1917	27	143,1	55,4	118,9	8,6	47,8	59,9	20,6	9,9	45,5	14,4	64,2	615,3
1918	131,1	105,6	3,2	88,5	52,5	45	2	79	182,1	11,5	58,5	33	792
1919	93,2	55,1	111,8	187,1	236,1	134	60,9	46,6	226,3	77,5	63,5	118,2	1410,3
1920	10,5	144	76	36,5	33	31,5	39,5	17	14,5	164,5	215,8	167,7	950,5
1921	40	47	151,2	80,5	196,5	48,5	30,8	42,5	100	121,8	22	61	941,8
1922	164	68	53,5	100,5	153,4	232,5	45	104,5	66	44,3	58,9	49,8	1140,4
1923	79,8	104	159,5	74,1	11	50	82	147	103,7	26,9	43	44,4	925,4
1924	75	111	26	8,8	82	34	70,9	13	44	23,5	3,1	55,4	546,7
1925	51	182,7	89,5	104	75	8,7	84	14	150,9	69,5	102,9	41,7	973,9
1926	51,8	20,8	197,7	31,8	193,3	90,8	6,4	315,6	27,6	75,1	43,7	198,7	1253,3
1927	157,6	42,7	84,9	141,7	41,6	65,9	58,8	28	76,8	19,2	66,9	118,9	903
1928	98	31	9	167	73	33	27	24	41	65	76	84	728
LAS FLORES													
1888	38,4	47	70,6	104,9	53,3	78,7	61,8	137,2	—	81,3	72,4	144,3	889,9
1889	251,2	22,5	69,8	95	105,3	35	35	18	20	78	89	72	890,8
1890	41	21	185	79	23	6	151,5	14	6	48	18	16	608,5
1891	61	236	226	44	133	18	19	88	25	158	70	28	1106
1892	22	25	57	2	23	2	19	68	64	95	51	4	432
1893	75	45	35	70	28	23	55	8,6	14	29,9	62	29,6	475,1
1894	40,6	28,2	145,9	6,5	22,2	20,5	89,8	53,6	48,2	181	153,2	95	884,7
1895	82	57,9	245	119,1	60,2	49,2	31,9	61,1	119,1	28,8	117,2	100,7	1072,2
1896	47,1	99,4	11,2	20,4	102,4	4,2	10,7	94	22,3	80	84,2	62,3	734,5

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1897	14,8	18	41,8	48,3	99,7	16,5	35,9	—	32,7	8,3	76,3	126,3	518,6
1898	29,3	42	126,4	59,7	25,6	165,2	10,1	39,1	11,7	63,9	108,9	80,6	762,5
1899	131,7	44	71,8	157,3	49,7	40,9	84,5	69,3	58	68,7	65,8	69,3	911
1900	84,2	120,3	314,3	56,5	163,4	45,5	76,5	106,7	73,4	61,1	100,8	6,9	1209,6
1901	102,5	67,7	29,4	20,8	122,1	39,3	4,4	48	12,1	34,5	77,5	33,5	591,8
1902	54	72	129	194	111	4	40	—	30	50	57	118	859
1903	54	149	254	74	107	101	54	110	62	34	19	127	1145
1904	27	108	98	148	25	28	94	54	25	66	86	29	788
1905	13	23	158	84	50	25	79	2	91	175	39	91	830
1906	87	81	145	140	17	36	103	82	35	34	101	63	924
1907	17	—	286	20	3,4	76	11	66	50	65	47	49	690,4
1908	23	10	67	111	52	81	79	20	36	61	82	62	684
1909	117	56	16	19	6	31	33	55	51	54	108	14	560
1910	67	41	65	36	10	57	34	38	63	9	37	21	468
1911	58	86	27	93	133	19	37	31	8	154	97	139	882
1912	148	39	134	44	66	55	14	26	100	122	172	25	945
1913	16	76	125	111	175	53	64	84	142	64	59,1	12	981,1
1914	115	77	162	205	92	72	122	81	43	107	104	135	1315
1915	117	216	83	157	33	9	35	19	57	70	135	67	998
1916	66	49	83	117	38	17	—	21	46	10	83	53	583
1917	72	109	85	125	7	34	63	5	26	49	12	44	631
1918	118	97	47	85	8	34	1	35	108	24	109	123	789
1919	52	17	144	190	242	47	69	9	100	23	67	185	1145
1920	21	155	52	74	32	18	21	2	20	152	108	84	739
1921	31	104	142	53	34	52	23	24	28	64	19	104	678
1922	118	118	140	58	121	126	40	134	41	76	52	46	1070
1923	28	136	191	51	16	44	51	132	60	62	64	56	891
1924	63	57	58	34	187	28	20	23	55	22	49	70	666
1925	19	157	125	54	140	26	34	2	81	24	75	46	783
1926	52	95	194	40	96	71	1	129	6	52	129	50	915
1927	227	36	80	92	21	16	28	10,5	72	45	171	73	871,5
1928	112	41,1	23	284,3	100	28	43	41	21	61	43,6	80	878

TANDIL

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1888	17,8	19,1	49,3	95,3	59,7	29,7	52,8	101,3	27,7	53,3	39,6	76,2	621,8
1889	208	11	105,3	12	112,6	65	18	43	38	40	35	23	710,9
1890	56	51,5	68	154	94	—	125	25	71	20	52	12	728,5
1891	145	244	279	17	132	53	133	122	51	140	122	190	1628
1892	50	80	142	23	68	—	152	81	40	144	83	70	933
1893	86	38	74	137	118	3	62,7	29,1	0,5	1,4	53,3	8,9	611,9
1894	64	50,4	102,1	1,6	66,7	24,2	109,6	15,6	21,4	62,8	120,4	59,5	698,3
1895	169,5	97,1	81,5	72,9	14,2	56,7	42,2	44,1	87,1	95,9	77,4	90,7	929,3
1896	52,3	52,2	69,4	18,9	40,4	3	87,9	61,9	52,1	74,7	58,5	21,8	593,1
1897	28,8	13,9	59,1	18,4	66	18,8	11,2	11,7	16,6	16,9	38,6	91,6	371,6
1898	77,6	27,4	189,7	49,2	44,2	163,8	28,6	39,8	31,7	54,3	48,1	69,5	823,9
1899	36,6	57,8	39,9	87,9	64,3	201,4	158,8	43,9	24,8	49,1	76,5	106,9	947,9
1900	106	69,4	152,4	57,1	109	45,3	40,3	83,5	123	70	59	43,7	958,7
1901	70,9	4,5	126	17,5	79,6	78,6	13	52,2	22,2	43,7	88,7	45	641,9
1902	78	42	149	30	85	76	53	—	71	35	44	75	738
1903	65	36	95	83	52	79	21	55	49	63	—	53	651
1904	65	97	113	88	50	34	41	63	41	86	101	44	823
1905	6	56	171	69	22	37	71	35	73	116	58	82	796
1906	22	62	37	52	4	50	72	49	107	200	122	47	824
1907	82	37	114	47	9	93	13	56	39	73	43	74	680
1908	54	41	110	136	78	14	49	11	46	81	172	20	812
1909	119	106	33	22	4	8	7	34	121	91	142	24	711
1910	8	91	94	129	3	31	66	41	63	25	40	42	633
1911	50	52	26	127	266	32	17	6	54	89	44	88	851
1912	186	147	196	110	18	123	5	23	144	67	99	62	1180
1913	40	86	53	96	92	67	64	282	37	63	45	28	953
1914	204	106	78	182	77	85	48	15	35	134	119	181	1264
1915	196	187	109	56,5	37	13	49	29	18	54	45	75	868,5
1916	55	33	93	114	45	28	8	45	59	16	35	80	611
1917	30	156	149	77	11	77	51	1	50	32	33	21	688

6

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1918	51	153	178	82	16	97	23	66	142	27	114	76	1025
1919	41	25	69	124	137	74	87	3	103	29	29	213	934
1920	114	55	75	39	10	34	13	10	32	193	74	192	841
1921	27	74	92	53	83	5	30	12	29	93	40	158	696
1922	112	92	44	56	52	183	21	65	46	84	76	30	861
1923	38	133,5	55	80	59	21	28	125	57	83	127	84	890,5
1924	99	39	117	20	55	4	29	13	77	31	63	32	579
1925	49,7	224	50	20	124	2	43	32	92	30	52,5	72	791,2
1926	81	101	112	39	109	33	4	123	8	68	104	74	856
1927	131	46	69	14	13	40	41	4	53	18	102	59	590
1928	61,6	30	8	241	69	21,2	76	14	29,7	74	70,9	39	734,4

OLAVARRÍA

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1888	51,8	11,9	27,7	94,5	9,7	5,1	17,3	95,8	40,4	58,7	38,1	192	643
1899	110,3	29	93,6	41,8	79	33	18	30	76	37	72	24,4	644,1
1890	39,5	27,5	59,5	207	56	14	124	16,5	—	22	10,8	—	576,8
1891	54	158	209	61	102	7	12	47	29	88	95	118	980
1892	88	78	92	14	15	—	72	66	23	73	68	38	627
1893	70	24	111	4,1	5,7	30	42	5,2	—	38	92,8	19	441,8
1894	157,4	23,3	86,8	4	36,6	146	84,4	5,5	21,1	134,8	155,2	137,2	860,9
1895	80,7	43,6	56,3	67,6	24,9	55,8	26,8	24,4	84,9	47,8	82,4	189,3	784,5
1896	70,9	0,5	61,3	25,9	34	—	45,5	28,5	140,7	77,7	112,4	48,5	645,9
1897	15,2	17	54,3	21,5	47,6	28,8	15,4	—	—	80	25	87	391,8
1898	60,5	94	135,2	34,5	21,5	131	7	32,5	34,5	51,5	55,9	81,3	739,4
1899	68,7	27,4	96,2	111,5	50,5	35	74	33,9	72	37,6	9,4	52,2	668,4
1900	64,5	66,3	142,2	11,5	101,5	24	60,1	67,3	128,2	103,8	37	17,3	823,7
1901	84,3	57,2	38,8	26	22,1	82,8	5	33,5	11,9	33	79,8	12	475,6
1902	52	65	98	25	45	63	12	—	50	24	21	26	481
1903	32	30	31	91	34	21	13	20	26	63	14	101	476
1904	44	116	182	31	9	59	47	20	25	32	22	—	587
1905	—	30	172	43	27	16	7	4	27	40	14	24	404
1906	8	23	37	82	2	48	33	65	51	138	57	108	652

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1907	14	70	167	52	5	27	5	27	50	48	34	50	549
1908	37	31	191	123	69	8	33	29	45	90	112	40	808
1909	325	102	26	47	—	—	11	12	111	144	83	37	898
1910	21	85	172	87	2	20	43	84	47	48	35	27	671
1911	77	55	1	28	100	6	6	5	37	137	47	129	628
1912	111	101	112	97	2	60	—	6	169	90	76	36	860
1913	12	74	71	62	184	37	26	156	22	58	96	56	853
1914	95	166	53	143	74	74	37	23,5	26	197	156	213	1257,5
1915	63	212	168	142	50	9	37	8	22	80	83	81	955
1916	59	50	117	123	9	10	5	26	51	34	45	65	594
1917	43	113	121	108	8	14	49	4	85	30	36	42	653
1918	74	79	186	90	2	108	13	44	171	30	136	105	988
1919	71	37	124	149	110	143	175	6	126	51	17	197	1206
1920	13	45	104	65	—	30	20	9	40	206	42	99	673
1921	30	102	107	28	36	—	10	1	50	132	56	130	682
1922	80	96	30	34	33	107	22	40	27	77	47	28	621
1923	31	142	63	68	15	57	25	106	71	146	101	94	919
1924	90	51	135	112	47	9	22	4	61	26	51	13	621
1925	46	194	73	8	196	—	67	17	91	15	46	51	804
1926	44	40	226	70	97	21	—	88	6	84	94	43	813
1927	134	7	61	2	9	29	50	13	26	60	166	47	604
1928	109	10	10	189	82	31	41	11	16	54	85	44	682

CHASCOMÚS

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1886	53,8	107	78,5	98,8	37,3	62,8	71,4	83,3	23,9	91,2	87,7	96	891,7
1889	201	60	91	90	112,9	38,5	89	24	43	21	74	101,8	946,2
1890	54	63,9	133	74	25	69	109,1	43,5	22	14	17	32	656,5
1891	132	97	152	46	81	41	83	80	21	58	11	36	838
1892	8	15	48	—	21	2	37	36	18	39	23	4	251
1893	4	10	19	21	5	5	29	17	6	9	29	14	168
1894	4,6	0,6	8,8	16,2	52,1	11,9	55,2	97,6	53,5	121,5	197,7	91,5	711,2
1895	81,8	43,9	205	57,1	65,6	95,1	28,4	59,7	136,9	56,4	169,5	157,4	1156,8

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1896	62,2	33,5	15,1	43,8	38,3	2,3	81,8	58,5	189,9	84	88,5	110,4	808,3
1897	15,7	17,2	24,4	146	46,5	55,5	46	5,1	106,5	32,5	94,5	64	653,9
1898	59	94	106,5	72,5	43	130,6	31,5	60	52,5	50	118,5	74	892,1
1899	79	36,5	95,5	114,5	104,5	40,4	85,5	77	50	74,5	50,1	112,8	920,3
1900	57	132,5	345	47	62	86,5	102,5	151	108,5	114,8	118,5	77	1402,3
1901	83	80	28	11	267	26,5	8,5	41	42,5	45,5	86,5	44,5	764
1902	34	49	64	161	102	4	22	15	47	59	72	139	768
1903	52	190	114	58	42	81	38	85	109	14	53	264	1100
1904	17	115	80	55	12	29	69	65	35	101	84	18	680
1905	3	13	152	114	44	43	42	10	81	241	37	102	882
1906	50	29	42	141	104	32	92	111	101	71	66	122	961
1907	19	23	207	104	104	36	15	88	72	63	35	91	857
1908	18	72	57	148	16	60	42	36	26	59	66	62	662
1909	112	37	28	23	—	57	56	70	85	80	91	33	678
1910	98	47	53	30	11	22	55	34	25	25	24	29	453
1911	70	60	18	126	187	16	169	50	19	109	50	253	1127
1912	120	3	209	87	87	87	80	67	65	124	196	67	1192
1913	7	12	166	101	243	137	90	100	103	132	82	15	1188
1914	71	98	61	376	161	107	168	116	143	178	150	125	1754
1915	54	211	48	207,5	18	9	47	35	78	63	144	58	972,5
1916	50	40	38	75	43	9	—	44	45	4	70	64	482
1917	84	142	22	159	16	49	59	26	22	45	8	47	679
1918	104	256	1	22	47	9	—	45	173	3	66	83	809
1919	48	39	176	237	109	66	45	20	187	23	27	76	1053
1920	8	96	60	31	39	—	20	12	6	131	184	110	697
1921	46	90	112	138	58	60	24	19	82	124	29	120	902
1922	66	42	31	109	71	156	49	136	41	49	20	69	839
1923	58	142	156	81	6	106	67	200	70	49	54	47	1036
1924	40	57	57	10	77	39	4	10	42	38	34	33	441
1925	70	114	116	123	97	35	21	21	178	71	74	70	990
1926	40	16	260	59	125	43	3	216	48	59	63	44	976
1927	83	37	54	93	66	45	30	37	64	35	239	100	883
1928	63	56	15,5	302	93	2	37,5	46	131	31	102,5	79	958,5

SALADILLO

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1893	4	6	26	37	20	19	53	3	24	30,5	38,3	7,1	267,9
1894	24,4	2,5	57,8	—	78,1	18	52,5	57,6	16	133,6	145,9	114,1	700,5
1895	92	79,5	83,3	16,5	16	105	59	195	104	50,6	163,5	83,2	1047,6
1896	75,6	83,6	35,3	6,2	27,8	6,8	90,3	75,9	212,5	108,5	175,3	35,5	933,3
1897	11,5	46,6	26,7	20,6	56,2	11,5	17,5	1,5	21	44	16,5	112,7	386,3
1898	31,8	58,3	125,6	23,6	42,5	69,3	—	4,9	—	10,6	98,6	83,5	548,7
1899	122,3	33,3	134,8	129,7	75	21,5	63,6	119,1	40	80,5	49,5	62,2	931,5
1900	63	121	280,9	33,5	114	36,5	16,5	84,1	63,6	63,1	84	8,4	968,6
1901	125,9	36,4	46,2	11,3	180,3	22,8	0,7	34,5	33,9	34,2	107,7	47	680,9
1902	30,4	87	72	94	82	9	53	—	30	64	46	162	729,4
1903	19	144	247	72	52	66	33	81	96	34	13	30	887
1904	98	62	186	78	—	36	63	49	11	58	180	53	874
1905	20	8	91	109	36	18	56	7	97	178	23	88	731
1906	48	33	53	196	11	58	97	48	21	32	154	52	803
1907	12	—	183	82	—	66	14	69	56	108	41	71	702
1908	54	61	56	136	35	99	60	45	—	41	89	91	767
1909	179	47	14	17	—	29	50	38	77	55	63	13	582
1910	118	25	76	21	27	59	19	24	62	11	12	21	475
1911	41	69	1	68	121	7	19	11	22	124	75	162	720
1912	157	50	176	50	89	117	41	13	88	115	216	84	1196
1913	34	121	95	108	156	61	58	159	124	99	90	26	1131
1914	92	94	151	339	87	52	74	97	37	103	92	148	1366
1915	36	116	91	181	18,5	13	46	10,5	60	75	106	29	782
1916	41	50	98	118	51	2	—	15	30	21	72	56	554
1917	107	194	64	182	5	24	65	4	27	76	17	49	814
1918	94	15	40	56	2	39	—	22	103	8	98	143	620
1919	47	27	182	89	147	57	48	8	126	31	81	203	1046
1920	113	79	85	61	19	13	9	—	26	122	170	93	790
1921	35	95	114	64	25	36	9	18	37	64	65	166	728
1922	128	66	39	147	141	115	47	96	52	88	52	45	1016
1923	36	207	127	56	24	22	38	140	135	43	112	53	993
1924	97	76	71	33	13,7	15	—	5	64	23	53	34	608
1925	32	218	88	65	121	2	58	10	138	29	96	71	928
1926	16	53	222	107	93	42	8	85	16	28	149	20	839
1927	46	54	19	70	6	12	35	29	48	56	116	97	588
1928	105	33	27	217	102	5	37	42	33	44	70	82	797

BRAGADO

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1897	54	61,5	149	—	131	55	66	7	7	4	190	125	849,5
1898	35	69	253	19	58	130	1	40	4	38	178	128	953
1899	130	56	115	96	4	14	26	86	5	37	62	87	718
1900	68	133	294	59	162	36	7	60	223	56	111	8	1217
1901	8	33	77	14	74	—	—	6	66	94	181	90	643
1902	47	150	143	100	148	17	58	—	7	95	177	139	1081
1903	32	82	254	96	24	29	35	85	93	53	64	206	1053
1904	16	93	113	30	—	34	50	43	3	35	198	29	644
1905	25	83	130	109	49	—	30	—	67	201	19	141	854
1906	88	7	51	180	—	54	118	106	23	9	56	122	814
1907	11	32	263	126	19	13	—	37	127	128	20	95	871
1908	11	5	12	130	29	42	46	22	8	30	103	134	572
1909	80	156	19	39	—	4	28	7	71	76	69	22	571
1910	81	47	123	21	94	21	7	21	46	26	94	16	597
1911	89	164	5	68	149	24	39	31	73	145	123	217	1127
1912	132	45	97	35	45	86	39	39	—	169	216	83	986
1913	—	68	178	79	125	71	49	121	84,1	114	108	49	1046,1
1914	107	82	104	329	83	41	129	111	76	236	225	179	1702
1915	87	144	70	232	39	—	32	30	82	149	138	35	1038
1916	63	121	126	87	27	2	—	9	6	68	61	78	648
1917	114	98	110	232	9	21	80	5	43	71	7	40,5	830,5
1918	174	36	91	78	12	71	1	32	78	30	130	91	824
1919	92	37	106	88	131	35	63	2	160	50	154	249	1167
1920	32	105	138	70	20	11	21	—	35	161	219	109	921
1921	61	115	152	76	30	44	7	16	51	137	65	199	953
1922	123	73	53	115	142	115,5	18	128	50	113	54	39	1023,5
1923	73	221	265	142	14	37	37	143	113,5	116	90	81	1332,5
1924	55	188	90	78	145	—	—	2	71	99	55	50	883
1925	62	121	125	64	259	—	92	5	182	31	107	114	1162
1926	10	40	129	95	115	95	12	94	30	56	267	82	1025
1927	149	16	39,5	65	13	21	34	32	43	97	221	70	800,5
1928	92,5	76	51	56,5	93	8	34	44	33	110,5	75	72	745,5

Con estos datos se ha formado un promedio mensual, cuyos valores y gráficos se acompañan.

Para la cuenca del Salado hasta el año 1888 no disponemos de más datos que dos localidades, Buenos Aires y General Lavalle, ambas excentradas de dicha cuenca, de modo que las indicaciones que suministren o su promedio, debemos tomarlos con mucha cautela

Me inspiran por otra parte, más fe, los datos de la ciudad de Buenos Aires como indicación de año lluvioso y seco, que los de General Lavalle, pues pienso que aquéllos habrán sido anotados con mayor esmero.

Si nos basamos en la planilla y gráfico de Buenos Aires que se adjunta, observamos que la media pluviométrica o año normal, es de 951 mm., y, en consecuencia, secos o lluviosos, serán aquellos en los que su lluvia anual esté por debajo o encima de este promedio.

TOTALES ANUALES DE LAS LLUVIAS CAIDAS
EN LA CAPITAL FEDERAL EN MM

1861	583,9	1889	1278
1862	1060,4	1890	831
1863	701,4	1891	954
1864	744,1	1892	701
1865	774,8	1893	547
1866	882,2	1894	881
1867	606,9	1895	1454
1868	1146,8	1896	759
1869	1172,2	1897	845
1870	836,5	1898	1008
1871	750,6	1899	1020
1872	778,2	1900	2025
1873	779,1	1901	890
1874	960,2	1902	819
1875	939,2	1903	1044
1876	916,9	1904	791
1877	994	1905	1061
1878	1130	1906	817
1879	631	1907	684
1880	901	1908	759
1881	1046	1909	798
1882	949	1910	663
1883	1150	1911	1233
1884	1105	1912	1504
1885	1029	1913	1136
1886	915	1914	1741
1887	708	1915	928
1888	1085	1916	504

TOTALES ANUALES DE LAS LLUVIAS CAIDAS EN LA CAPITAL FEDERAL EN %.

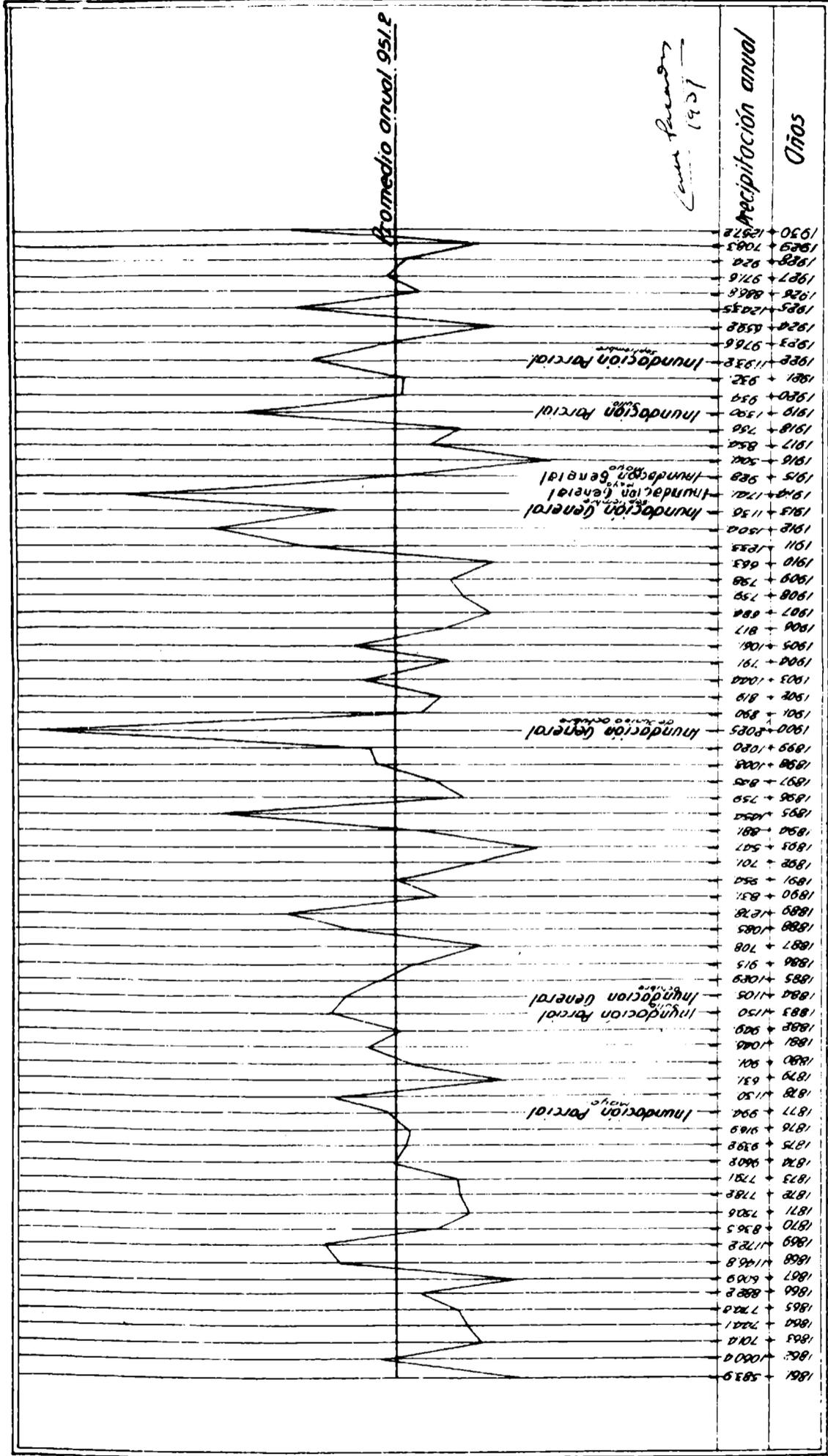


Figura 26

Las inundaciones generales han sido precedidas de años lluviosos y las parciales han ocurrido también en años lluviosos.
 No se observan aquéllas en los años normales, lo que indica que conservando las depresiones el agua de estos años, sobra capacidad para almacenar la más grande lluvia.

ZONA MUNDABLE - PROMEDIO DE O. LAVALLE, LAS FLORES, TANDIL, OLAVARRIA, CHASCOMUS, SALADILLO Y BRAGADO:

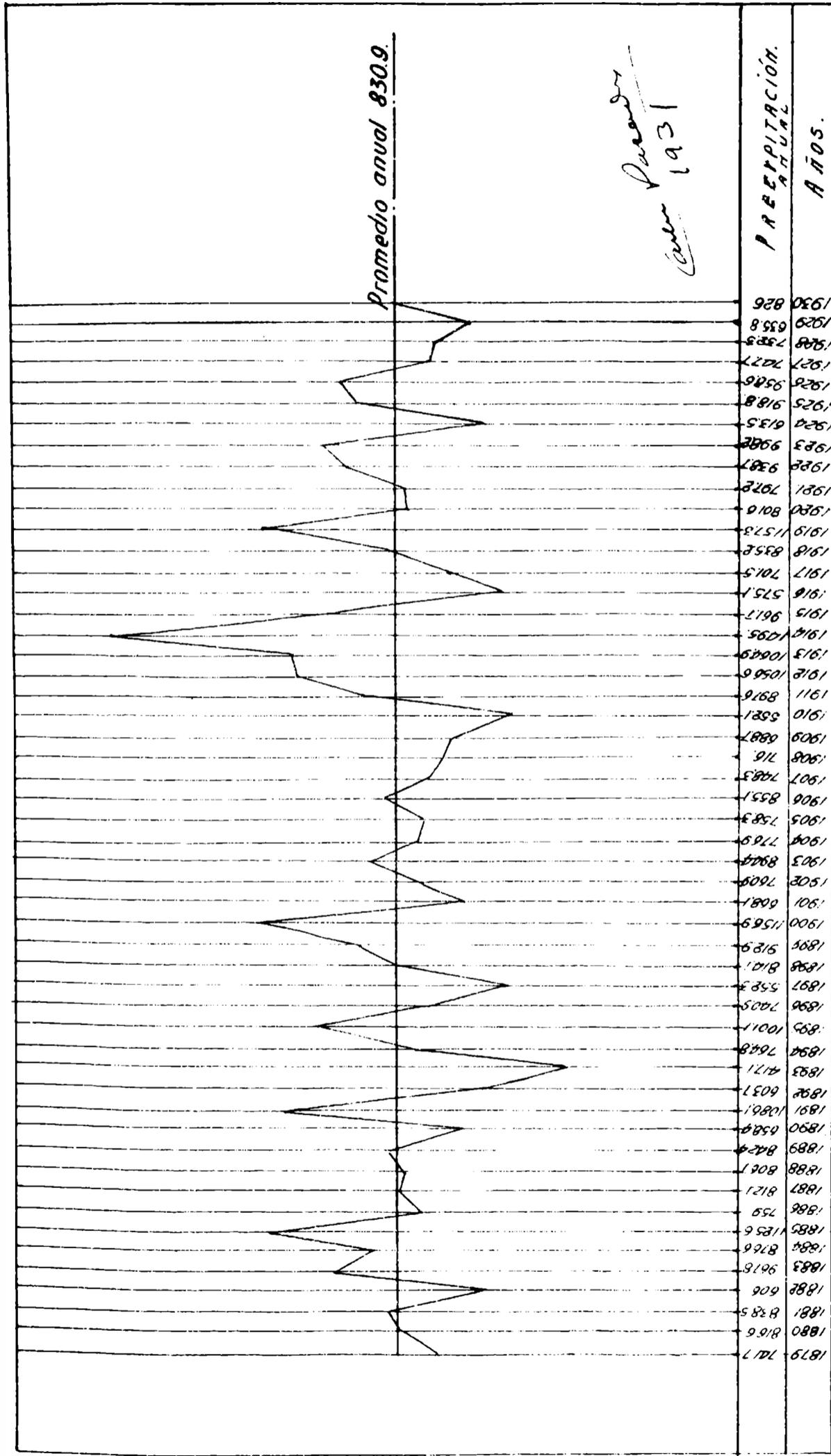


Figura 29

1917	854	1927	971,6
1918	766	1928	924
1919	1390	Total	64.686,3
1920	934	Promedio	951,2
1921	932	1929	708,3
1922	1193 2	1930	1257,2
1923	976,6	1931	855
1924	659,2	1932	962
1925	1243,5		
1926	886,8		

Sentado ésto, observamos, por ejemplo, que admitiendo como inundaciones generales las de los años 1884, 1900, 1913, 1914 y 1915, se verifica lo siguiente:

La gran inundación de 1884 fué precedida de los años 1881. con precipitación de 1.046 mm. y que hubo gran crecida en el Salado, llegando las aguas en el puente de Villar, según los Ingenieros Lavalle y Médici, a una altura de 4m.33 sobre el fondo del río Salado.

Le siguió al año 1881 el año 1882, con 949 mm., es decir, normal, pero que según testimonio de antiguos pobladores, fué algo lluvioso. Sigue al año 1882 el año 1883, con 1.150 mm. y que ocasionó grandes inundaciones que, aunque se clasifican como parciales, abarcaron una enorme zona. En el puente de Villar, ya citado, alcanzaron las aguas una profundidad de 4m.55, es decir, 0,22 más alto solamente que la de 1881. Almacenado el sobrante — que no se evaporó o infiltró — de las aguas de estos años, se preparó el terreno para la inundación general de 1884, la más grande de las producidas hasta esa fecha según los citados Ingenieros Lavalle y Médici. El año 1884 figura con 1,105 mm.

Si pasamos al año 1900, en el cual se produjeron también inundaciones generales, lo vemos también precedido de los años 1898, con 1.008 mm.; del 1899, con 1.020 mm., es decir, lluviosos, y el año 1900 figura con 2.025 mm.

Si tomamos la planilla del promedio de la zona inundable de la Provincia, recordaremos, en primer lugar, que hasta 1888 no hay sino los datos de General Lavalle, tan excentrado de la cuenca del Salado como Buenos Aires, y con datos que merecen menos fe.

PROMEDIO DE LOS TOTALES ANUALES DE LAS LLUVIAS CAÍDAS EN
LAS LOCALIDADES DE GENERAL LAVALLE, LAS FLORES, TANDIL,
OLAVARRÍA, CHASCOMÚS, SALADILLO Y BRAGADO.

1879	741,7	1908	716
1880	818,6	1909	688,7
1881	838,5	1910	552,1
1882	606	1911	897,6
1883	967,8	1912	1056,6
1884	876,6	1913	1064,9
1885	1125,6	1914	1495
1885	759	1915	961,7
1887	812,1	1916	575,1
1888	806,7	1917	701,5
1889	842,4	1918	835,2
1890	658,4	1919	1137,3
1891	1086,1	1920	801,6
1892	603,7	1921	797,2
1893	417,1	1922	938,7
1894	764,8	1923	998,2
1895	1001,1	1924	613,5
1896	740,9	1925	918,8
1897	552,3	1926	953,6
1898	814,1	1927	747,7
1899	912,9	1928	732,3
1900	1156,9		
1901	668,1	Total	41.547,6
1902	760,9	Promedio	830,9
1903	894,4		
1904	776,9	1929	635,8
1905	758,3	1930	826
1906	855,1	1931	832
1907	748,3	1932	913

Por estas razones, considero solamente las inundaciones de los años 1900, 1913, 1914 y 1915 y hago notar los años lluviosos que las precedieron.

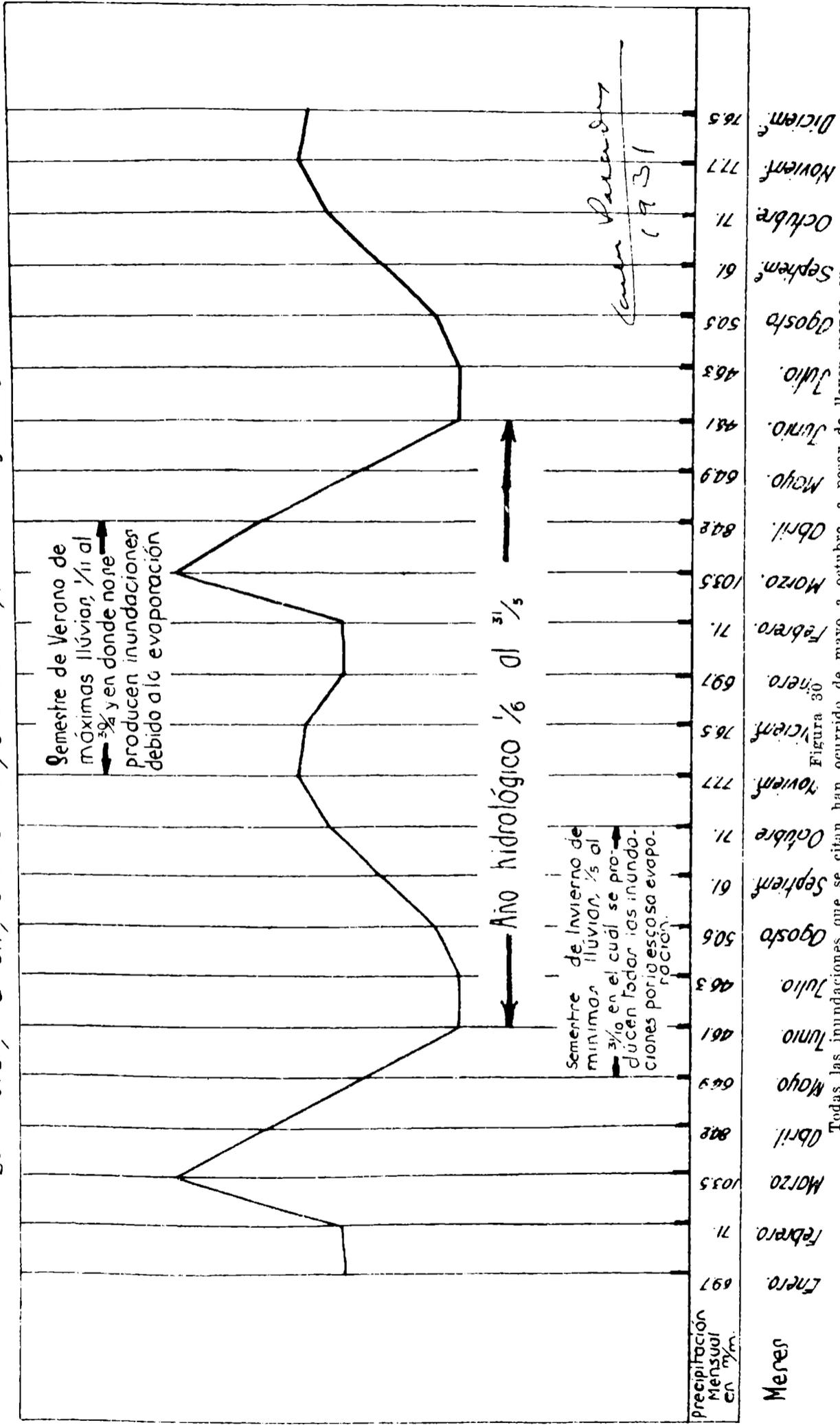
La de 1900 la vemos precedida del año 1889 con 912,9 mm. y el 1900 con 1156,9 mm.

La inundación de 1913, en cuyo año cayeron 1064,9 mm., la vemos precedida del año 1911, también algo lluvioso, con 897,6 milímetros, y del año 1912, con 1056,6 mm., francamente lluvioso.

Las inundaciones de 1914 y 1915, fueron precedidas por una serie de años lluviosos.

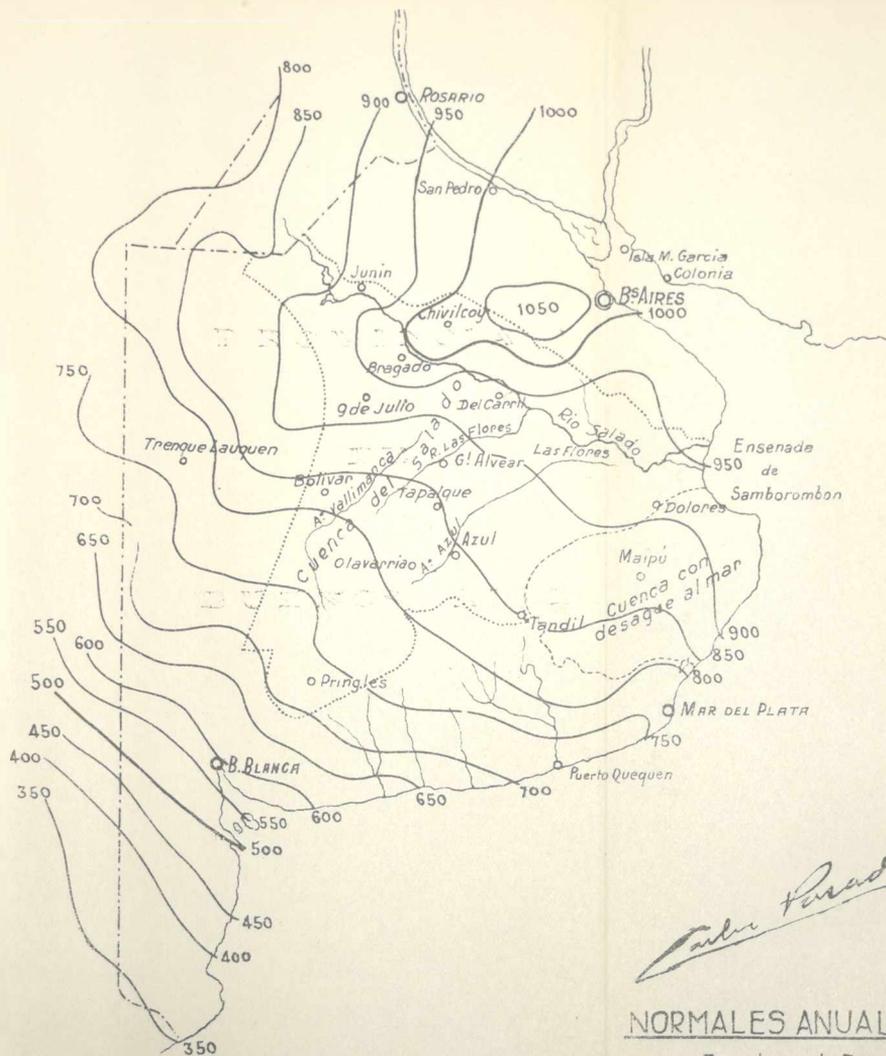
Parecería, pues, una ley, que para que sobrevenga una intensa inundación general, se precisa un período de gestación de 2 años más o menos, durante los cuales se colman las depresiones del suelo, se satura la tierra y levantan las vertientes, es decir, se anula la capacidad, después de lo cual basta una intensa lluvia general para provocar también una inundación general.

Año Normal en la zona inundable de la Prov. de Buenos Aires --- Promedio de 50 años de las lluvias. G^{ral} Lavalle
 Car Flores, Tandil, Olavarría, Chacabuco, Saladillo y Bragado.



Todas las inundaciones que se citan han ocurrido de mayo a octubre, a pesar de llover menos en este semestre que en el de septiembre a abril reconociendo como única causa, la mayor evaporación del verano, que reduciendo el agua de las depresiones, regenera la capacidad de la cuenca. Un drenaje equivalente, evita pues las inundaciones.

Leandro Paredes
 1931



NORMALES ANUALES DE LLUVIA

Escala = 1:5.000.000

10 0 50 100 150 K.m.

Figura 30 «

«Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las informaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854-1877 y 1884, fueron producidas más bien por las lluvias del Norte y Oeste que por las del Sur, de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y Las Flores. (Lavallo y Médica, página 7).

Esta verdad que se ha verificado en todas las inundaciones generales, se debe a tres causas:

- Que llueve más, cerca de las márgenes del Salado, que en su cuenca sur alta, como lo hace ver el presente plano.
- Que el nivel de la napa freática es más elevado en las márgenes que en su cuenca sur.
- El escurrimiento gradual, tanto superficial como subterráneo, hacia el conico del Salado, lo cual hace con las dos causas a) y b), que el colimado de los

hajos se opere con mayor frecuencia.

La recíproca también es general, es decir, que con años normales y aun con exceso sobre la normal, colosales lluvias, más copiosas que todas las citadas o producidas en la víspera de inundaciones generales o mucho más violentas y graves por sus características, no han alcanzado a sacar los ríos y arroyos mayormente de su régimen normal. Ejemplos citados de esto los estudiaremos más adelante, con todo detalle.

Fluye de estas consideraciones que hay de sobra capacidad en las depresiones del suelo, para almacenar la más colosal lluvia que pueda producirse, sin que se escurra una hebra de agua por los arroyos — según veremos más adelante con los numerosos ejemplos que citamos — y que sobra capacidad para mantenerlas, aun con los bajos a medio colmar.

Resulta de estas consideraciones, que la solución racional y simple del problema es utilizar estos depósitos como reguladores, haciendo una densa red de pequeños canales maestros y haciendo obligatoria la Ley de Desagües Parciales, que ahora es facultativa, compeliendo a todo propietario a que tenga un sistema de canales con sus correspondientes compuertas, que le permita extraer el exceso de agua sobre el estado normal de las lagunas. De más está decir que aunque no hubiese compuertas, los perjuicios serían inmensamente menores que en la actualidad, puesto que una vez colmados los bajos la sección de escurrimiento es infinita y mayor que la de todos los canales que pudieran construirse.

Las inundaciones parciales no precisan una gestación tan larga como las generales, y es natural que la capacidad mencionada puede alcanzar a anularse con lluvias repetidas en una determinada región, lo cual una vez esto logrado, la menor lluvia provoca una inundación.

Hemos tenido inundaciones casi generales el año 1877 en el mes de mayo, con cuyos datos pluviométricos escasos y agregados con los que citaré más adelante, no se puede formar un juicio aproximado. También las hemos tenido, en junio y julio del año 1883, figurando este año en la Capital Federal con 1.150 mm. lluvioso en consecuencia.

Las hemos tenido generales también en mayo, en el año 1914 — extraordinariamente lluvioso — y en el año 1915, que figura en la zona inundable con 961,7 mm., es decir, con 160 mm. de exceso.

La hemos tenido parcial en julio de 1919, producida por el Vallimanca y Las Flores; figura en el promedio de la zona inundable este año con 1137,3 mm.; hemos tenido las producidas en septiembre de 1922 en Dolores y Lavallo, figurando este año con 938,7 mm., es decir, con un exceso de 107,8 mm. sobre la normal y por fin en agosto de 1926 figurando este año con 953,6 mm., es decir con 122,7 mm. de exceso.

Parecería deducirse de esto que las inundaciones parciales ocurren también en años lluviosos aunque sin una preparación previa tan larga como las generales.

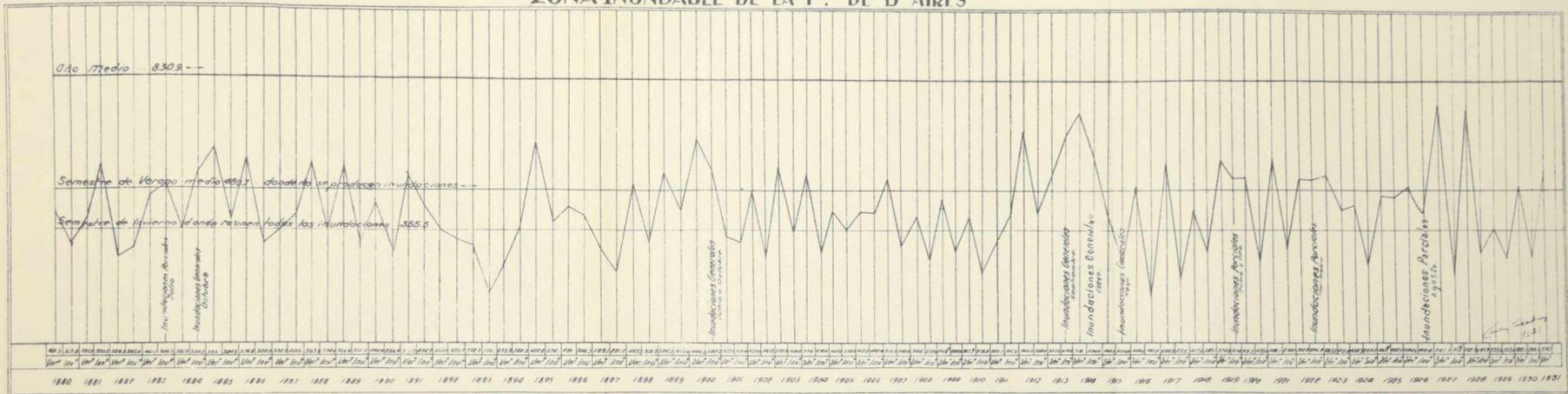
Parecería no existir imposibilidad de que se produzcan aun en años secos si sobrevienen una serie de lluvias seguidas en una determinada región, tales que sus depresiones resulten colmadas. Que estas inundaciones pueden aminorarse considerablemente no cabe duda, según veremos por los ejemplos que citaremos más adelante.

De la planilla del año medio con sus precipitaciones mensuales, se deduce que contrariamente a lo que cree la gente, cuando llueve menos es en el invierno, llamando así por comodidad al semestre formado por los meses de mayo, junio, julio, agosto, septiembre y octubre y que es la parte del año donde han ocurrido todas las inundaciones y que llueve más en los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril, que son los meses que llamo semestre de verano y en donde no ocurren inundaciones, a pesar de la copiosidad y violencia de las tormentas. (Fig. 30).

La explicación de esto es muy simple: la evaporación. Su capitalísima consecuencia es que actuando paulatinamente con un drenaje tal que haga que éste con la evaporación en invierno iguale a la evaporación en verano, se evitan las inundaciones.

Se ha formado también la planilla y gráfico que acompaño (fig. 31) para los semestres de invierno y verano desde el año 1879 y se observa que el promedio desde ese año a la fecha del semestre de verano es de 480,7 mm., el de invierno de 355,5 mm., es decir, un exceso de 125 mm. a favor del verano, y a pesar de ocurrir en verano las más copiosas y violentas tormentas, las inundaciones se producen en invierno, es decir, del 1° de mayo al 1° de noviembre, prueba concluyente de que es la acumulación de agua, lo que las ocasiona, y un drenaje paulatino, que impida tal acumulación, las evita. No se peticionan colosales canales y el Salado no es insuficiente. Hay que regularizar su caudal.

ZONA INUNDABLE DE LA P.^{ROV} DE B^º AIRES



PROMEDIO: G. Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo, Bragado.

Figura 31

Con un drenaje tal, que sumando a la evaporación del semestre de invierno equivalga a la del verano, no se producirán inundaciones, desde que ellas se producen en el semestre de invierno. Todo se reduce a extraer menos de 250 mm. por año regularmente, por medio de una red de pequeños canales, dado que las inundaciones ocurren todas en el semestre de invierno.

PRECIPITACIÓN MENSUAL MEDIA EN LA ZONA INUNDABLE DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
AÑO NORMAL O MEDIO

Localidades	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviem.	Diciem.
General Lavalle .	79,1	68	102	84,2	73,9	68,1	61,4	72,7	77,8	71,2	68,6	71,9
Las Flores	71	75,1	115,6	87,2	71,5	42,2	45,8	49,5	47,8	66,9	79,7	68,9
Tandil	78,8	76,1	97,7	71,9	64,6	51,3	50,3	47,9	55,7	68,8	71,8	71,5
Olavarría	66,6	68	98,8	68,8	45,1	39	38,4	32	53,4	73,5	65,9	70,5
Chascomús	58	55,6	91,3	97,7	71,6	48,9	53,7	62,1	72	68,2	80	81,3
Saladillo	66,2	68,6	96,7	85,9	57,6	38,4	38,7	47,2	59,1	63,4	89,7	74,9
Bragado	68,7	86,1	122,6	94	70	35,3	36,2	42,6	61,2	85,1	88,6	96,8
Totales	488,4	497,5	724,7	589,7	454,3	323,2	324,5	354	427	497,1	544,3	535,7
Promedios	69,7	71	103,5	84,2	64,9	46,1	46,3	50,5	61	71	77,7	76,5

SEMESTRES DE VERANO E INVIERNO DE LA ZONA INUNDABLE

Años	Del 1º de mayo hasta el 31 de octubre	Nov. y Dic. del año anterior y enero-feb., marzo, abril, año indicado	Exceso del semestre de invierno sobre el verano	Exceso del semestre de verano sobre el de invierno
1879	392.4	—	—	—
1880	313.4	401.3	—	87.9
1881	553.6	395.2	158.4	—
1882	293.4	289.3	4.1	—
1883	500.5	461.1	39.2	—
1884	534.3	361.6	172.7	—
1885	384.5	596.	—	211.5
1886	309.2	576.8	—	267.6
1887	403.	350.5	52.5	—
1888	354.6	563.9	—	208.3
1889	314.3	566.6	—	252.3
1890	286.4	442.6	—	156.2
1891	434.7	531.2	—	96.5
1892	323.9	359.8	—	35.9
1893	156.	302.7	—	146.7
1894	362.3	235.5	126.8	—
1895	376.	622.2	—	246.2
1896	396.7	421.	—	24.3
1897	221.3	289.1	—	67.8
1898	318.3	495.7	—	177.4
1899	415.4	524.3	—	108.9
1900	542.7	640.5	—	97.8
1901	313.4	327.2	—	13.8
1902	261.8	475.9	—	214.1
1903	349.8	552.5	—	202.7
1904	278.4	530.	—	251.6
1905	358.6	407.4	—	48.8
1906	402.4	405.2	—	2.8
1907	302.4	513.5	—	211.1
1908	259.9	390.	—	140.1
1909	285.4	449.9	—	164.5
1910	219.3	387.5	—	168.4

Años	Del 1º de mayo hasta el 31 de octubre	Nov. y Dic. del año anterior y enero-feb., marzo, abril, año indicado	Exceso del semestre de invierno sobre el verano	Exceso del semestre de verano sobre el de invierno
1911	407.3	322.7	84.6	—
1912	408.4	666.2	—	257.8
1913	648.2	527.2	121.	—
1914	586.6	718.	—	131.4
1915	254.8	403.6	—	148.8
1916	145.9	488.6	—	342.7
1917	205.	564.5	—	359.5
1918	285.1	417.2	—	132.1
1919	517.6	574.8	—	57.2
1920	255.2	519.5	—	264.3
1921	298.1	588.1	—	290.
1922	506.8	512.8	—	6.
1923	419.8	523.5	—	103.7
1924	250.2	428.3	—	178.1
1925	452.5	462.9	—	10.4
1926	410.4	494.6	—	84.2
1927	219.4	747.7	—	528.3
1928	285.9	732.3	—	446.4
Totales:	17.775.3	23.557.7		
Promedios:	355.5	480.7		
1929	265.8	357.	—	91.2
1930	264.5	495.1	—	230.6
1931	319.	542.	—	223.
1932	400.	499.	—	99.
1933	—	586.2	—	—

LAS LLUVIAS EN LA REPÚBLICA ARGENTINA Y LAS CAUSAS DE SUS VARIACIONES

Hemos llegado a base de estadísticas a la determinación del año medio, el cual nos indica que las lluvias en verano, representan mayor precipitación que en el invierno.

También hemos visto el repunte de las lluvias en la primavera y en el otoño. Vamos a ver las razones científicas de tales fenómenos.

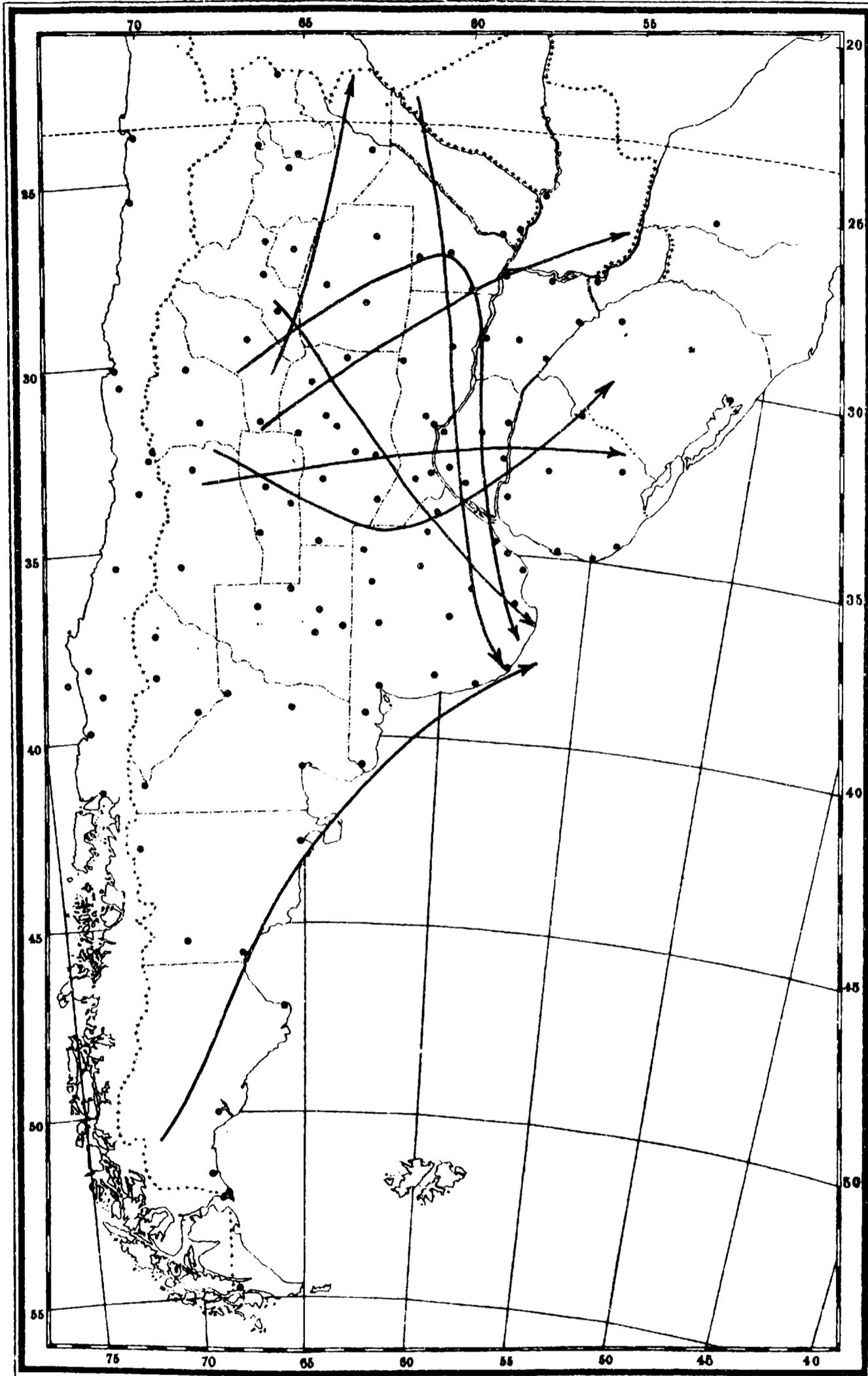
Como casi todas las lluvias son producidas por la humedad traída por los vientos oceánicos, es indudable que las condiciones variables en los mares traen como consecuencia variaciones en las lluvias sobre los continentes. La evaporación de las aguas oceánicas depende de diversos factores, tales como la temperatura del agua, la temperatura del aire, la velocidad del viento etc., y una variación en cualquiera de estos factores importa aumento o disminución de la evaporación y por ende de la humedad llevada por los vientos del océano al continente. Este aumento o disminución traerá, como es lógico una variación en las lluvias, es decir que existe una influencia directa de las condiciones oceánicas sobre las lluvias. Pero esas condiciones también tienen una influencia indirecta sobre las precipitaciones en el continente. Si la temperatura del agua es inferior a la normal, por ejemplo, el efecto será, además de disminuir la evaporación, aumentar la presión del aire en contacto con la superficie fría. En estas regiones habrá por tanto tendencia a formarse áreas de alta presión y los anticiclones móviles tendrán cierta tendencia a mantenerse sobre ellas. En consecuencia aumentará o disminuirá la prevalencia de determinados vientos, lo que puede traer aumento o disminución de las lluvias según la procedencia de esos vientos. Además la posición de esos centros semipermanentes de alta presión influye sobre las trayectorias de los anticiclones y depresiones móviles y las fluctuaciones de esas trayectorias están correlacionadas con variaciones de las lluvias.

La distribución geográfica de las lluvias en la República Argentina, con la precipitación máxima en el litoral y la mínima en las provincias andinas, demuestra que la fuente principal de ellas es el Océano Atlántico. Al Norte de latitud 35 la Cordillera de los Andes ofrece una barrera infranqueable para los vientos que pudieran traer humedad del Pacífico. En el oeste de la Patagonia, donde la Cordillera es más baja se nota en cambio que la humedad es traída del Pacífico, siendo la distribución anual de las lluvias igual que en Chile, con la precipitación máxima en invierno y la mínima en verano.

En las provincias del Este la variación anual de las lluvias es poco pronunciada. Normalmente la mínima ocurre en invierno, debido a que los anticiclones que cruzan el país desde el Pacífico se mueven lentamente y se mantienen durante va-

Trayectorias típicas de depresiones barométricas

Fórmula "M" N° 23

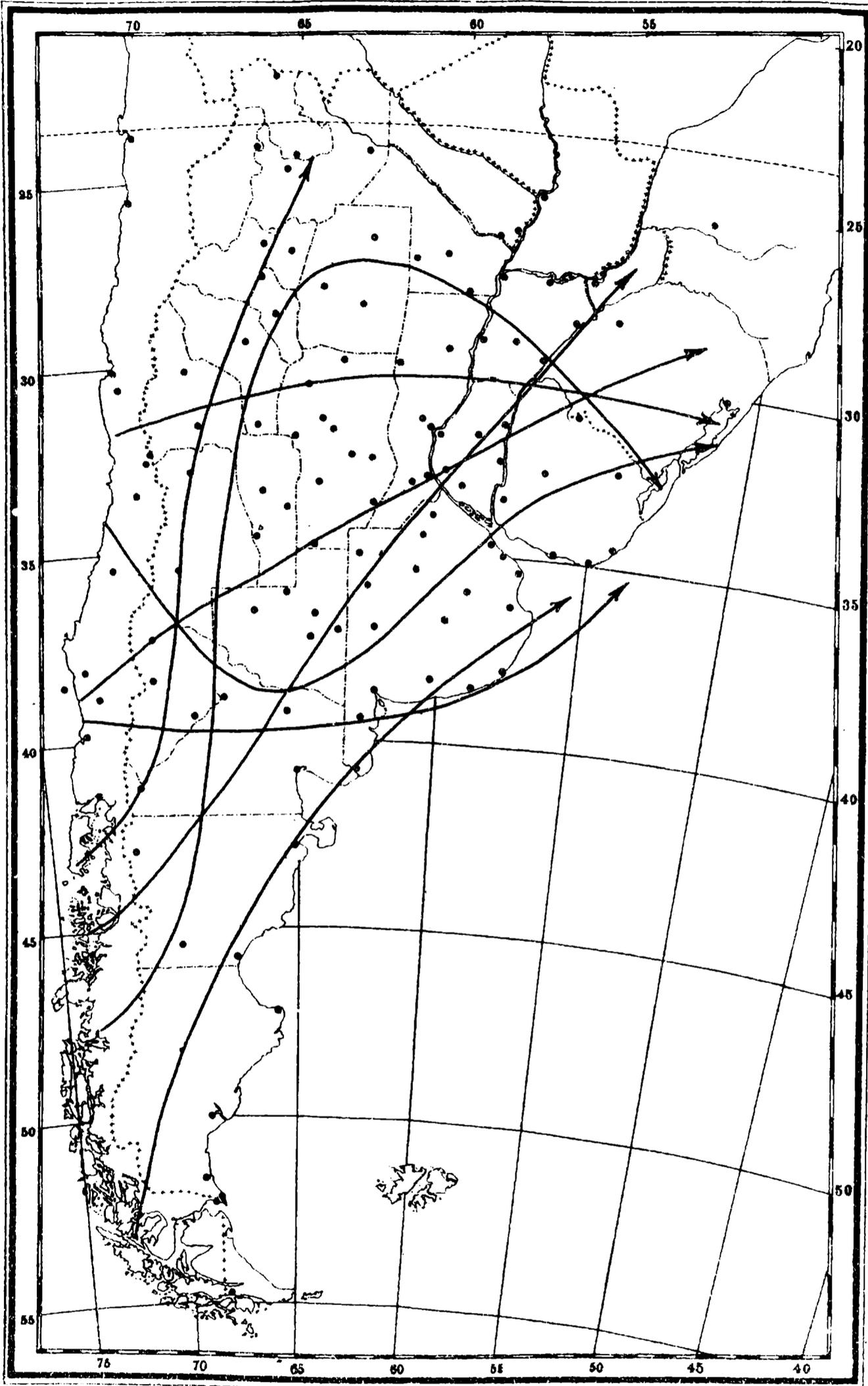


Talleres Gráf. del Minis. de Agr. de la Nación

Figura 32

Trayectorias típicas de anticiclones.

Formule "M" N° 23



Talleres Gráf. del Museo de Agr. de la Nación

Figura 33

rios días sobre el continente, soplando a su frente el viento seco del sudoeste y disminuyendo la frecuencia de los vientos húmedos del noreste. En primavera el continente se calienta más rápidamente que el océano y en consecuencia aumenta la tendencia de los anticiclones de mantenerse sobre el océano. El anticiclón semipermanente del Atlántico aumenta de intensidad, ofreciendo resistencia a las depresiones que cruzan el continente, las que debido a ello producen lluvias más prolongadas. Por eso hay aumento en las lluvias en el litoral durante los meses de primavera. Al avanzar la estación, el área de alta presión en el Atlántico sigue aumentando y su borde occidental se proyecta sobre las provincias del este, en las que en consecuencia disminuyen las lluvias en las meses de diciembre a febrero. En el otoño nuevamente se retira al Atlántico el área de alta presión, marcando las lluvias un nuevo repunte en los meses de marzo y abril. Este repunte es más pronunciado que el de primavera, debido a que en el otoño la temperatura del océano llega a su máximo anual y los vientos oceánicos por lo tanto son más cargados de humedad que en otra estación del año.

La variación anual es mucho más pronunciada en la zona central y aún más en las provincias andinas, donde en invierno las lluvias son casi nulas, registrándose prácticamente toda la precipitación en verano. Las causas de esa marcada variación anual son las siguientes:

1º Como la cantidad de vapor acuoso, que puede ser contenido en cierto espacio, disminuye rápidamente con la temperatura más baja en invierno la humedad absoluta del aire es entonces mucho menor que en verano. La mayor parte de esa humedad se condensa, formando las lluvias del litoral y al llegar el aire oceánico al interior del país, ya es demasiado seco para producir las lluvias.

2º Siendo la temperatura de invierno más baja en el continente que en el océano, la presión atmosférica en aquel aumenta, los anticiclones se detienen más tiempo sobre el continente y en consecuencia prevalecen los vientos de tierra con preferencia a los oceánicos.

3º Con el desplazamiento hacia el norte del ecuador térmico en invierno, se desplazan también los anticiclones permanentes en el Atlántico y Pacífico y la trayectoria de los anti-

cyclones móviles sobre el continente. Las depresiones también se desarrollan más al norte, es menos enérgica la circulación de vientos de procedencia ecuatorial, los que en lugar de penetrar hasta la zona central del país como en verano, se desvían nuevamente hacia el noreste sin producir lluvias de importancia.

Igual como en la variación anual, se puede notar la influencia del océano en las variaciones accidentales o aperiódicas de la lluvia. Las sequías de invierno ocurren cuando los anticiclones que cruzan al país del Pacífico al Atlántico son muy desarrollados y más frecuentes que en años normales, hecho que indudablemente tiene relación con el desarrollo del anticiclón permanente del Pacífico, debido a su vez a variaciones anormales de temperatura en las aguas de ese océano, provocadas por variaciones anormales de intensidad y dirección de las corrientes ecuatoriales y polares. En cambio, en los inviernos lluviosos los anticiclones del Pacífico son menos frecuentes, pudiendo en los intervalos de ellos desarrollarse depresiones barométricas en las que el aire tropical puede penetrar hasta latitudes más altas.

También los anticiclones antárticos que se mueven hacia el norte sobre la Patagonia provocan prolongadas lluvias en invierno. Al frente de estos anticiclones sopla el viento sudeste procedente del océano en lugar del SW, que es viento característico de los anticiclones del Pacífico y por ello provocan lluvias, especialmente en invierno, cuando el océano es relativamente cálido y el aire se enfría en contacto con la superficie terrestre más fría.

En algunos años esos anticiclones del sur, son relativamente frecuentes, causando aumento de las lluvias en Buenos Aires, La Pampa, Córdoba, San Luis y Mendoza, pero más al norte su influencia es generalmente escasa.

Las sequías de otoño ocurren cuando las condiciones invernales con frecuentes anticiclones del Pacífico se presentan más temprano que en años normales. Por lo general estas sequías empiezan en La Pampa y el sur de Buenos Aires, cuando a veces todavía siguen lluvias normales o excesivas en el norte del país, y a medida que avanza el invierno, la escasez de lluvia se va extendiendo hacia el norte, donde con frecuencia es más frecuente la sequía en la primavera siguiente que en el

otoño. Del mismo modo que las sequías de otoño pueden considerarse como un adelanto de las condiciones invernales, las de primavera resultan de una prolongación de esas condiciones. Las lluvias excesivas de primavera en el litoral se producen debido a la acentuación de las condiciones mencionadas arriba como productoras del repunte normal de la lluvia en primavera, es decir cuando el anticiclón del Atlántico está bien desarrollado y se halla sobre la costa, pero sin proyectar sobre el continente.

También es favorable para las lluvias excesivas en primavera una posición de su centro más al sur de lo normal, porque en ese caso las corrientes del noreste, cargadas de humedad, se encuentran con el dorsal anticiclónico que proyecta sobre el sur del litoral y son forzadas a ascender sobre el aire más denso de éste, produciéndose así abundantes lluvias. Si este anticiclón sigue desarrollándose fuertemente durante el verano, las lluvias excesivas de primavera son frecuentemente seguidas de un verano seco, debido a que las condiciones anticiclónicas se extienden sobre parte del continente, pero en estas condiciones generalmente continúan cayendo lluvias abundantes en las zonas central y andina, debido a que los vientos del noreste portadores de humedad son desplazados del litoral hacia el centro y oeste. El reverso de estas condiciones producen las lluvias excesivas de verano, cuando los anticiclones que se mantienen sobre la costa del Atlántico, al mismo tiempo de ser marcadamente desarrollados, tienen su centro algo retirado de la costa de modo que su borde solo la toque ligeramente sin proyectar sobre el continente. La frecuencia de anticiclones del Pacífico y el desplazamiento hacia el norte de sus rutas, traen aparejados como en invierno, mayor sequedad en todo el continente, pero debido al rápido calentamiento de las capas atmosféricas inferiores en verano y al enfriamiento de las superiores causado por los anticiclones en estas condiciones son frecuentes las tormentas de inestabilidad con aguaceros locales.

Por eso los veranos de ese tipo se caracterizan por tiempo muy variable, lluvias desparejas, excesivas en algunas zonas y escasas en otras, frecuentes tormentas de granizo y de viento, etc. Las condiciones de los océanos, tanto el Pacífico como el Atlántico influyen por lo tanto marcadamente sobre las va-

riaciones periódicas y aperiódicas de las lluvias en nuestro país, influencias que sin duda podrían demostrarse mejor, si tuviéramos datos de los océanos, datos que serían del mayor interés, tanto para explicar esas variaciones periódicas como para el estudio de las variaciones diarias. En los últimos años, la atención de los meteorólogos ha sido especialmente dirigida a estudiar la climatología de un país, teniendo en cuenta las variaciones que producen los distintos orígenes de las masas de aire, sean terrestres o marítimas, polares o tropicales tendencia que forma parte de la nueva orientación de la Meteorología, que se ha llamado la climatología dinámica.

Como aplicación de lo expuesto puede verse lo relativo a gestación y desarrollo de la tormenta del 21 al 24 de febrero del año 1915, (pág. 480).

CONCLUSIONES

a) El drenaje continuado, significando con ello el mantener los bajos, aun con bastante exceso de agua sobre la normal, deja sobrada capacidad para almacenar la más grande lluvia.

b) El problema de las inundaciones es perfectamente soluble y no insoluble, como se lo había mirado hasta ahora.

c) Un drenaje tal, que sumado a la evaporación de invierno iguale a la evaporación de verano, evita las inundaciones, dado que éstas se producen en invierno después de períodos lluviosos por el colmado de las depresiones, y no se producen en verano con mayores precipitaciones.

CAPITULO II

LLUVIAS MÁS IMPORTANTES OCURRIDAS EN LA ZONA INUNDABLE

Vamos a estudiar ahora las lluvias más importantes ocurridas en esta zona de la Provincia.

Los planos con las isohietas de las mismas, han sido hechos personalmente por el que subscribe con los datos proporcionados por la Oficina Meteorológica Nacional y cuyos originales conservo en mi poder para comprobar en cualquier momento la exacta correspondencia de dichos planos con los informes suministrados, como ya se dijo.

Telas positivas de estos mismos planos las he donado a la Oficina Meteorológica Nacional, quien tiene ahora la colección completa de las mismas, de modo que quien desee los datos al respecto, puede ocurrir como comprobación a la misma, lo que también se hizo ya constar.

Anterior al año 1910, tiene la Oficina Meteorológica solamente los totales mensuales y no por lluvias; por esta causa en las lluvias de 1900, estudiadas, aparecen solamente dichos totales mensuales.

Empezaremos, pues, para las lluvias de marzo de 1900 que originaron la primera creciente pequeña del Salado de ese año y cuyo resumen se ve en la exposición que acompaño.

Este año figura en las precipitaciones anuales de la Capital Federal con 2025 mm. y precedido de los años 1898 con 1008 mm. y 1899 con 1020 mm., todos ellos superiores al promedio 951,2 mm., es decir lluviosos. En la zona inundable figura con 1156,9 mm. y precedido por el año 1899 con 912,9, ambos con precipitaciones superiores a la media 830,9 mm., y por consiguiente, lluviosos. (Figs. 28 y 29 y págs. 48 y 49).

LLUVIAS DE MARZO DE 1900

Del plano de isohietas que se adjunta, confeccionado con los datos de la Dirección de Desagües, se deduce la precipitación media para este mes en los 87.067 Km². de cuenca del Salado y resulta ser en media 234 mm.

La precipitación total sobre esta misma cuenca y durante este mes, es pues de 20.374 Hm³.

Esta precipitación mensual es la mayor que se registra, como puede verse por el cuadro que se adjunta, tomando los años 1884, 1900, 1913, 1914 y 1915, años de inundaciones generales en los meses de máxima.

Años	Mes	Precipitación		Caudal observado en Guerrero	Veces que es mayor la precipitac. de marzo de 1900
		Media en mm.	Total Hm ³ .		
1884	21 al 24 de septiembre		9.000	1.200	2.26
1900	Marzo	234.	20.374	320	
1900	Mayo	92.	8.010	1.084	2.53
1900	Agosto	92.2	8.028	1.084	2.53
1900	Septiembre	109.3	9.516	1.120	2.14
1913	Agosto	150.	13.060	4.561	1.56
1914	Abril	230.	20.025	1.055	1.01
1915	Abril	152.4	13.269	1.400	1.53

Se observa la discrepancia entre los caudales y las precipitaciones.

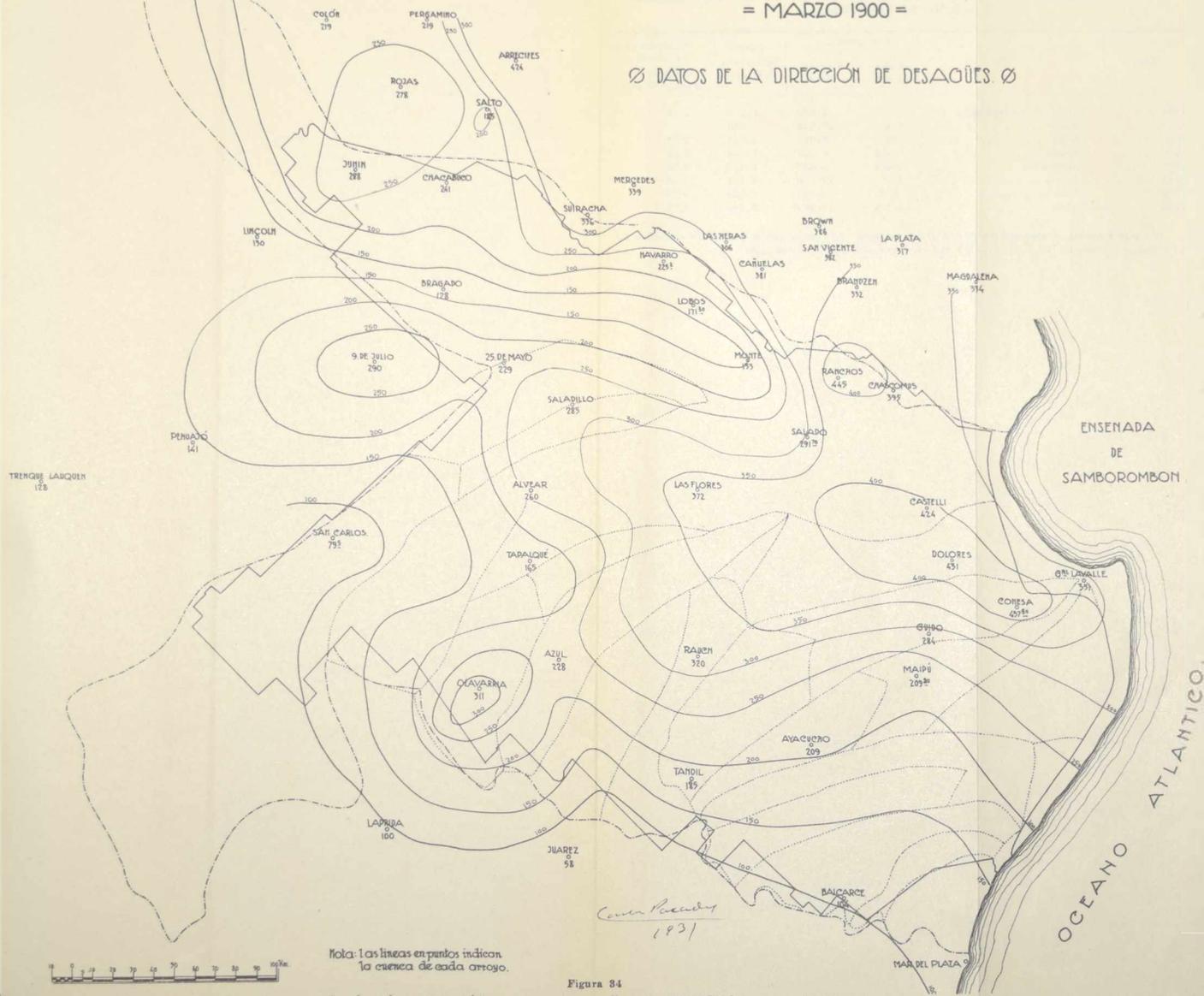
Además esta extraordinaria precipitación del mes de marzo es 2.53 veces mayor que la ocurrida en la misma cuenca en el mes de mayo de 1900, que fué de 8.010 Hm³. y que llevó el caudal en Guerrero a 1.084 m³/s. el 11 de junio, ocurriendo las principales precipitaciones en la primera quincena de mayo.

Volúmen y efecto sensiblemente igual tuvieron las precipitaciones de agosto de 1900, con relación a las de mayo del mismo año, pues llevaron el caudal en Guerrero a 1.084 m³/s. el 4 de septiembre.

Se observa (fig. 37) que la zona adyacente al Salado recibió con estas tormentas del mes de mayo más o menos igual precipitación que con las lluvias de agosto de 1913 (fig. 45) que llevaron el caudal en Guerrero a 4561 m³/s. y prueba que con el pequeño aumento de caudal realizado con las lluvias de mayo, los bajos no debieron quedar colmados con las lluvias de marzo.

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN EL MES DE = MARZO 1900 =

Ø DATOS DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES Ø



Nota: Las líneas en puntos indican la cuenca de cada arroyo.

Figura 34

Esta precipitación del mes de marzo es la más copiosa que se registra y tuvo un valor medio en los 87067 Km.² de cuenca del Salado de 234 mm. y un volumen total en la misma cuenca 20374 m.³/s., consiguiendo sólo llevar el caudal en Guerrero a 320 m.³/s. Se almacenó íntegramente, a pesar de haber núcleos de precipitación que excedieron de 400 mm., prueba evidente de existir una capacidad de 300 mm. (Véase al dorso).

LLUVIAS DE MARZO DE 1900

Fechas	Las Flores	Olavarría	Chascomús	Tandil	Saladillo	Bragado	Junin	Alvear	Bolívar	Monte	General Belgrano	General Paz
1	15,—	27,—	6,50	30,—	—	—	20,—	12,—	—	16,—	0,20	1,70
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	3,—	—	—	—	—	—
4	47,—	—	12,—	22,—	14,—	—	55,—	30,50	—	17,—	25,—	13,—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	20,—	14,—	10,50	9,—	85,—	13,—	5,—	12,—	—	4,—	7,50	2,30
7	32,—	37,—	77,—	5,—	—	—	35,—	14,—	—	4,—	36,50	61,—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	2,—	54,—	2,—	50,—	—	—	—	2,—	—	—	12,50	5,—
12	42,—	99,—	69,—	6,—	43,—	13,—	23,—	58,50	—	30,—	41,50	59,—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	5,—	—	20,—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	36,—	—	14,—	5,—	22,—	16,—	35,—	22,—	17,50	15,—	11,50	16,—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	32,—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	72,—	43,—	92,—	38,—	70,—	50,—	48,—	63,—	62,—	16,—	83,50	55,—
27	101,—	—	24,—	—	25,—	25,—	50,—	43,—	—	—	24,50	23,—
28	—	—	34,—	—	—	—	10,—	6,—	—	—	15,50	28,—
29	5,—	—	33,—	—	20,—	—	—	—	—	31,—	25,50	150,—
30	—	—	21,—	—	—	6,—	2,—	—	—	—	4,—	26,—
31	—	—	—	—	6,—	5,—	2,—	—	—	—	4,—	2,—
31 días	372,—	311,—	395,—	185,—	285,—	128,—	288,—	263,—	79,50	133,—	291,70	445,—
14 días	251,—	236,—	204,—	122,—	265,—	91,—	156,—	139,—	79,50	71,—	160,50	272,—
7 días	209,—	209,—	204,—	81,—	121,—	86,—	112,—	112,—	79,50	62,—	157,—	229,—
24 horas	101,—	99,—	92,—	50,—	85,—	50,—	55,—	63,—	62,—	31,—	83,50	150,—
1 horas	—	—	15,33	—	—	—	—	—	10,33	7,50	—	—

NIVELES DE AGUA BAJO LOS RIELES Y CAUDALES.—AÑO 1900

Fechas	SALADILLO EN DEL CARRIL				ROQUE PÉREZ				GUERRERO				
	Nivel normal bajo los rieles 4.00 metros				Nivel normal 3.60 m.				Nivel normal bajo los rieles 3.45 metros				
	Marzo de 1900		Abril		Marzo		Abril		Marzo de 1900		Abril de 1900		
	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Alturas bajo los rieles en metros	Caudales	Caudales
1	4,09	3,76	3,56	3,35	2,74	3,75	46,—	2,74	126,—				
2	»	»	3,68	»	2,13	»	»	2,57	144,—				
3	»	3,78	»	»	2,44	»	»	2,52	146,—				
4	»	3,76	»	3,05	»	»	»	2,44	158,—				
5	4,39	3,78	»	»	»	»	»	2,31	170,—				
6	3,09	»	»	»	»	»	»	»	»				
7	3,86	3,86	»	»	2,13	»	»	2,13	188,—				
8	»	»	»	»	1,83	»	»	2,03	189,—				
9	3,78	»	3,66	»	»	»	»	1,91	318,—				
10	»	3,78	3,71	»	1,52	»	»	1,52	310,—				
11	»	3,76	3,78	»	1,63	»	»	1,80	232,—				
12	3,76	3,72	3,56	»	1,52	»	»	1,75	246,—				
13	»	»	»	»	1,83	»	»	»	»				
14	3,89	»	»	»	»	»	»	»	»				
15	3,78	»	3,58	»	»	»	»	»	»				
16	»	»	»	»	»	»	»	»	»				
17	3,76	3,78	3,66	»	»	»	»	»	»				
18	3,78	»	3,56	»	2,13	»	»	»	»				
19	3,91	»	3,66	»	»	»	»	»	»				
20	3,78	»	»	»	»	3,68	50,—	»	240,—				
21	4,22	4,06	3,68	»	»	»	»	1,77	»				
22	3,91	3,78	3,40	»	»	3,65	52,—	1,75	246,—				
23	»	»	»	»	»	»	»	1,77	»				
24	»	»	3,43	»	»	»	»	»	»				
25	»	»	3,25	»	»	»	»	»	»				
26	3,86	3,89	3,17	»	2,44	3,53	62,—	1,75	»				
27	»	»	»	»	»	3,48	64,—	»	»				
28	»	»	»	»	»	3,35	76,—	»	»				
29	»	»	3,05	»	2,74	»	»	»	»				
30	3,78	»	»	»	»	2,97	108,—	»	»				
31	»	3,66	»	»	»	2,92	112,—	»	»				

CUENCA DEL RÍO SALADO.—LLUVIAS EN EL MES DE MAYO DE 1900.—EN MILÍMETROS

Días	Junín	Chacabuco	Bragado	Chivilcoy	V. de Mayo	Lobos	Monte	G. Belgrano	Chascomús	Castelli	Gral. Paz	Navarro	Total lluv. en mayo
1	—	2,--	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	2,4	—	32,5	13,--	19,--	20,--	9,--	—
9	5,--	2,7	6,--	—	2,--	1,9	3,--	15,--	3,--	33,--	4,--	19,--	—
10	—	0,2	—	—	—	3,--	12,--	17,5	22,--	—	17,--	13,--	—
12	25,--	24,--	7,6	—	45,--	38,--	53,--	48,5	30,--	35,--	16,--	36,--	—
13	40,--	55,3	56,--	—	39,--	37,2	—	46,2	29,--	35,--	31,--	41,--	—
18	2,--	—	—	—	—	2,--	—	3,5	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	3,--	—	—	—	—	—
21	3,--	0,4	—	—	—	0,8	—	9,--	3,--	5,--	—	—	—
28	30,--	16,--	15,--	14,--	13,--	13,--	—	13,50	13,5	11,--	17,--	13,--	—
30	10,--	11,--	13,--	3,--	—	3,--	—	2,5	—	—	5,--	—	—
31	20,--	6,--	—	7,--	—	13,--	—	9,--	4,50	5,--	2,--	13,--	—
135,--	117,60	97,6	24,--	24,--	99,--	114,10	68,--	200,2	123,--	143,--	112,--	144,--	—
75,--	82,6	69,6	24,--	24,--	86,--	82,7	68,--	159,7	97,--	122,--	88	118,--	14 días
67,--	82,2	69,6	24,--	24,--	86,--	79,9	68,--	127,2	84,--	103,--	68,--	109,--	7 días
40,--	55,3	56,--	14,--	14,--	45,--	38,--	53,--	48,5	30,--	35,--	31,--	41,--	24 horas
—	—	9,34	—	—	—	—	12,--	7,11	5,46	16,15	—	—	1 hora

Con respecto a las de septiembre de 1900 que produjeron su caudal máximo de 1.120 m³|s. el 10 de octubre, el volúmen precipitado fué de 9.516 Hm³., siendo las de marzo de 1900, de un volúmen 2,14 veces mayor.

La razón de tomar la precipitación del mes y no las dos tormentas separadas por un corto intervalo, según puede verse en la planilla adjunta, para varias localidades de la cuenca del Salado para el citado mes, consiste en que estas tormentas se acumularon totalmente y el mismo resultado hubiera dado si hubiese caído en 24 horas en vez del mes tomado, pues el efecto de la evaporación en este mes de marzo durante todo el cual llovió y en consecuencia, su atmósfera estuvo saturada, no puede ser muy intenso y la absorción en las tormentas violentas no es considerable, pues se concentran en los bajos. Por otra parte, las precipitaciones de junio, agosto y septiembre tampoco fueron una sola tormenta. Nos basta para convencernos de ello, el estudiar y comparar las tormentas de marzo de 1900 con las de abril de 1915 que también fueron dos.

Una se produjo del 1° al 15 de abril de 1915 y la otra del 20 al 25 de abril, es decir, mas o menos como las del mes de marzo de 1910, precipitándose 13.269 Hm³. y llevando el caudal en Guerrero a 1.400 m³|s., es decir una creciente más seria que la de octubre de 1900.

La de marzo de 1900, con una precipitación 1,53 veces mayor, solo originó un incremento de 274 m³|s. en el caudal en Guerrero — solo un día, el 10 de abril — y descendiendo su caudal inmediatamente a 246 m³|s. Esta tormenta del mes de marzo de 1900 se compone propiamente de dos tormentas.

Una, la más importante, originada en la primera quincena del mes de marzo y que produjo su máximo de 320 m³|s. en Guerrero el 10 de abril y la otra de menor importancia, originada por las precipitaciones del 26 al 31 de marzo, que produjo su máximo en Guerrero de 246 m³|s., del 25 de abril en adelante.

El intervalo entre la fecha de producción de las tormentas y la fecha de la observación del máximo en Guerrero, es más o menos 1 mes.

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN LOS MESES

≡ MARZO, ABRIL y MAYO ≡

= AÑO 1900 =

DATOS DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES ☉

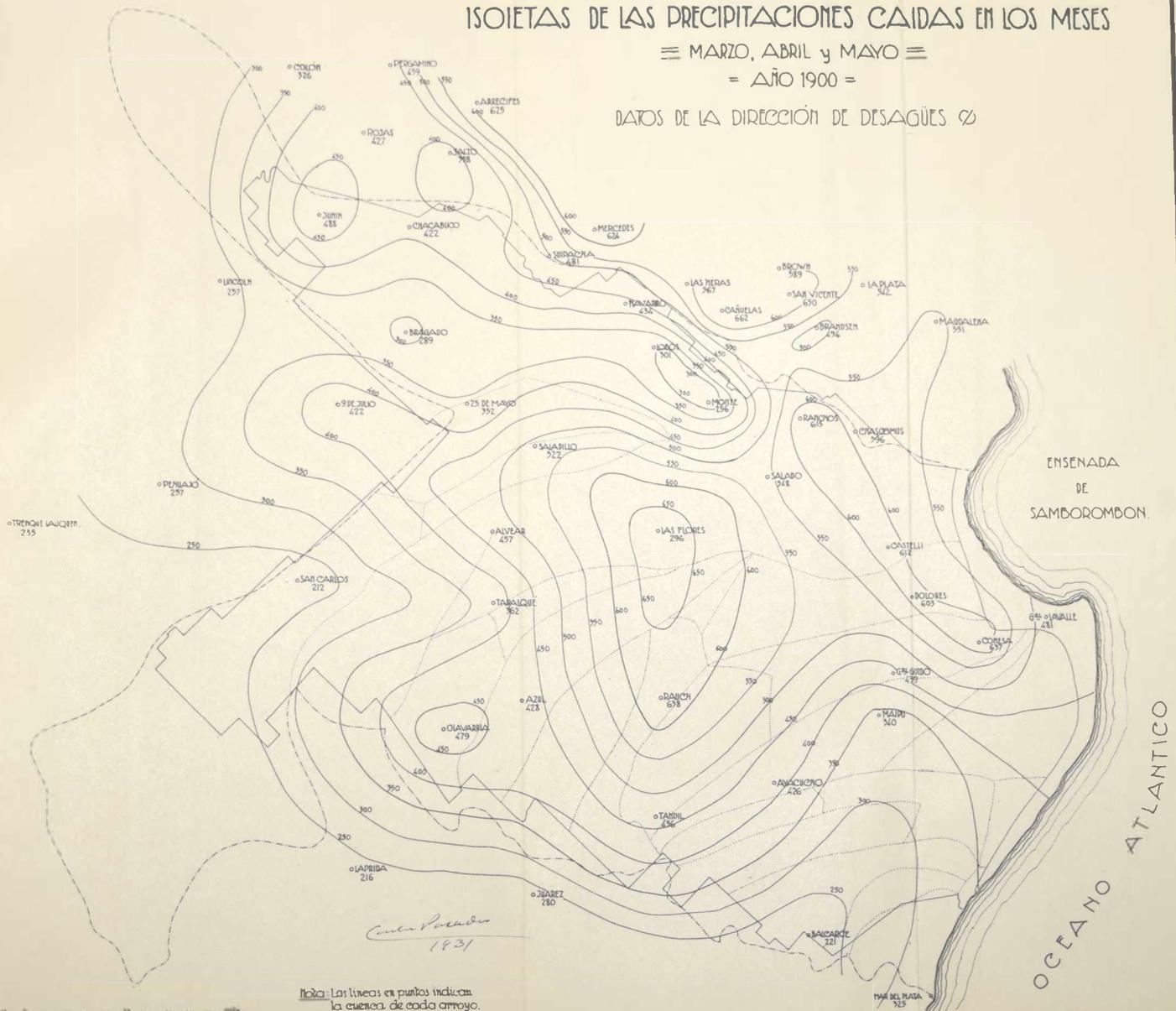


Figura 35

A pesar de existir precipitaciones como en el Saladillo de 522 mm., el Arroyo Saladillo en Del Carril no aumentó sensiblemente de caudal, lo que prueba que la capacidad de la zona llamada alta (Cuenca del Vallimanco), también se acerca a 300 mm.

Se deduce pues que toda lluvia que caiga en ese intervalo de tiempo debe computarse como acrecentando el caudal. (Véase Método de Chamier, pág. 314).

Esto significa que se almacenaron ambas tormentas en marzo íntegramente y el débil incremento de caudal observado, provino de desagüe de bajos y lagunas, próximos al cauce del Salado y en directa comunicación con el mismo. Es tanto más notable este ejemplo que prueba la enorme capacidad de esta cuenca, cuanto que en localidades vecinas a Guerrero se observa un núcleo de precipitación que excede de 400 mm. sin cuya existencia posiblemente el aumento de caudal en Guerrero, hubiese sido muchísimo menor.

Las enormes precipitaciones producidas y almacenadas junto al Salado, prueban sin ninguna duda, que la capacidad para almacenar 300 mm. existe, con las aguas en los bajos reducidas a un año normal en la vecindad del Salado.

Si observamos la lámina de las precipitaciones en el mes de marzo (fig. 34) en la cuenca del Vallimanca, vemos que en las cercanías de Del Carril exceden de 250 mm. y las alturas de las aguas bajo los rieles en este punto del Arroyo Saladillo subieron solo 31 cm., con respecto a la altura que tenían el 1º de marzo, es decir, 22 cm. arriba del nivel normal, lo que vale decir que el escurrimiento fué prácticamente nulo.

Si consideramos las lluvias hasta mayo, el nivel no alcanza a 1 metro sobre el normal y las precipitaciones de marzo, abril y mayo, alcanzan a cifras como 522 mm. en Saladillo. (Fig. 35).

Aún suponiendo un gasto exagerado y constante de 100 m³|s. al Saladillo, en 3 meses no alcanzaría a extraer 28 mm. de los 28.100 Km². de cuenca del Vallimanca.

En cuanto a las pérdidas por evaporación y absorción, tienen que ser forzosamente menores de un 8 por ciento mensual. Esto significa que no debemos contar más de un 24 por ciento de pérdidas en 3 meses, esto es, que en la cuenca del Vallimanca se almacenaron también 300 mm., a pesar de tener parte clasificada como alta.

Iguales consideraciones podemos hacer si tomamos las lluvias hasta junio, (fig. 36) pues el Saladillo no subió más de un metro sobre el nivel normal.

Veremos más adelante al estudiar las lluvias de 1914 y 1915 que también existe dicha capacidad en la zona que se ha dado en llamar alta, al Sur del Colector de Duclout.

Lo ocurrido en las lluvias del mes de marzo, se explica fácilmente.

Precedido este mes por la estación estival, produjo la evaporación del agua en los bajos, creando así la capacidad necesaria para almacenar esta colosal tormenta.

Una vez colmados los bajos cercanos al Salado por esta tormenta de marzo de 1900 y por la afluencia paulatina de los tributarios del Salado, la escasa evaporación del resto del año, no fué capaz de restaurar la capacidad normal para almacenar las lluvias menores de los meses sucesivos que causaron gran incremento en los caudales de los emisarios, es decir la inundación general, tal como la entiende la población rural.

Es bueno no perder de vista que el año 1900 figura en la planilla de precipitaciones medias anuales de la región inundable con la precipitación media de 1156,9 mm. y precedido del año 1899 con 912.9 mm., ambas precipitaciones superiores a la media o normal 830.9 de la región inundable. No se puede pues argüir que debido a la sequedad de la tierra la lluvia fué absorbida, puesto que el año 1899, había ya producido la elevación de la napa freática y además hay constancias de enormes volúmenes almacenados en las depresiones del suelo en esta tormenta.

Considerando solamente 200 mm. de la lluvia de marzo de 1900, ésta hubiese ocupado en bajos de 0.50 m. de profundidad, el 40 por ciento de la superficie, es decir que la inundación se produjo fatalmente, como efectivamente sucedió y los arroyos llevaron exiguos caudales.

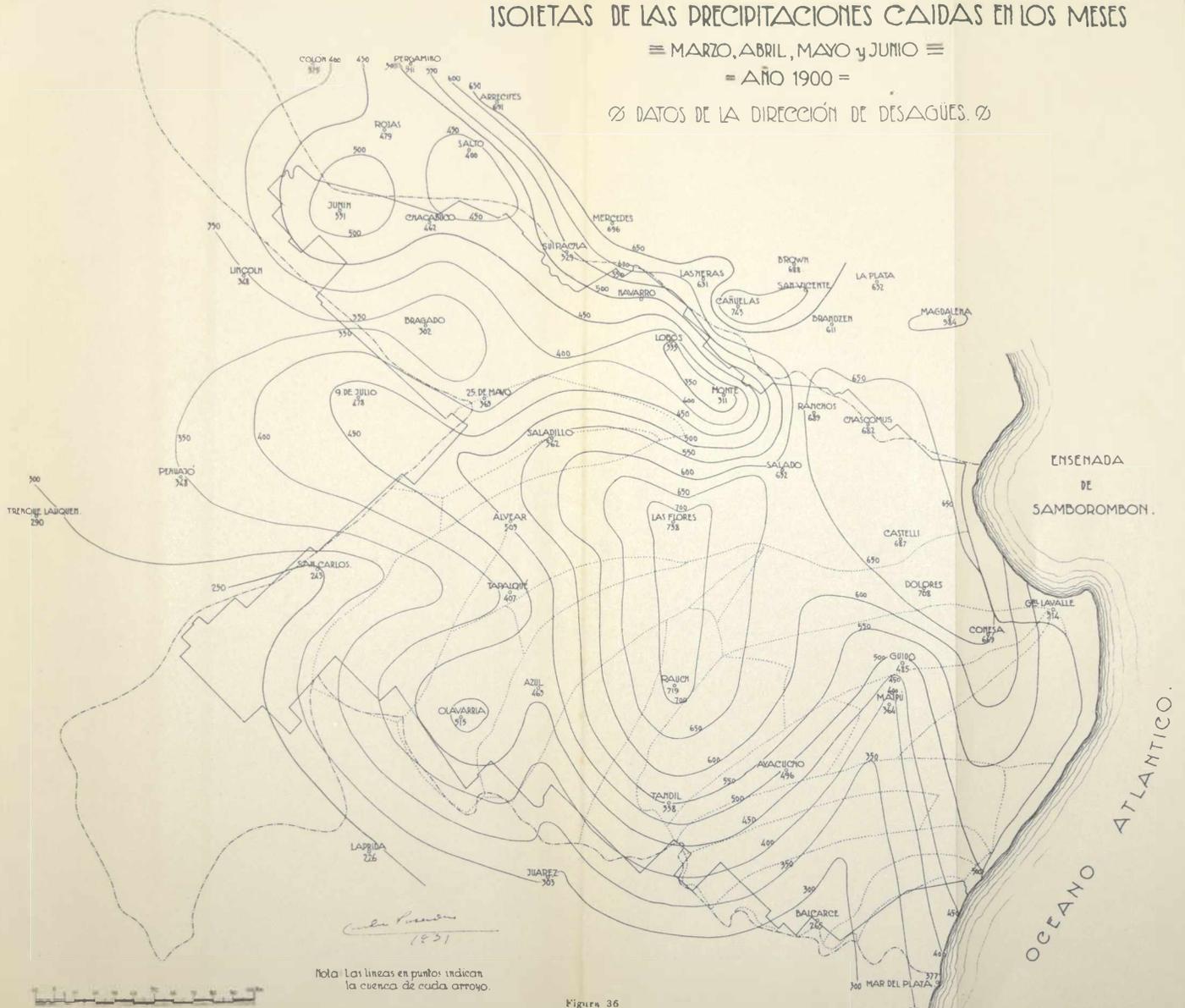
¿De que utilidad hubiese sido la desviación, represamiento o conducción endicada de las aguas de la parte alta, en una palabra la eliminación de su efecto, para evitar esta inundación sin salida del 40 por ciento de la superficie, que es la realmente perjudicial?

ISOIETAS DE LAS PRECIPITACIONES CAIDAS EN LOS MESES

≡ MARZO, ABRIL, MAYO y JUNIO ≡

= AÑO 1900 =

∞ DATOS DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES ∞



Nota: Las líneas en puntos indican la cuenca de cada arroyo.

Figura 36

El Saladillo no tuvo mayor aumento de caudal, lo que prueba que la cuenca del Vallimanco no había llegado al límite de su capacidad con estas nuevas lluvias.

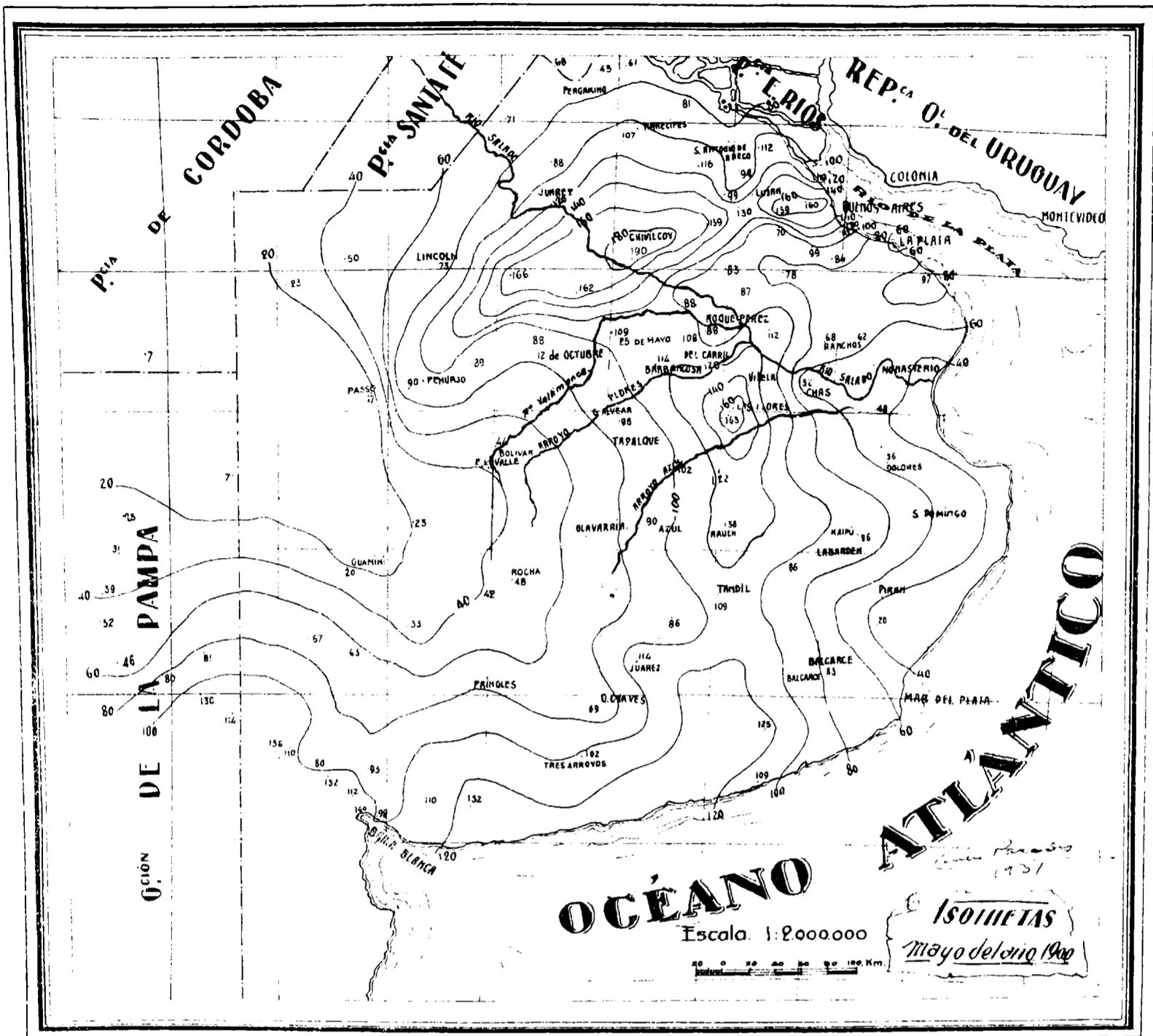


Figura 37

Observación: En las lluvias de este mes se precipitaron en la cuenca del Salado 8010 Hm.³ y el caudal fué llevado en el Salado de 254 m.³/s. que tenía al comenzar el mes, a 1084 m.³/s. el 11 de junio. Esta precipitación fué inferior durante todo el mes a los 20.374 Hm.³ caídos durante el mes de marzo y que solo llevó el caudal a 320 m.³/s. y fué también inferior a la de 8445 Hm.³ caída del 21 al 23 de abril de 1928 con solo dos días y que únicamente llevó el caudal del Salado en Guerrero a 228 m.³/s. La causa es los bajos colmados en mayo de 1900 por la anticipación de las lluvias de marzo.

Fué también inferior a los 12.825 Hm.³ precipitados en el mes de mayo de 1913 y a los 14.692 Hm.³ precipitados del 15 al 28 de marzo de 1926 y que no causaron mayores variaciones en el caudal del Salado.

La precipitación de todo el mes de mayo de 1900, pudo pues ser almacenada íntegramente y la inundación evitada.

Se ve también que por un drenaje moderado, forzando el caudal del Salado en marzo de 1900 a 600 m³/s., (fig. 114) de modo que el desagüe jugase el mismo rol que la evaporación de la estación estival, cuan fácilmente hubiese sido anular casi, las avenidas de este año y reducir sus perjuicios a una suma despreciable, desde que podríamos haber utilizado para el desagüe, el verano del año 1901, que fué año de sequía.

LLUVIAS DEL MES DE MAYO DEL AÑO 1900

Cuencas	Extensión Km2. en	Precipitación	
		Media mm.	Total Hm ³ .
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A	51.468	79.6	4099
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagüe), es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout IJDNBQLRSTMI	87.067	92	8010
Cuenca tributaria y directa al mar, según Duclout MKJEM	29.337	69.1	2027
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	54.1	696
Cuenca del arroyo Las Flores (Duclout) WIXFVW	10.294	75.4	776
Zona I de Mercau, U, I, J, E, U	16.298	87.5	1426
Zona II de Mercau U, I, J, D, Z, U	18.024	100.3	1808
Zona IV de Mercau, O, P, U, E, O	18.014	47.9	863
Zona al oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V	50.400	41.6	2097

Observaciones: Esta lluvia llevó el caudal del Salado en Guerrero el 13 de junio a más de 1000 m³/s. de 300 m³/s. que tenía el 15 de mayo de 1900.

Las variaciones que esta lluvia produjo en el caudal del Salado en Guerrero se pueden apreciar en el diagrama correspondiente y en el de la Dirección de Desagües para el año 1900. (Figura 114 y 42).

RIO SALADO PUENTE «GUERRERO». OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.—AÑO 1900

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 3.450 m.

Día	Mayo			Junio			Agosto			Septiembre			Octubre		
	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en ' en metros	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en ' en metros	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en ' en metros	Caudal en m ³ /sg.	
1	5'9"	1.753	254	3'	0.914	708	3'7"	1.092	586	1'6"	0.457	1062	0.45	1070	
2	5'9"	1.753	254	3'2"	0.965	672	3'7"	1.092	586	"	"	"	0.45	1057	
3	5'8"	1.727	261	"	"	672	3'8"	1.118	570	1'6"	0.457	1062	0.47	1057	
4	"	"	261	3'	0.914	708	3'6"	1.067	604	1'5"	0.432	1084	0.47	1057	
5	"	"	261	2'6"	0.762	826	3'7"	1.092	586	1'7"	0.483	1046	0.48	1046	
6	5'8"	1.727	261	2'4"	0.711	949	3'6"	1.067	604	"	"	"	0.50	1085	
7	6'	1.829	231	2'	0.610	981	3'6"	1.067	604	1'7"	0.483	1046	0.47	1057	
8	"	"	"	1'10"	0.559	1002	3'5"	1.041	617	1'9"	0.533	1013	0.44	1075	
9	6'	1.829	231	1'8"	0.508	1031	3'3"	0.991	651	1'11"	0.584	992	0.41	1099	
10	5'10"	1.778	246	1'6"	0.457	1062	3'3"	0.997	651	2'1"	0.635	966	0.39	1120	
11	"	"	246	1'5"	0.432	1081	3'4"	1.016	637	2'2"	0.660	961	0.40	1107	
12	5'10"	1.778	246	1'6"	0.457	1062	"	"	"	2'3"	0.686	958	0.41	1099	
13	5'7"	1.702	267	1'7"	0.483	1046	"	"	"	2'4"	0.711	949	0.46	1062	
14	5'5"	1.651	285	1'7"	0.483	1046	"	"	"	2'6"	0.762	826	0.47	1057	
15	5'3"	1.600	301	1'8"	0.508	1031	"	"	"	2'7"	0.787	808	0.45	1070	
16	4'11"	1.499	339	1'8"	0.508	1031	3'4"	1.016	637	2'10"	0.864	748	0.46	1062	
17	4'3"	1.295	452	1'9"	0.533	1013	3'3"	0.991	651	3'	0.914	708	0.47	1057	
18	3'8"	1.118	570	1'11"	0.584	992	"	"	"	3'1"	0.940	685	0.45	1070	
19	3'2"	0.965	672	2'	0.610	981	"	"	"	3'2"	0.965	672	0.44	1075	
20	2'11"	0.889	724	2'2"	0.660	963	3'3"	"	651	3'	0.914	708	0.46	1062	
21	2'8"	0.813	786	2'3"	0.686	958	3'	0.914	708	2'11"	0.889	724	0.47	1057	
22	2'7"	0.787	808	2'4"	0.711	949	3'	"	708	"	"	"	0.46	1062	
23	"	"	"	2'4"	0.711	949	2'8"	0.813	786	2'11"	0.889	724	0.48	1046	
24	"	"	"	2'5"	0.737	841	2'3"	0.683	958	2'10"	0.864	748	0.50	1035	
25	2'7"	0.787	808	2'7"	0.787	808	1'7"	0.483	1046	2'5"	0.737	841	0.52	1015	
26	2'10"	0.864	748	2'9"	0.838	763	1'5"	0.432	1084	2'4"	0.711	949	0.635	966	
27	2'11"	0.889	724	3'	0.914	708	1'4"	0.406	1107	2'3"	0.686	958	0.660	961	
28	2'11"	0.889	724	3'	0.914	708	"	"	"	2'1"	0.635	966	0.686	958	
29	3'	0.914	708	3'1"	0.940	685	1'4"	0.406	1107	1'11"	0.584	992	0.711	949	
30	"	"	"	3'2"	0.965	672	1'5"	0.432	1084	—	0.46	1062	0.737	841	
31	3"	0.914	708	—	—	—	1'6"	0.457	1062	—	—	—	0.762	826	

NOTA.— La cota del riel en puente F. C. S. era 7.350 m. (hasta 31 de julio 1910), después 8.906 m. la altura máxima registrada es de cota 7.687 m. los días 25 a 27 de septiembre de 1913.

Las cotas del F. C. S. están referidas al plano de comparación 19,00 m. bajo la estrella del peristilo de la Catedral de Buenos Aires.

El Saladillo en Del Carril tuvo los siguientes niveles:

	Fechas	niveles bajo los rieles (Normal a 4 mts.)
	1 mayo	3m.89
	21 »	3m.36
	31 »	3m.66
	9 junio (nivel máximo)	3m.10

ARROYO SALADILLO PUENTE «DEL CARRIL»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUAS.— AÑO 1900

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4,00 m.

Día	Mayo		Junio		Agosto		Septiembre		Octubre	
	Alturas en ' "	Alturas en metros	Alturas en ' "	Alturas en metros	Alturas en ' "	Alturas en metros	Alturas en ' "	Alturas en metros	Alturas en ' "	Alturas en metros
1	12'9"	3.886	11'7"	3.531	9'5"	2.870	9'	2.743	7'6"	2.286
2	—	—	—	—	—	—	—	—	6'7"	2.007
3	—	—	11'5"	3.480	—	2.743	9'3"	2.819	—	—
4	—	—	11'7"	3.531	—	—	8'9"	2.667	6'	1.829
5	12'9"	3.886	11'5"	3.480	—	—	—	—	6'2"	1.880
6	12'10"	3.912	10'	3.048	—	—	—	—	—	—
7	13'	3.962	—	—	—	—	9'2"	2.794	6'5"	1.956
8	—	—	—	—	—	—	—	—	6'9"	2.057
9	13'7"	4.140	10'2"	3.099	—	—	9'3"	2.819	7'7"	2.311
10	—	—	10'4"	3.150	—	—	—	—	—	—
11	13'4"	4.064	10'7"	3.226	—	—	—	—	—	—
12	12'9"	3.886	11'	3.353	—	—	—	—	7'2"	2.184
13	12'5"	3.785	—	—	—	—	—	—	—	—
14	12'3"	3.734	11'2"	3.404	—	—	9'3"	2.819	7'5"	2.261
15	—	—	—	—	—	—	8'	2.438	7'7"	2.311
16	12'1"	3.683	—	—	9'	2.743	—	—	—	—
17	12'2"	3.708	11'6"	3.505	10'2"	3.099	7'6"	2.286	7'	2.134
18	11'8"	3.556	—	—	—	—	7'5"	2.261	7'	—
19	11'9"	3.581	—	—	10'	3.048	7'5"	2.261	7'5"	2.261
20	11'1"	3.378	11'8"	3.556	—	—	7'	2.134	—	—
21	11'	3.353	—	—	—	—	6'2"	1.880	7'	2.134
22	—	—	—	—	9'2"	2.794	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	7'6"	2.286	7'5"	2.261
24	11'2"	3.404	—	—	9'	2.743	—	—	—	—
25	11'4"	3.454	—	—	9'6"	2.896	—	—	—	—
26	11'2"	3.404	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	7'5"	2.261	—	—
28	12'	3.658	11'8"	3.556	—	—	—	—	7'4"	2.235
29	—	—	12'	3.658	9'6"	2.896	—	—	—	—
30	—	—	11'8"	3.556	9'5"	2.870	—	—	—	—
31	—	—	—	—	9'	2.743	—	—	7'	2.134

Nota.— La cota del riel en el puente del Ferrocarril del Sud era de metros 33.26. Desde agosto de 1919 es de metros 34.20. La altura máxima regulada es de cota metros 33.21. Julio 14 de 1919.

En Roque Pérez, el Salado, cuyo nivel normal se halla a 3 metros bajo los rieles, tuvo las siguientes alturas el agua:

1 mayo	2m.74
22 al 27 mayo	1m.83
31 mayo	2m.13
14 al 19 junio (nivel máximo)	1m.83

RIO SALADO PUENTE «ROQUE PÉREZ»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.—AÑO 1900

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 3.00 m. Después del 14 de mayo de 1926 la normal es 3.60 m.

Día	Mayo		Junio		Agosto		Septiembre		Octubre	
	Alturas en '.	Alturas en metros								
1	9'	2.743	7'	2.134	9'	2.743	6'	1.829	3'	0.914
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	4'	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	9'	2.743	—	—	9'	2.743	—	—	—	—
9	10'	3.048	—	—	8'	2.438	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	6'	1.289	—	—
13	9'	2.743	7'	2.134	—	—	7'	2.134	—	—
14	8'	2.438	6'	1.829	—	—	—	—	4'	1.219
15	—	—	—	—	—	—	—	—	5'	1.524
16	—	—	—	—	8'	2.438	—	—	—	—
17	—	—	—	—	9'	2.743	—	—	—	—
18	—	—	—	—	8'	2.438	—	—	—	—
19	7'	2.134	6'	—	—	—	—	—	—	—
20	8'	2.438	7'	2.134	—	—	—	—	—	—
21	7'	2.134	—	—	—	—	7'	2.134	—	—
22	6'	1.829	6'	1.829	—	—	6'	1.829	—	—
23	—	—	7'	2.134	8'	2.438	4'	1.219	—	—
24	—	—	—	—	8'	2.134	3'	0.914	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	6'	1.829	7'	2.134	6'	1.829	—	—	—	—
28	7'	2.134	8'	2.438	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	5'	1.524
31	—	—	—	—	—	—	—	—	6'	1.829

Nota.— La cota del riel en el puente del Ferrocarril del Sud. era de metros 29.24. Desde el 14 de mayo de 1926, es de metros 29.80. La altura máxima registrada es de cota 28.80, en septiembre 18 de 1913, fecha en la cual el Salado condujo 1300 m3. por este puente.

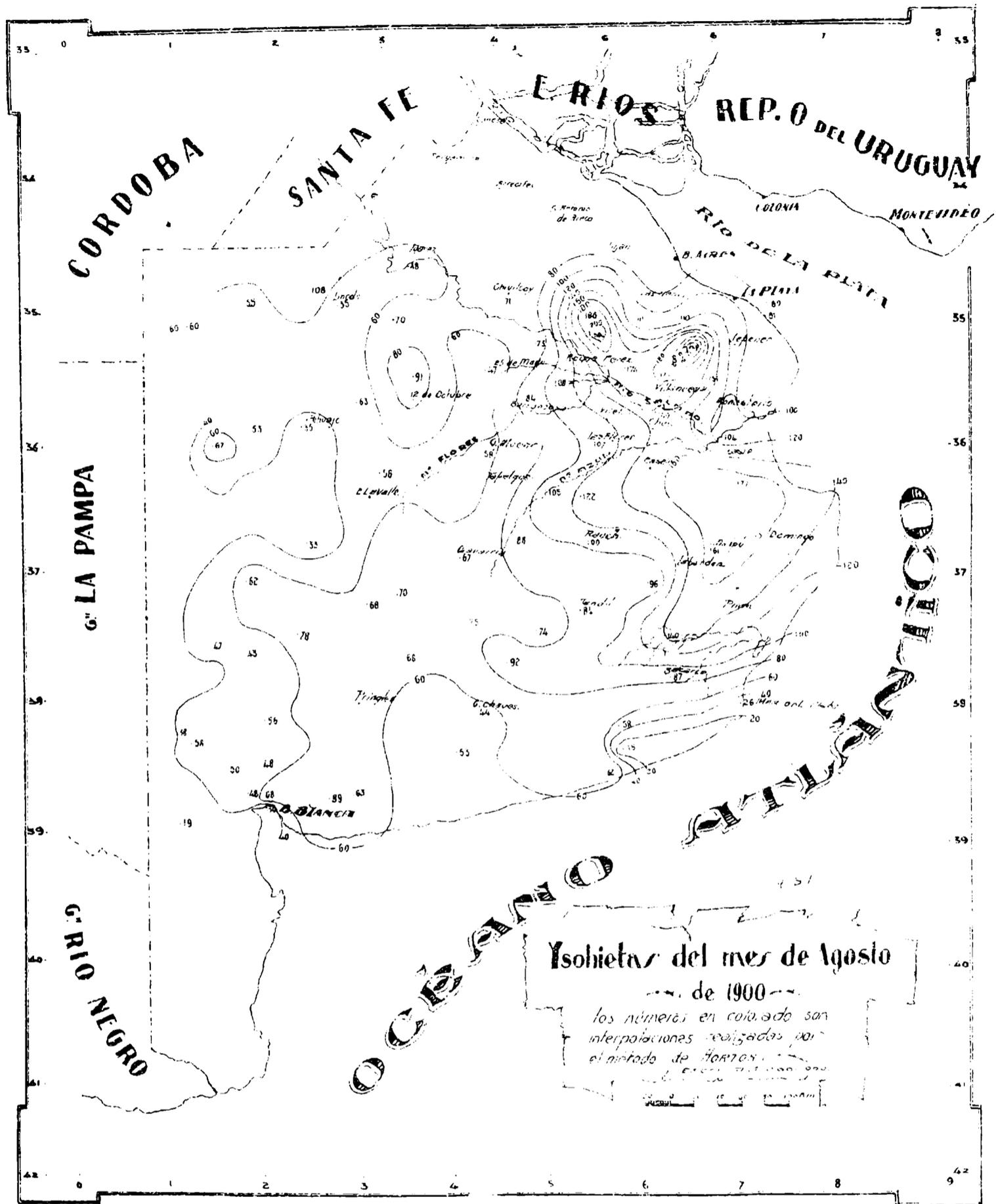


Figura 38

En este mes se precipitaron en la cuenca del Salado 8028 Hm.³ y el caudal de Salado fué llevado de 586 m.³/s. a 1084 m.³/s. el 4 de septiembre.

Esta precipitación fué con mucho, inferior a la ocurrida en el mes de marzo de 1900, de 20.374 Hm.³ ya citada y también a la del 15 al 28 de marzo de 1926, en la que se precipitaron en la cuenca del Salado 14.692 Hm.³, originándose solo una variación de 46 m.³ en el caudal del Salado.

Fuó también inferior durante todo el mes a la de 8415 Hm.³ caída del 21 al 23 de abril de 1928 con solo dos días y que únicamente llevó el caudal del Salado en Guerrero a 228 m.³/s.

La causa de los bajos colmados en agosto de 1900 por la anticipación de las lluvias de marzo de 1900

La precipitación de todo el mes de agosto de 1900 pudo pues ser almacenada íntegramente y la inundación evitada.

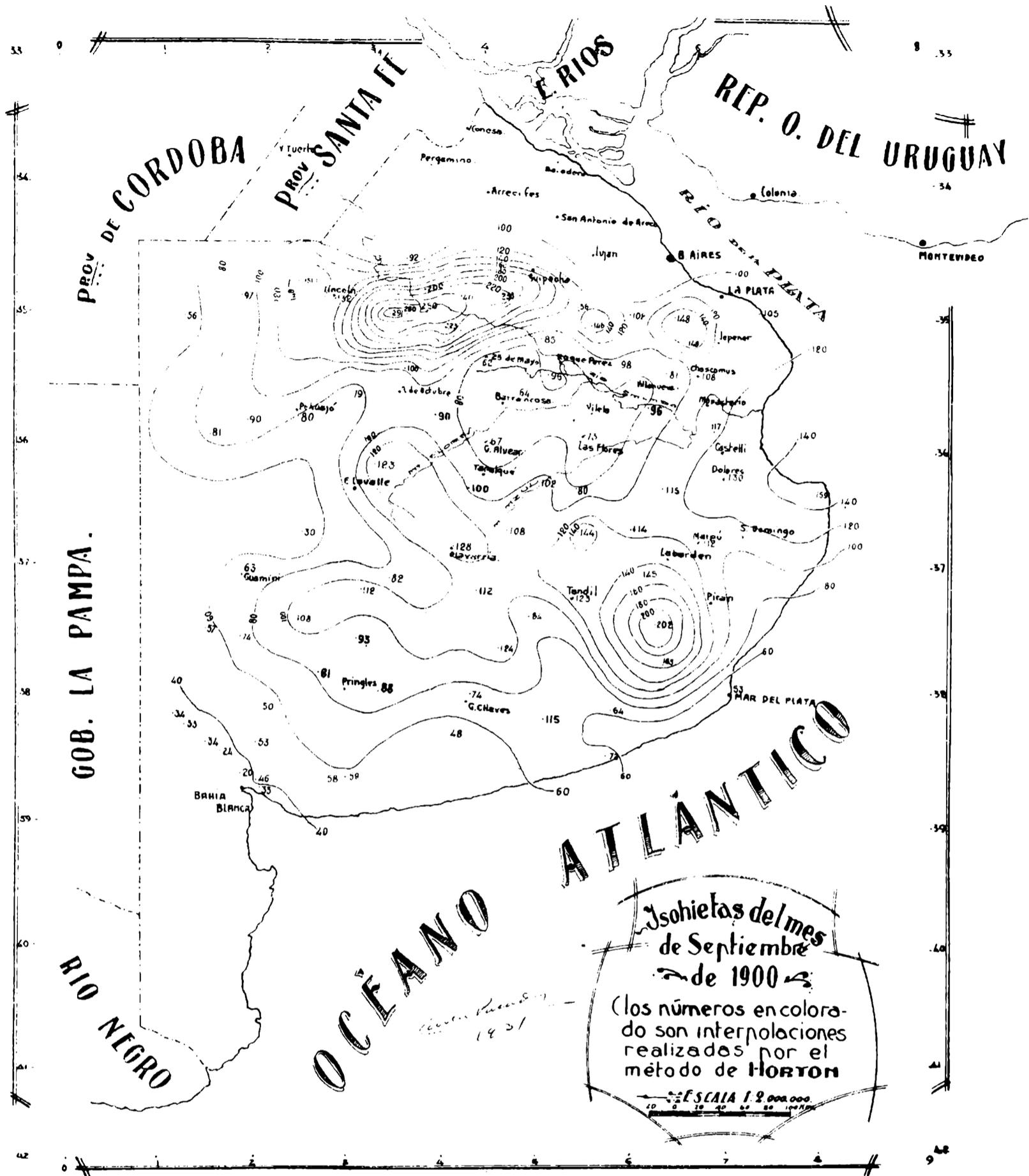


Figura 39

En todo este mes cayó en la cuenca del Salado un volumen de 9516 Hm.³ poco superior al que cayó en dos días del mes de abril de 1928 que fué 8445 Hm.³ y muy inferior a lo que cayó en la gran tormenta de marzo de 1900 ya citada, de 20.374 Hm.³. Fué también inferior al precipitado en la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, que fué de 14.692 Hm.³ y que no influyó se puede decir en el régimen del Salado, almacenándose íntegramente. Fué inferior a los 12.825 Hm.³ caídos y almacenados en mayo de 1913.

El caudal llegó el 10 de octubre de 1900 a 1120 m³/s., máximo de ese año.

Este creciente y las anteriores, pudieron ser evitadas por el sistema que propongo y se pudo conseguir que no corriese una hebra de agua por el Salado, con excepción de la que cayó en su lecho, o bajos en directa comunicación con el mismo.

LLUVIA DE AGOSTO DE 1900

Cuencas	Extensión en Km2.	Precipitación	
		Media mm.	Total Hm3.
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A	51.468	88.8	4.570 —
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagüe, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	92.2	8.027,57
Cuenca tributaria y directa al mar (según Duclout) M, K, J, E, M	29.337	131.9	3.869 —
Cuenca del Vallimanca, Duclout, C, B, A, Y, W, C .	12.867	59.3	763 —
Cuenca del Arroyo Las Flores, Duclout, W, I, X, F, V, W	10.294	65	669 —
Zona I de Mercau, U, I, J, E, U	16.298	119.8	1.952 —
Zona II de Mercau, U, I, J, D, Z, U	18.024	88.6	1.597 —
Zona IV de Mercau, O, P, U, E, O	18.014	131.6	2.731 —
Zona al Oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V	50.400	41.5	2.092 —

El total de lluvia caída en este mes en la cuenca del Salado resulta, más o menos, como la caída en la sola lluvia del 21 al 23 de abril de 1928, en que el Salado llegó a 228 m³. en Guerrero, y muy inferior a la tormenta del mes de marzo, ya estudiada.

El régimen normal, según el diagrama utilizado por la Dirección de Desagües es de 75 m³/s., de acuerdo con el F. C. S.

La lluvia de agosto de 1900 llevó el caudal a 1107 m³/s. el 27 de agosto de 1900, de 586m³/s, que tenía al empezar el mes y a 1084 m³/s. el 4 de septiembre.

Ellas son inferiores con mucho a las caídas en el mes de marzo de 1900 que sumó en total 20.374 Hm³., llegando el caudal en Guerrero un solo día a 320 m³/s. y también a lo precipitado en la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, en que el Salado, ni el Saladillo en Del Carril, no alcanzaron sus niveles normales, correspondiéndoles al Salado en Guerrero un aumento de caudal de sólo 46 m³/s.

En esta lluvia del mes entero de agosto de 1900 se precipitaron en la cuenca del Salado 8027 Hm.³, es decir, menos que en la tormenta del 21 al 23 de abril de 1928, en que cayeron 8445 Hm.³ y en los que el caudal no pasó de 228m.³, mientras que a consecuencia de las lluvias de agosto de 1900, el caudal de este río se eleva a 1107m.³/s. según puede observarse en las planillas y gráficos de la D. D. que se acompañan. (Fig. 42).

LLUVIAS DE SEPTIEMBRE DE 1900

Cuencas	Extensión en Km ² .	Precipitación	
		Media mm.	Total Hm ³ .
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A	51.468	111.7	5749
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout), I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	109.3	9516
Cuenca tributaria y directa al mar (según Duclout) M, K, J, E, M	29.337	130	3814
Cuenca del Vallimanca, Duclout), C, B, A, Y, W, C . .	12.867	90.1	1159
Cuenca del Arroyo Las Flores, Duclout, W, Y, X, F, V, W	10.294	93.1	958
Zona I de Mercau, U, I, J, E, U	16.298	138	2249
Zona II de Mercau, U, I, J, D, Z, U	18.024	102.3	1844
Zona IV de Mercau, O, P, U, E, O	18.014	118.7	2138
Zona al Oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V . .	50.400	91.9	4632

En todo este mes cayó en la cuenca del Salado un volumen de 9.516 Hm³., muy inferior a los 20.374 Hm³., caídos en el mes de marzo, poco superior al que cayó en dos días del mes de abril de 1928, que fué de 8445 Hm³ y muy inferior a lo que cayó en la gran tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, que fué de 14,692 Hm³ y que no influyó, se puede decir, en el régimen del Salado, almacenándose íntegramente.

El caudal llegó el 10 de octubre de 1900 a 1120 m³|s., máximo de ese año.

Esta creciente y las anteriores pudieron, en consecuencia, ser evitadas por el sistema que propongo, y se pudo conseguir que no corriese una hebra de agua por el Salado, con excepción de la que cayó en su lecho y en bajíos en directa comunicación con el mismo.

SEPTIEMBRE Y OCTUBRE DE 1900

El Saladillo tuvo las siguientes alturas de agua en Del Carril:

Fechas	Altura del agua bajolos rieles (Normal 4 mts.)
1 septiembre	2m.75
21 »	1m.88
30 »	2m.26
1 octubre	2m.29
6 »	1m.88
31 »	2m.14

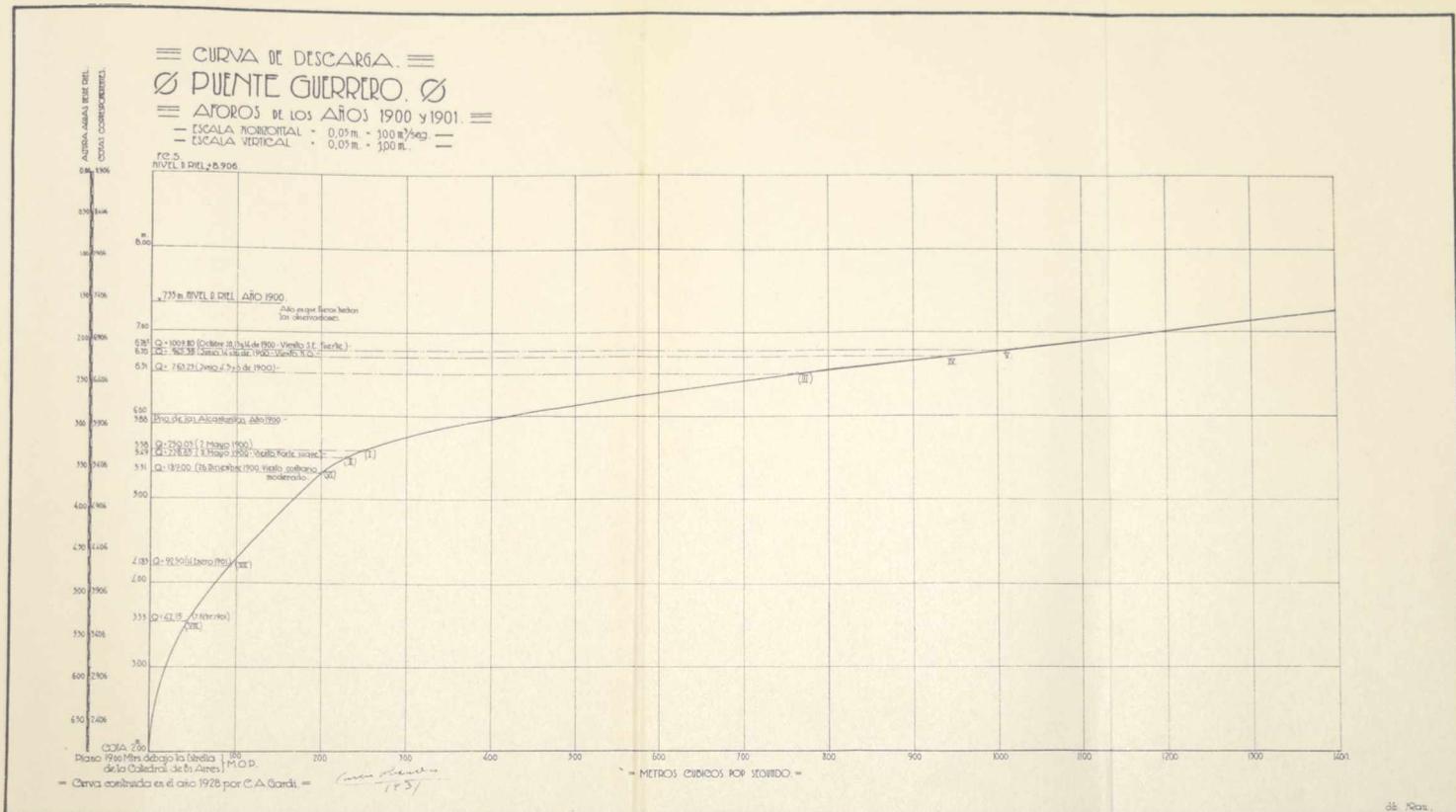


Figura 40
 Curvas de descarga — Punte Guerrero

Este es el diagrama que se ha usado para calcular los caudales en Guerrero y no ha tenido en cuenta la ampliación del puente en julio de 1910, que tiene ahora mayor sección. Las fórmulas de acuerdo con las observaciones de caudales y que tienen en cuenta dicho aumento, son:

$$Q = 25.155 h^2 \text{ para } h < 2 \text{ m}$$

$$Q = 27.95 h \sqrt{h} + 5.59 h^2 \text{ para } 2 \text{ m} < h \leq 3.30 \text{ m.}$$

$$Q = 213.54 + 33.54 (h - 3)^{3/2} + 321.98 (h - 3)^2 \text{ para } h > 3.30 \text{ m}$$

h es la altura del agua sobre el fondo de cota 2,16 m.

F.C.S.
 CRUCE DEL RIO SALADO EN EL KILOM. 162.975
 PUENTE DE 11 TRAMOS DE 22'00 DE LUZ.

ESCALA - 1/1000
 1:1000

NOTA: El puente proyectado en esta lámina es el que se construyó en 1910 y tiene un 11.8% más de sección hasta el cordón inferior que el puente antiguo.

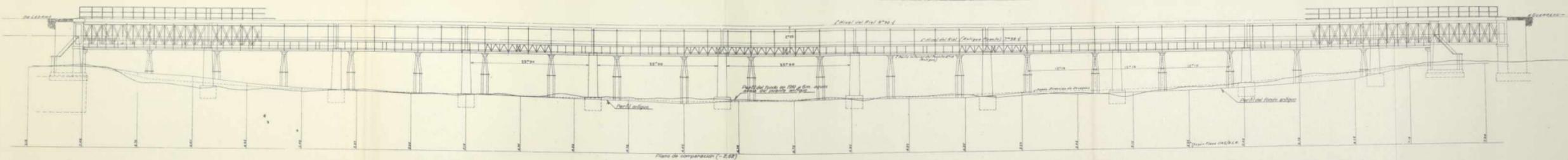


Figura 41

El nuevo puente de Guerrero que se indica en esta lámina fué librado al servicio en 1910 y tiene un 11.8% más de sección hasta el cordón inferior que el puente antiguo.

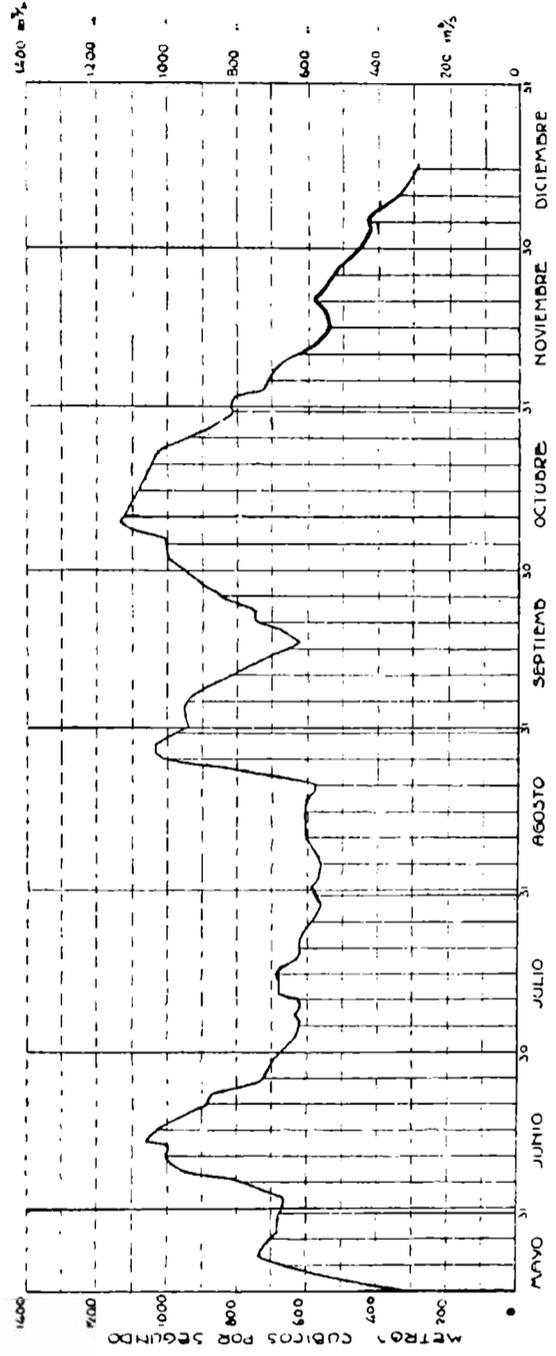


Figura 42
 Crecientes del Salado. Año 1900. Según la Dirección de Desagües
 (Véase figura 114)

En Roque Pérez, cuyo nivel normal se halla a tres metros bajo los rieles, las alturas fueron las siguientes:

1 septiembre 1m.83
 24 al 30 septiembre 0m.91

El 17 de septiembre de 1913 tuvo como altura máxima en este punto 0m.45 bajo los rieles, es decir, 0m.46 más alto, y llevó 1300 m.³/s. El tramo superior del Salado fué, pues, preponderante en ambas ocasiones.

31 de octubre 1m.83

La lluvia de mayo de 1900 fué inferior a la de marzo de este año e inferior también a la del 21 al 23 de abril de 1928, que elevó el caudal del Salado en Guerrero a sólo 228 m³/s. según el diagrama de la Dirección de Desagües.

AÑO 1912

LLUVIAS DEL 15 Y 16 DE SEPTIEMBRE DE 1912

Cuencas	Extensión en Km ² .	Precipitación	
		Media mm.	Total Hm ³ .
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A	51.468	93.6	4817
Cuenca tributaria al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1-2; 3-5; 6-7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	72.4	1956
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, F, G, H, I, J, D	20.158	110.6	2229
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluida la tributaria de los canales 9 y 11), G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	59.6	4064
Cuenca tributaria del Salado, considerada como si no existiesen obras de desagües, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout, I, J, D, N, B, Q, L, R, T, S, M, I	87.067	71.2	6199
Cuenca tributaria y directa al mar, según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	70	2054
Cuenca del Vallimanca (Duclout), C, B, A, Y, W, C ..	12.867	58.3	750
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout), W, I, X, F, V, W	10.294	89.3	919
Zona I de Mercau, U, I, J, E, U	16.298	93.4	1522
Zona II de Mercau, U, I, J, D, Z, U	18.024	112	2019
Zona IV de Mercau, O, P, U, E, O	18.014	35.9	646
Zona al oeste de la línea N, Q, B, L, hasta el Meridiano V.	50.400	28.9	1457

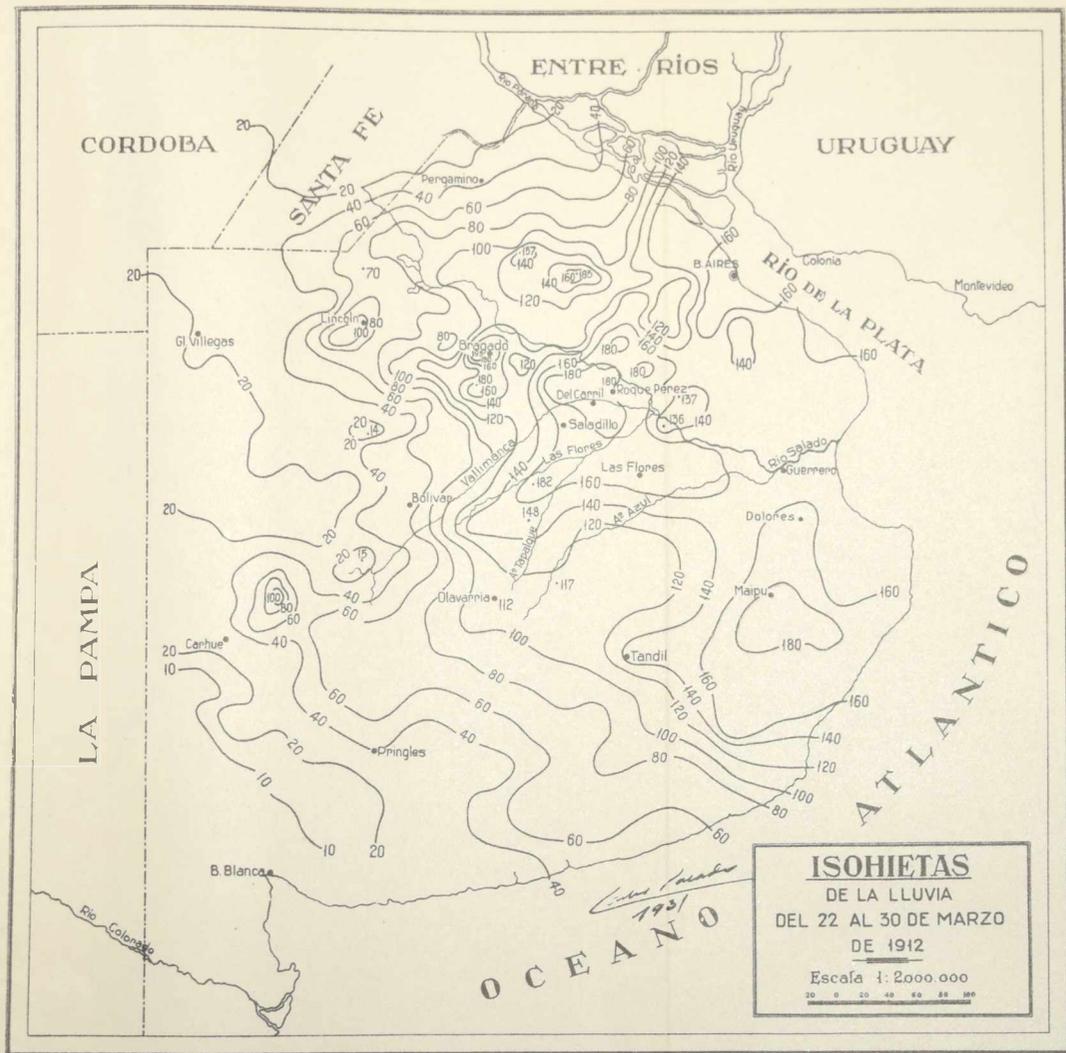


Figura 42 a

En esta tormenta se precipitaron en los 87 067 Km² de cuenca del Salado 9860 Hm³, volumen superior al caído en todas las tormentas que produjeron inundaciones, con excepción de la de abril de 1914. La precipitación ocurrió casi íntegramente los días 24, 25 y 26.

No consiguió llevar el Saladillo en Del Carril, ni el Salado en sus puentes, al régimen normal, al igual que las tormentas de marzo de 1926 y abril de 1919.

Influencia de la evaporación de la estación estival precedente, en su acción regeneradora de la capacidad, resultado igual al que se obtiene con un drenaje.

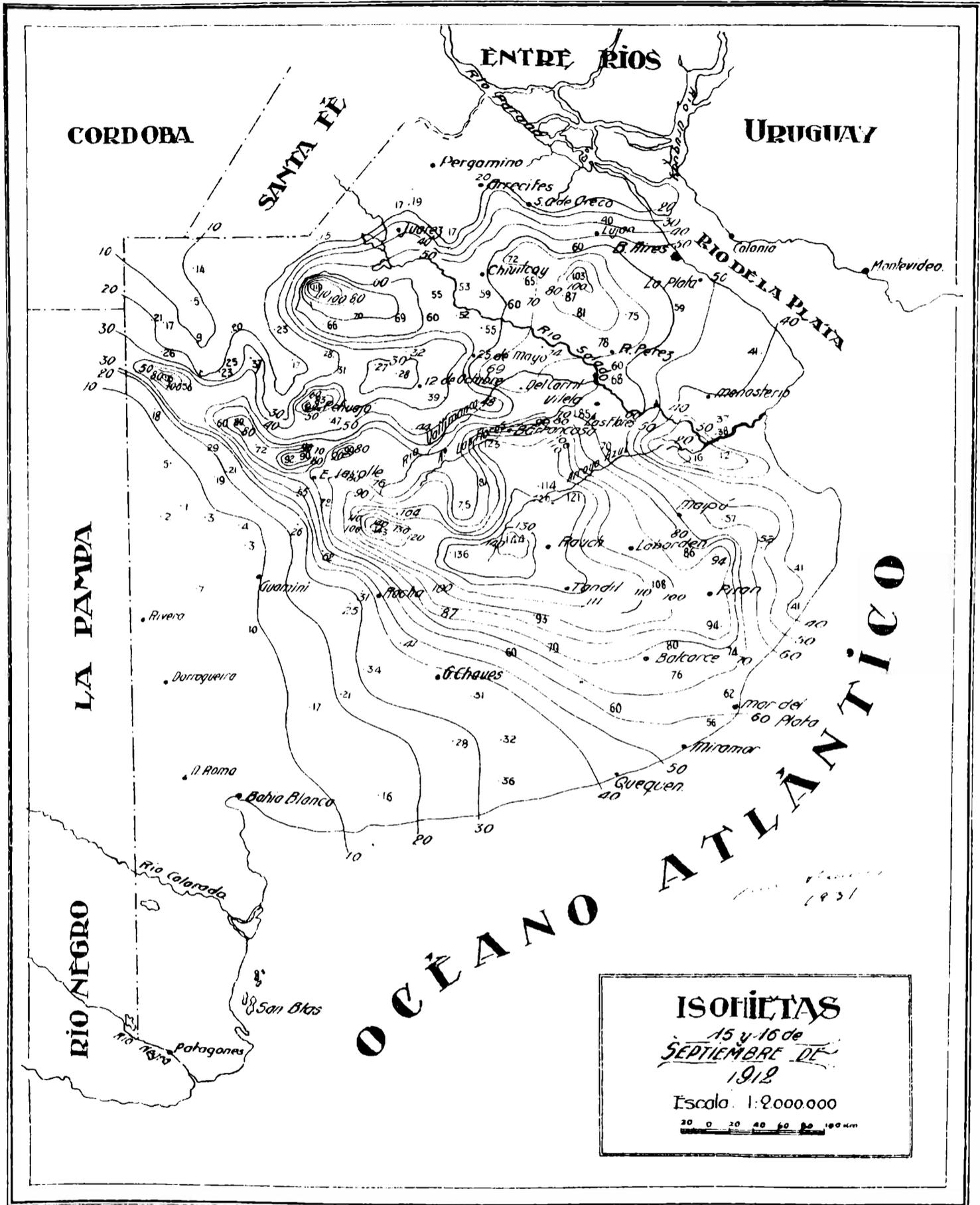


Figura 43

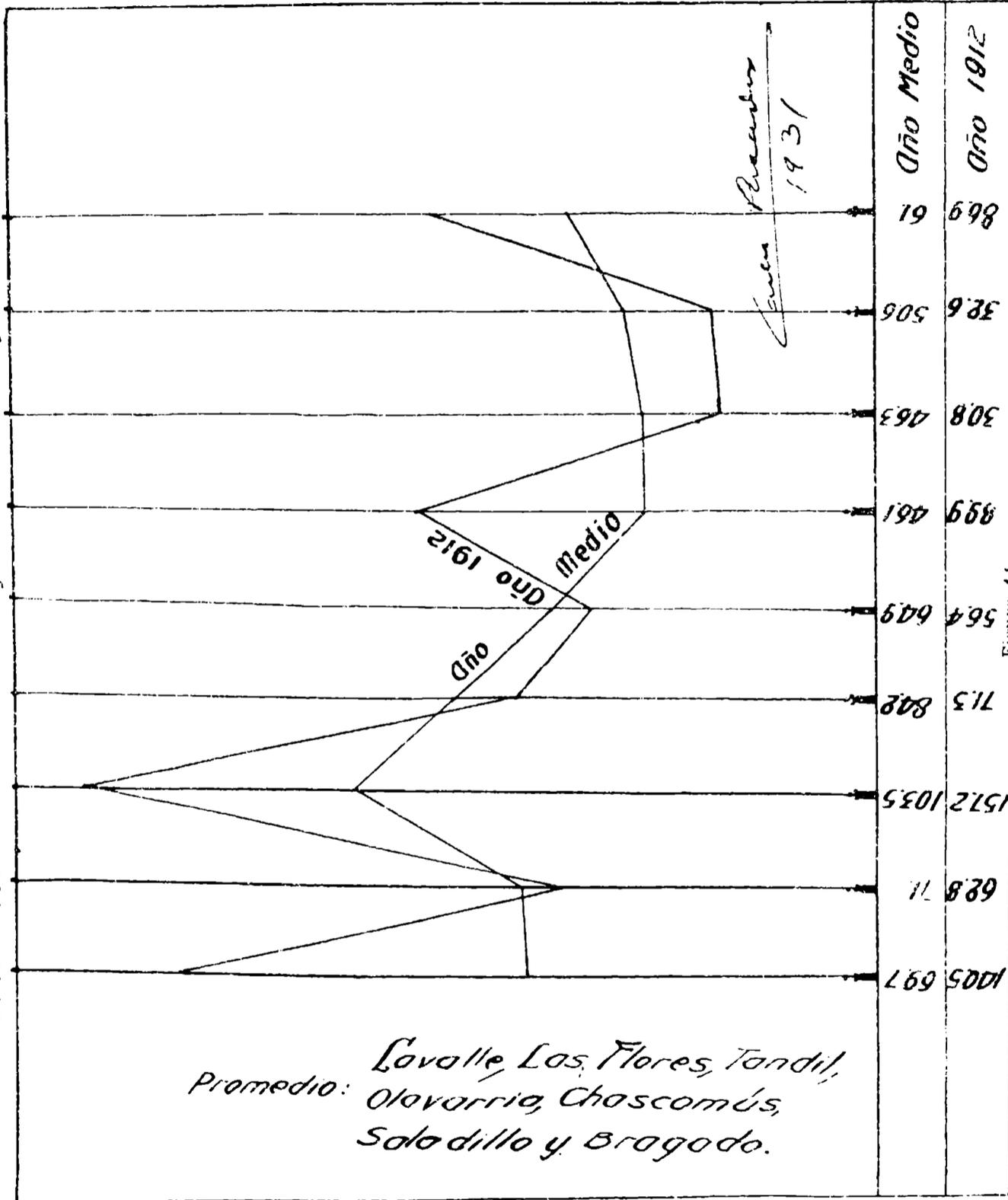
Observación: En esta tormenta se precipitaron en la cuenca del Salado 6199 Hm.³ en solo dos días y el caudal en Guerrero no varió, a pesar de ocurrir al final de un invierno lluvioso con la tierra saturada y los bajos semicolmados. La saturación de la tierra no es pues el principal factor para atenuar una violenta tormenta.

Prueba ella, que aún en estas precarias condiciones sobra capacidad para almacenar esta violenta tormenta, superior a la ocurrida del 15 al 16 de agosto de 1922, en la que solo se precipitaron 5224 Hm.³ en la cuenca del Salado y que sin embargo originó la rotura del canal 9 y graves inundaciones en Dolores, Lavalle, etcétera.

Las causas siempre las mismas: bajos colmados.

PRECIPITACIONES QUE PRECEDIERON A LAS LLUVIAS DE 1912

Enero Febrero Marzo Abril Mayo Junio Julio Agosto Septiembre



*La valle, Las Flores, Tandil,
Promedio: Olavarría, Chascomús,
Saladillo y Bragado.*

Figura 44

Observación: Se representa el año 1912, comparado con el año normal y el exceso de aquí sobre éste, que produjo el semicolmado de los bajos y la saturación de la tierra. Fué la preparación para las inundaciones de 1913

El año 1912 figura en las precipitaciones anuales de la Capital Federal con 1504 mm., superior a la media de 951 mm.

En las precipitaciones anuales de la región inundable de la Provincia figura con 1,056 mm., siendo la media para esta región 830,9 mm. y estando precedida del año 1911 con 897,6 mm., es decir, casi normal con un ligero exceso. (Figs. 28 y 29, páginas 48 y 49) .

Estas lluvias originaron las siguientes variaciones de nivel en los ríos y arroyos:

ARROYO SALADILLO

Fechas	Alt. del agua bajo rieles Del Carril	(Nivel nor- mal a 4 mt.)
1 al 16 de septiembre	3m.97	
17 de septiembre	3m.66	

Octubre mantuvo el nivel anterior y todo noviembre aproximadamente a 3m.04. Es decir, que esta enorme lluvia en la que se precipitó en los 87.067 Km.² de la cuenca del Salado, 6.199 Hm.³ y en el resto hasta Meridiano V, 1.457 Hm.³ más, y sin embargo la variación de caudal que originó en Guerrero, fué sólo de 26 m.³.

Se observa que esta lluvia se produjo en año lluvioso y al final del semestre de invierno, con escasa evaporación. No causó crecida de arroyos.

Esta lluvia fué superior a la de agosto de 1922 en la cuenca de los canales 9 y 11 y en la cuenca del Salado, y no produjo ni la rotura del canal 9 ni inundaciones como aquella lo hizo.

Se adjunta un gráfico correspondiente en el cual se hallan representados el año normal y el año 1912 (fig. 44) y donde resulta evidente el exceso de agua acumulada en las depresiones del suelo y, como consecuencia, la enorme capacidad de retención de la cuenca aun en estas precarias condiciones.

Estas lluvias originaron aumentos en las inundaciones de campos sin crecer los arroyos, de modo que los colectores, los embalses o la conducción endicada de las aguas de la parte llamada alta no hubiesen prestado servicio alguno, pues estas lluvias al igual que las otras citadas, almacenadas íntegramente prueban en absoluto la falta de comunicación de las depresiones con las vaguadas de los arroyos.

ARROYO SALADILLO PUENTE «DEL CARRIL»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA. — AÑO 1912

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4.00 m.

Día	Septiembre		Octubre	
	Alturas en '	Alturas en metros	Alturas en '	Alturas en metros
1	—	—	11	3.533
2	—	—	12	3.658
3	—	—	»	»
4	—	—	»	»
5	—	—	»	»
6	—	—	»	»
7	—	—	»	»
8	—	—	»	»
9	—	—	»	»
10	—	—	»	»
11	—	—	»	»
12	—	—	»	»
13	—	—	»	»
14	—	—	»	»
15	13	3.962	»	»
16	13	3.962	»	»
17	12	3.658	»	»
18	»	»	»	»
19	»	»	»	»
20	»	»	»	»
21	»	»	»	»
22	»	»	»	»
23	»	»	»	»
24	»	»	»	»
25	»	»	»	»
26	»	»	»	»
27	»	»	»	»
28	»	»	»	»
29	»	»	»	»
30	—	3.658	12	3.658
31	—	—	11	3.533

NOTA. — La cota del riel en puente F. C. S. era 33.26 m. Desde agosto de 1919 es 34.20 m. La altura máxima registrada es de cota 33.21 m. en julio 14 de 1919.



Figura 45

En esta tormenta se precipitaron en los 87,067 Km.2 de cuenca del Salado, 9769 Hm.3 y en los 50,400 Km.2 restantes de esta cuenca, 3089 Hm.3, o sea en total, 12,858 Hm.3 y el caudal en Guerrero fué llevado a 4561 m.3/s., según las últimas correcciones, de acuerdo a los datos del F. C. S. En el mes de marzo de 1900 se precipitaron en los 87,067 Km.2 de cuenca del Salado 29,374 Hm.3, llegando el caudal del Salado en Guerrero a 320 m.3/s. La precipitación fué pues 2.08 veces mayor.

En la tormenta del 15 al 25 de marzo de 1926 se precipitaron en los 87,067 Km.2 de cuenca del Salado 14,692 Hm.3 y en los 50,400 Km.2 restantes hasta Meridiano V 6934 Hm.3 más, es decir en total, 21,626 Hm.3, almacenados íntegramente y originando en Guerrero año una variación de 40 m.3/s. Fué también inferior a los 12,825 Hm.3 caídos en el mes de mayo de 1913 y almacenados íntegramente.

Con haber mantenido los bajos semicilíndricos, pudo pues evitarse esta inundación.

RIO SALADO PUENTE «GUERRERO»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.—AÑO 1912

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 5.00 m.

Día	Septiembre			Octubre		
	Alturas en '.	Alturas en metros	Caudal en m ³ /sg.	Alturas en '.	Alturas en metros	Caudal en m ³ /sg.
1	—	—	—	16'	4.877	77
2	—	—	—	15'6"	4.724	89
3	—	—	—	»	»	»
4	—	—	—	»	»	»
5	—	—	—	»	»	»
6	—	—	—	16'	4.877	77
7	—	—	—	»	»	»
8	—	—	—	»	»	»
9	—	—	—	»	»	»
10	—	—	—	15'6"	4.724	89
11	—	—	—	»	»	»
12	—	—	—	»	»	»
13	—	—	—	»	»	»
14	—	—	—	»	»	»
15	16'	4.877	77	»	»	»
16	»	»	»	14'6"	4.420	117
17	»	»	»	15'6"	4.724	89
18	»	»	»	14'6"	4.420	117
19	»	»	»	15'	4.572	103
20	»	»	»	»	»	»
21	»	»	»	»	»	»
22	»	»	»	»	»	»
23	»	»	»	14'6"	4.420	117
24	16'	4.877	77	»	»	»
25	16'6"	5.029	68	15'	4.572	103
26	»	»	»	»	—	—
27	»	»	»	»	—	—
28	»	»	»	»	—	—
29	16'6"	5.029	68	15'6"	4.724	89
30	16'	4.877	77	15'	4.572	103
31	—	—	—	—	—	—

NOTA.— La cota del riel en puente F. C. S. es de 8.906 m. Hasta el 31 de julio de 1910 la cota del riel era de 7.350 m. La altura máxima registrada es de cota 7.687 m. los días 25 a 27. Septiembre de 1913.

RIO SALADO PUENTE «ROQUE PÉREZ»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA. AÑO 1912

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 3.00 m. Después del 14 de mayo de 1926 la normal es 3.60 m.

Día	Septiembre		Octubre	
	Alturas en '	Alturas en metros	Alturas en '	Alturas en metros
1	—	—	7'6"	2.286
2	—	—	»	»
3	—	—	8"	2.438
4	—	—	»	»
5	—	—	»	»
6	—	—	»	»
7	—	—	»	»
8	—	—	»	»
9	—	—	»	»
10	—	—	»	»
11	—	—	»	»
12	—	—	»	»
13	—	—	»	»
14	—	—	»	»
15	8"	2.438	8"	2.438
16	»	»	9"	2.743
17	9"	2.743	»	»
18	»	»	»	»
19	»	»	»	»
20	»	»	»	»
21	»	»	»	»
22	»	»	»	»
23	»	»	»	»
24	»	»	»	»
25	9"	2.743	»	»
26	8"	2.438	»	»
27	»	»	»	»
28	9"	2.743	»	»
29	»	»	»	»
30	7'6"	2.286	»	»
31	—	—	»	»

NOTA. — La cota del riel en puente F. C. S. era 29.24 m. Desde mayo 14 de 1916 es 29.84 m. La altura máxima registrada es de cota 28.80 m. en septiembre 18/913

Como se prepararon las inundaciones de Septiembre de 1913.
 G. Lavallo, Las Flores, Tandil, Olavarria
 Promedio: Chascomús, Saladillo, Bragado.

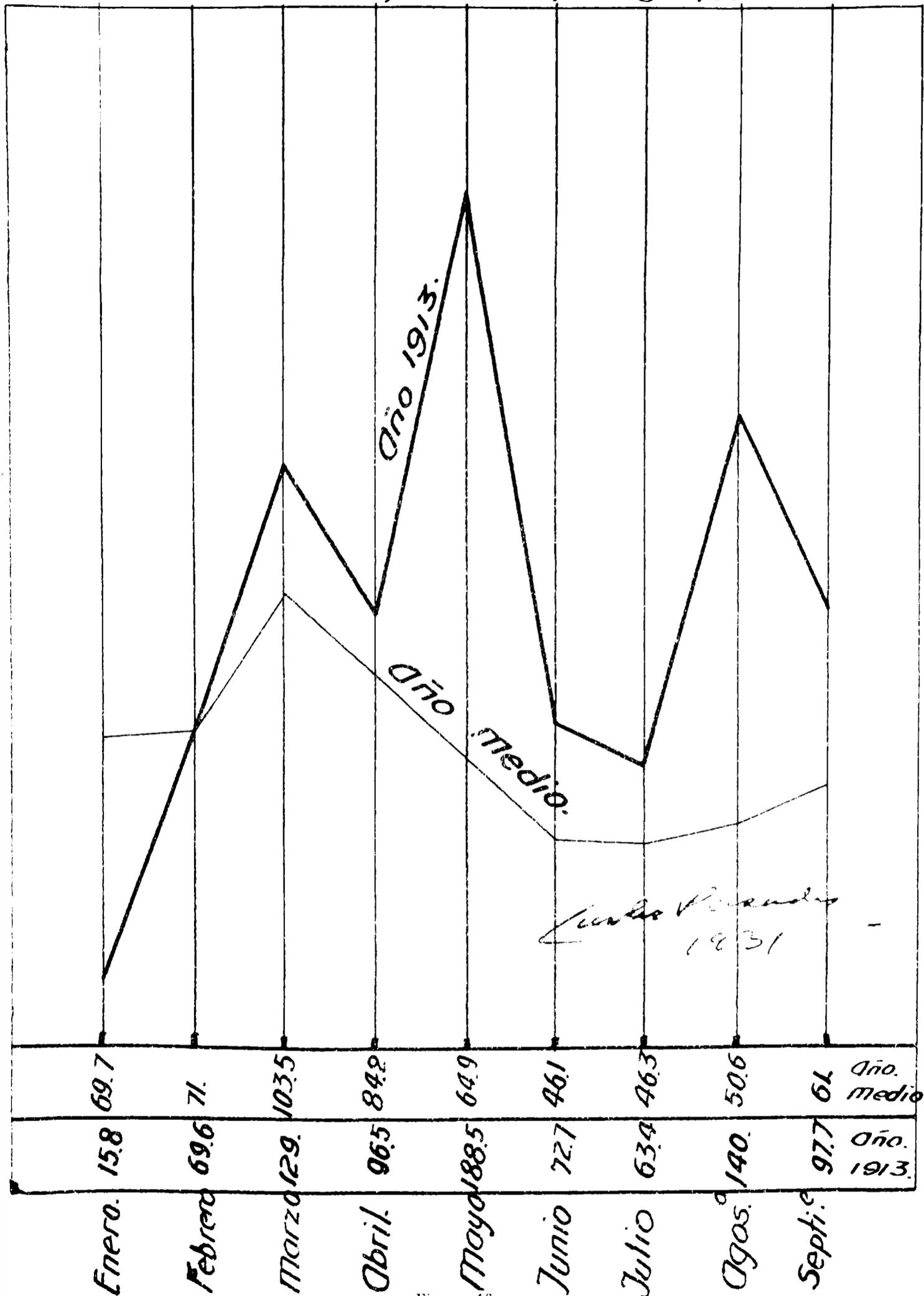


Figura 46

Observación. - Se ve por el diagrama que el mes de mayo tuvo una precipitación media de 188,5 mm., habiendo ya semi inundación con las lluvias de los meses precedentes.
 El máximo caudal producido en junio fué de 235 m.³/s. (fig. 115), o sea un aumento de solo 146 m.³/s.
 Las lluvias de agosto con sólo 140 mm., llevaron el caudal a 4561 m.³/s. Efecto de las depresiones colmadas y de la evaporación de la estación estival precedente en las lluvias de mayo (fig. 62) y no de la absorción de la tierra que estaba saturada en ambas ocasiones.

AÑO 1913

LLUVIAS DE AGOSTO DE 1913

El año 1913 figura en las precipitaciones anuales de la Capital Federal con 1.136 mm., excediendo, en consecuencia, a la media de 951,2 mm., y, por consiguiente, lluvioso, y está precedido por los años 1911 con 1233 mm. del 1912 por 1.504 mm.

En las precipitaciones anuales de la zona inundable figura el año 1913 con 1064,9 m. m. y precedido por el año 1912 con 1056 mm., ambos lluviosos, pues exceden a la media de 830,9 mm. (Figs. 28 y 29 y págs. 48 y 49).

TORMENTA DEL 18 AL 23 DE AGOSTO DE 1913, CUENCAS Y LLUVIAS

Cuencas diversas	Extensión en Km2.	Año 1913.—Lluvias del 18 al 23 de Agosto	
		Precipita- ción total en Hm3.	Lluvia media en mm.
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A ...	51.468	173,3	8.919
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colec- tor) tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	187,5	5.066
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, F, G, H, I, J, D	20.158	137,6	2.773
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluída la tributaria de los canales 9 y 11. G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	104,6	7.133
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	112,2	9.769
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	185,7	5.442
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	114,3	1.470
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, I, X, F, V, W	10.294	150,2	1.546
Zona I de Mercau: U, I, J, E, U	16.298	223,1	3.636
Zona II de Mercau: U, I, J, D, Z, U	18.024	142,8	2.573
Zona IV de Mercau: O, P, U, E, O	18.014	101,9	1.835
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Me- ridiano V	50.400	61,3	3.089

DEL CARRIL—NIVEL NORMAL A 4 MTS. BAJO LOS RIELES

1	septiembre	2m.44
18	»	1m.67
30	»	2m.14

OBSERVACIONES.— Se ve que el Saladillo no tuvo gran influencia en la crecien-
te del Salado. La variación máxima del nivel fué 0,77 metros y como el puente
tenía 56 metros de luz libre, la variación de sección fué más o menos de 43 metros
cuadrados, en consecuencia, poca variación de caudal. En 1919 llegó el agua a
la altura de los rieles.

ARROYO SALADILLO PUENTE «DEL CARRIL»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.— AÑO 1913

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4.00 m.

Día	Agosto		Septiembre		Octubre	
	Alturas en '	Alturas en metros	Alturas en '	Alturas en metros	Alturas en '	Alturas en metros
1	11'	3.353	8'	2.438	7'	2.134
2	11'	»	»	»	8'	2.438
3	11'	»	»	»	»	»
4	10'	3.048	»	»	»	»
5	»	»	»	»	»	»
6	»	»	»	»	»	»
7	»	»	»	»	»	»
8	»	»	»	»	»	»
9	»	»	»	»	»	»
10	»	»	»	»	»	»
11	»	»	»	»	»	»
12	»	»	»	»	»	»
13	»	»	8'	2.438	»	»
14	»	»	7'	2.134	»	»
15	»	»	7'	2.134	»	»
16	»	»	6'	1.829	»	»
17	»	»	6'	1.829	»	»
18	»	»	5'6"	1.676	»	»
19	10'	3.048	»	»	8'	»
20	9'9"	2.972	»	»	9'	2.743
21	9'	2.743	5'6"	1.676	8'	2.438
22	8'6"	2.591	6'	1.829	»	»
23	8'	2.438	»	»	8'	2.438
24	»	»	»	»	9'	2.743
25	»	»	»	»	9'	2.743
26	»	»	»	»	8'	2.438
27	»	»	6'	1.829	8'	2.438
28	»	»	7'	2.138	9'	2.743
29	»	»	»	»	»	»
30	»	»	7'	2.134	»	»
31	8'	2.438	—	—	9'	2.743

NOTA.— La cota del riel en puente F. C. S. era 33.26 m. Desde agosto de 1919 es 34.20 m. La altura máxima registrada es de cota 33.21 m. en julio 14/1919.

La influencia en el Salado en Guerrero puede verse por el diagrama y planilla de la Dirección de Desagües, que se acompañan.

RIO SALADO PUENTE «GUERRERO»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.—AÑO 1913

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 5.00 m.

Día	Agosto			Septiembre			Octubre		
	Alturas en',	Alturas en metros	Caudal en m ³ ./sg.	Alturas en',	Alturas en metros	Caudal en m ³ ./sg.	Alturas en',	Alturas en metros	Caudal en m ³ ./sg.
1	11'6"	3.505	211	9'	2.743	526	5'	1.524	1.453
2	—	—	—	8'6"	2.591	617	—	—	—
3	—	—	—	9'	2.743	526	5'	1.524	1.453
4	—	—	—	—	—	—	5'6"	1.676	1.415
5	—	—	—	—	—	—	—	—	1.415
6	11'6"	3.505	211	—	—	—	5'6"	1.676	1.415
7	12'	3.658	185	—	—	—	6'	1.829	1.216
8	—	—	—	—	—	—	6'	1.829	1.216
9	—	—	—	—	—	—	6'6"	1.981	1.092
10	—	—	—	9'	2.743	—	—	—	—
11	—	—	—	8'	2.438	732	6'6"	1.981	1.092
12	—	—	—	—	—	—	7'	2.134	978
13	—	—	—	8'	2.438	732	7'	2.134	978
14	—	—	—	7'6"	2.286	865	7'6"	2.286	865
15	12'	3.658	185	7'	2.134	978	7'	2.134	978
16	12'6"	3.810	176	5'6"	1.676	1.415	7'6"	2.286	865
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	5'	1.524	1.453	—	—	—
19	12'6"	3.810	176	4'6"	1.372	1.577	—	—	—
20	12'	3.658	185	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	7'6"	2.286	—
22	—	—	—	—	—	—	8'	2.438	732
23	—	—	—	—	—	—	8'	—	—
24	—	—	—	4'6"	1.372	1.577	8'6"	2.591	617
25	12'	3.658	185	4'	1.219	1.687	—	—	—
26	11'6"	3.505	211	—	—	1.687	—	—	—
27	10'6"	3.200	285	4'4"	1.321	1.619	8'6"	2.581	617
28	9'6"	2.896	420	4'6"	1.372	1.577	8'	2.438	732
29	9'6"	2.896	420	5'	1.524	1.453	9'	2.743	526
30	9'	2.743	526	—	1.524	1.453	—	—	—
31	9'	2.743	526	—	—	—	9'	2.743	526

NOTA.— La cota del riel en puente F. C. S. es 8.906 m. Hasta el 31 de julio de 1910 la cota del riel era 7.350 m. La altura máxima registrada es de cota 7.687, los días 25, 26 y 27 de septiembre de 1913.

Estos caudales son los que da la D. D. no habiéndose tomado en cuenta la mayor sección del nuevo puente. La extrapolación para los caudales máximos es errónea. (Véase página 89).

RIO SALADO PUENTE « ROQUE PÉREZ »
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.— AÑO 1913

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 3.00 m.

Después del 14 de mayo de 1926, la normal es 3.60 m.

Día	Agosto		Septiembre		Octubre	
	Alturas en',	Alturas en metros	Alturas en',	Alturas en metros	Alturas en',	Alturas en metros
1	9'	2.743	5'	1.254	4'	1.219
2	»	»	6'	1.829	»	»
3	»	»	»	»	»	»
4	»	»	»	»	4'6"	1.372
5	10'	3.048	»	»	4'	1.219
6	»	»	»	»	4'6"	1.372
7	»	»	»	»	5'	1.524
8	9'	2.743	»	»	»	»
9	»	»	»	»	5'6"	1.676
10	»	»	»	»	»	»
11	10'	3.048	6'	1.829	5'	1.524
12	»	»	5'	1.524	5'6"	1.676
13	9'	2.743	»	»	5'	1.524
14	10'	3.048	4'6"	1.372	»	1.524
15	»	»	»	»	»	»
16	»	»	2'	0.610	»	»
17	»	»	0	—	»	»
18	»	»	0	—	»	»
19	10'	3.048	0	—	5'6"	1.524
20	9'6"	2.896	0	—	5'	1.524
21	9'	2.743	1'	0.305	»	»
22	10'	3.048	3'	0.914	»	»
23	9'	2.743	3'	»	»	»
24	8'6"	2.591	3'	»	»	»
25	»	»	4'	1.219	»	»
26	»	»	3'	0.914	»	»
27	8'	2.438	3'	»	»	»
28	8'6"	2.591	4'6"	1.372	»	»
29	»	»	4'	1.219	»	»
30	7'	2.134	4'	1.219	»	»
31	7'	2.134	—	—	5'	1.234

NOTA. — La cota del riel en puente F. C. S. era 29.24 m. Desde mayo 14 de 1926 es 29.84 m. La altura máxima registrada es de cota 28.80 m. en septiembre 18 de 1913, cuando pasó por el Salado un caudal de 1300 m³/s. según datos del Ferrocarril Sud.

Se observa que esta tormenta es muy inferior de la de marzo de 1900 en la que se precipitaran 20.374 Hm³. acusando el Salado en Guerrero solo un caudal de 320 m³/s. Es también inferior a la de marzo de 1926, en que se produjo sólo un aumento de 40 m³/s. en Guerrero y ni el Saladillo ni el Salado no alcanzaron su nivel normal, pues llegó aquel a 4 m. 60 bajo los rieles en Del Carril, como altura máxima el 5 de mayo y el Salado en Guerrero a 5m.08. (Pág. 187). Fué también inferior a las lluvias de Mayo de este año, (Pág. 116), que se almacenaron íntegramente. Se ve que el colector poco efecto hubiera tenido en el sentido de aminorar el caudal del Salado, desde que éste llevaba en Roque Pérez 1300 m³/s. el 17 de Septiembre de 1913 y quedaba aún el caudal del tronco inferior para llegar a 4565 m³/s.

El agua en Roque Pérez sobre el Salado cuyo nivel normal es a 3 m. bajo los rieles, tuvo las siguientes alturas:

Septiembre 1°	1.52.
Septiembre 17 cota 28.80	0.45.
Septiembre 30	1.22.

Caudal máximo 1300.04 m³/s. según datos del F. C. S. el 17 de septiembre.

La influencia en el Salado en Guerrero puede verse por el diagrama de la Dirección de Desagües que se acompaña como se dijo, aunque es de observar que el caudal el 25 de septiembre fué de 4.561 m³/s. según datos del F. C. S. y no 1.400 m³/s. como consta en el citado diagrama. (Fig. 47).

Se vé que el colector poco efecto hubiera tenido en el sentido de aminorar el caudal del Salado, y lo mismo los embalses en la región llamada alta, desde que éste llevaba en Roque Pérez 1300 m³/s. el 17 de septiembre de 1913.

EL CAUDAL DEL SALADO EN GUERRERO EN SEPTIEMBRE DE 1913

Cuando ocurrieron las inundaciones del año 1900/1901 se estacionó una Comisión Técnica en Guerrero que practicó aforos con distintas alturas, dando en octubre 10, 13 y 14 de 1900 un máximo caudal de 1009.80 m³/s. En esta ocasión el agua alcanzó la cota 6.78 referida al cero M. O. P. 19m.00 debajo de la estrella de la Catedral de Buenos Aires, cero del mareógrafo del Ria-

chuelo; aforos con mayor altura de agua no se hicieron en los años posteriores ni anteriores. (Fig. 40).

Sobrevinieron luego las inundaciones de septiembre de 1913 alcanzando las aguas el 25 de dicho mes la cota 7 m. 687 no efectuándose medidas de caudal alguno. Se estimó primeramente el caudal en 1400 m³/s. procediendo por extrapolación prolongando gráficamente la curva de los gastos para el año 1900 y luego se lo elevó a la cifra de 1687 m.³/s. en correcciones posteriores. La primera cifra ha sido tomada como cierta y repetida sin observación por cuantos se han ocupado de esta cuestión.

Yo había mantenido siempre mis fundadas dudas por múltiples razones sobre la exactitud de estas últimas cifras y desde hace años me he ocupado en coleccionar antecedentes para poner esta importante cuestión en claro, punto que creo, he logrado dilucidar.

En el informe que pasara a la Comisión Asesora en el año 1928, mencionaba que la Empresa del F. C. S. había estimado el caudal que pasara por el Salado en Roque Pérez el 18 de septiembre de 1913 en 800 m³/s. Dicho dato consta en el expediente 12648 —E— 924, con motivo de la construcción de un nuevo puente en este sitio, dada la insuficiencia del existente y se refería al caudal pasado sólo por el puente principal.

Demás está decir que dicho aforo me pareció siempre mezquino por la impresión que se tenía del citado fenómeno y más aún porque la insignificante cañada de Chivilcoy, afluente del Salado, aguas arriba de Roque Pérez, arrojó un caudal vecino de 2000 m³/s. el día 12 de septiembre de 1913, como veremos más adelante, aunque es cierto que su volumen siendo relativamente pequeño no podía esperarse igual influencia en Roque Pérez o Guerrero.

Cuando hiciera mis publicaciones en 1928, tuve ocasión de visitar al Ingeniero Romero que tenía calculada la ecuación de la curva de caudales en Guerrero hasta el caudal 1009.80 observado el 10, 13 y 14 de octubre de 1900 y que concordaba bastante bien con la misma.

El Ingeniero Romero admitía de acuerdo a las constancias de los aforos en Guerrero que la cota del fondo del Río Salado era en ese punto (2.16) M. O. P.

En función de esa altura, estableció las ecuaciones de la curva de los gastos utilizando las relaciones:

$$Q = 22.50 h^2 \text{ para } h < 2 \text{ m.}$$

$$Q = 25 h \sqrt{h} + 5 h^2 \text{ para } 2 \text{ m.} < h < 3\text{m}30$$

$$Q = 191 + 30 (h - 3)^{3/2} + 288 (h - 3)^2 \text{ para } h > 3\text{m}30.$$

Los niveles del agua, sus alturas sobre el fondo, los caudales observados y los calculados con las fórmulas anteriores se resumen en el siguiente cuadro, en donde puede verse la estrecha concordancia de los dos últimos o sea indicio de que la expresión analítica encontrada, concuerda con las observaciones:

Fechas	Nivel superior del agua M. O. P. m.	Altura sobre el fondo 2,16 m.	Caudales observados m ³ /sg.	Caudales calculados con la fórmula de Romero m ³ /sg.
7-2-901	3.53	1.37	42.10	42.30
14-1-901	4.185	2.025	92.50	92.—
26-12-900	5.31	3.15	189.—	189.75
8-5-900	5.49	3.33	228.60	228.3
2-5-900	5.58	3.42	250.—	249.98
4-6-900	6.51	4.35	763.25	765.10
14-6-900	6.70	4.54	966.90	933.3
10-10-900	6.78	4.62	1009.—	1013.—

Le observé durante mi visita, que aplicada su fórmula a la altura $h = 5.527$ — que adquirió el 25 de septiembre de 1913 — daba un caudal aproximado:

$$Q = 2.150 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Noté que esta observación desconcertó al Ingeniero Romero, quien no me supo explicar la disparidad con el caudal generalmente admitido para esta creciente $1400 \text{ m}^3/\text{s.}$, que él creía, había sido deducida de un aforo, creencia de la cual compartíamos todos los que nos habíamos ocupado de este asunto llegando a decirme que tal vez hubiese variado el fondo del río, lo que a todas luces no sucedió.

Salta a la vista que la Dirección de Desagües prolongó mal la curva de los gastos, pues la estrecha concordancia con la ecuación de Romero, prueba que daría la prolongación de la curva un caudal de $2.150 \text{ m}^3/\text{s.}$ o sea el 50 % mayor.

Posteriormente la Dirección de Desagües modificó la anterior cifra, fijando el caudal en 1687 m³|s.

Me llamaban poderosamente la atención estos caudales reducidos. La Cañada de Chivilcoy con solo 1.440 Km.² de cuenca arrojaba caudales vecinos de 2.000 m.³ el 12 de septiembre de 1913 y la insignificante Cañada de Las Garzas, también afluente del Salado en el Partido de Lobos, cuenca N. en diciembre de 1911, llevaba un caudal de 1162 m.³|s., según datos doblemente comprobados del F. C. S. con cuenca de 1075 Km.² y con 273 mm. de precipitación. No había pues porqué suponer que los innumerables afluentes del tronco inferior del Salado, no llevarsen caudales similares.

Recurrí de nuevo al F. C. S. y la Oficina Técnica compiló los datos a mi pedido que he visto en los archivos y que constan en los planos que acompaño, llegando a las siguientes estimaciones aproximadas de caudales, para septiembre de 1913, en el curso del Salado.

Puente de Ernestina	943.	m. ³ s.
Puente de Roque Pérez	1300.4	m. ³ s.
Puente de Gorchs	2991.3	m. ³ s.
Puente de Villanueva	4396	m. ³ s.
Puente de Guerrero	4561	m. ³ s.

En ninguna forma se justifica pues el caudal de 1687 m.³|s. para Guerrero el 25 de septiembre del año 1913 y menos el de 1400 m.³., tomados como buenos hasta ahora.

SI EL CRITERIO DE LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES, DE PROLONGAR LA CURVA DE LOS GASTOS EN GUERRERO SE ACEPTA COMO BUENO, NUNCA PUDO LA DIRECCIÓN DE DESAGÜES AFIRMAR UN CAUDAL MENOR DE 3565 M³|S. PARA SEPTIEMBRE DE 1913.

De los aforos practicados por la Dirección de Desagües en 1900-1901 se deduce que por los puentes laterales al principal pasaron en las observaciones practicadas el 14 y 16 de junio de 1900 y en los practicados los días 10, 13 y 14 de octubre de 1900 los siguientes caudales a más del escurrido por el puente principal.

Fechas	Caudal del puente principal m ³ ./sg.	Caudal de los puentes laterales. m ³ ./s
14 y 16 de junio de 1900	966.40	48.41.
10, 13 y 14 Octub. de 1900 ..	1009.80	70.95.
Sepbre. 1913 según el F. C. S.	—	183.00

Estos caudales de los puentes laterales no fueron tenidos en cuenta al construir la curva de gastos, ni por el Ingeniero Romero en su ecuación.

La Dirección de Desagües extrapolando y prolongando la curva debió llegar a un caudal para la parte central solamente de 2150 m.³/s. según hicimos ver.

Debemos agregar ahora que el antiguo puente ha sido modificado, teniendo el actual hasta el cordón inferior un 11,8 % más de sección libre. (Fig. 41).

Si suponemos a falta de mejores datos, que a igual altura de agua el gasto crezca proporcionalmente a la sección tendremos que elevar la cifra anterior a la siguiente:

$$2150 \times 1,118 = 2.537 \text{ m.}^3\text{/s.}$$

a los cuales debemos agregar 845 m.³/s. vertidos por sobre el terraplén, como veremos más adelante.

En resumen tendremos los siguientes caudales para el caudal pasado por Guerrero, admitiendo el criterio de la Dirección de Desagües como bueno.

Puente principal	2537 m. ³ /s.
Vertido por sobre el terraplén	845 »
Puentes laterales	183 »
	Total
	3565 m. ³ /s.

Habría que considerar además que el efecto del canal 15 de construcción posterior a esas observaciones, ocasiona un remanso de depresión, reconocido por Nyströmer y Romero y según éste de 0,10 m. en puente Guerrero, que forzosamente producirá una mayor aceleración y un mayor gasto. No se puede olvidar además que no con la misma altura el caudal es el mismo.

Esto lo tenemos comprobado para las crecientes de septiembre de 1913 y julio de 1919 para el puente principal de Gorchs que con menor altura de agua nos dá más caudal.

Fechas	Cota de las aguas	Caudales	Remanso
Septiembre 1913	22m.30	2.442 m ³ /s.	0m.30
Julio 1919	22m.03	2.517 »	0m.45

Estamos pues en condición de afirmar que aceptado el criterio de la Dirección de Desagües el gasto en Guerrero en septiembre del año 1913 no fué inferior a 3565 m.³/s.

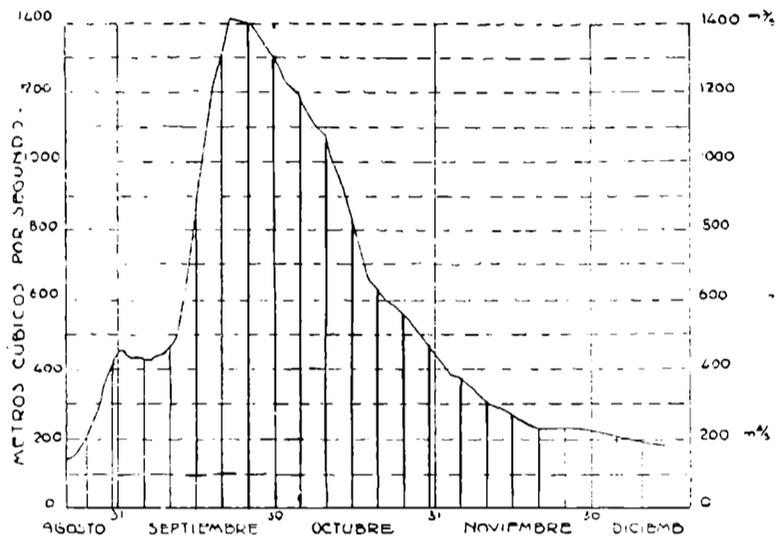


Figura 47
Crecientes del Salado. — Año 1913

Al construir esta curva de gastos la Dirección de Desagües no ha tenido en cuenta la modificación del puente en 1910, ocasionando un 11.8 % más de sección y al efectuar la extrapolación, se ha prolongado mal la curva, determinando así un caudal exiguo de 1400 m.³/s. Con ese procedimiento nunca pudo llegar a afirmar un caudal menor de 3565 m.³/s., siendo el más aproximado 4561 m.³/s. (Véase figura 15).

BASES DE CÁLCULO, SEGÚN NIVELES DE LAS AGUAS OBSERVADAS DURANTE LAS INUNDACIONES. FÓRMULAS USADAS POR LOS FERROCARRILES

Desborde de las aguas sobre la vía.

La cantidad de agua que pasa en un trecho «1» y con altura hidráulica «h» es: $C \sqrt{h} | 2 g h$. (g es 9.81).

«Trautwine», edición de 1904, página 554, cita $C = 0.30$ a 0.33 correspondiente a alturas hidráulicas de 2 a 24 pulgadas sobre un tajamar liso 3 pies de ancho. C disminuye con un aumento

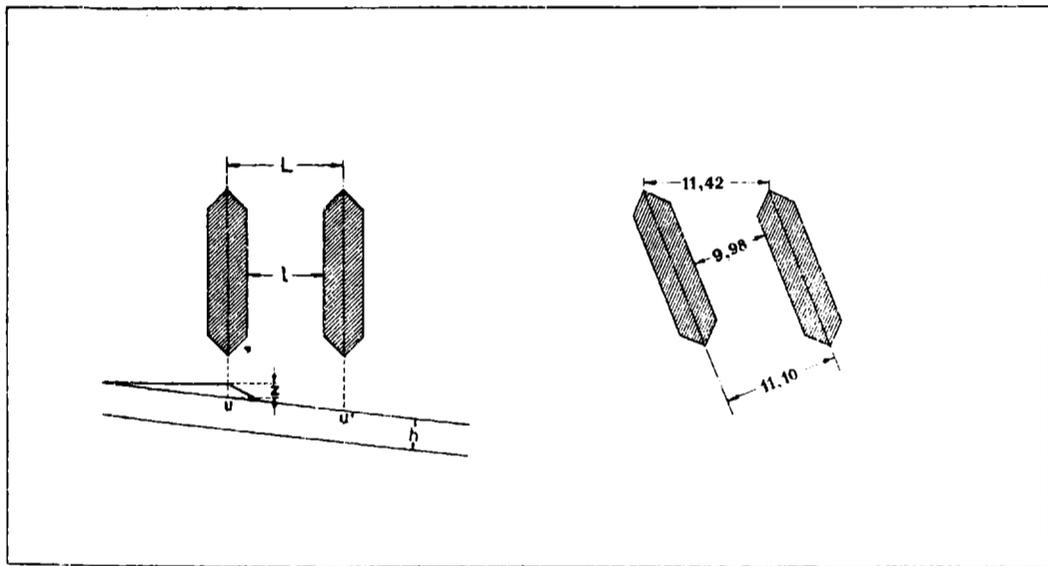


Figura 48

de anchura. Para una tabla angosta es 0.40. Un terraplén de ferrocarril es mucho más ancho que 2 pies y lejos de ser liso. Por consiguiente C puede ser tomado más bajo y en los cálculos ha sido tomado en 0.25.

Entonces el caudal de agua que pasa sobre un terraplén ha sido calculado según $Q = 0.25 \cdot l \cdot h \cdot \sqrt{2 g h}$, metros cúbicos por segundo.

El agua llega al terraplén con poca velocidad y si v (velocidad) es 0.30 met. lin. por segundo la altura hidráulica correspondiente es 0.5 centímetros y si v es = 0.50 m. l. por segundo (difícilmente alcanzado) la altura hidráulica correspondiente sería solamente 1.30 centímetros. El aumento de h . pues, correspondiente a la velocidad de llegar al terraplén es muy pequeño.

La Dirección de Ferrocarriles permite una diferencia de 20 centímetros de nivel de las aguas en cada lado de un puente.

$V = \sqrt{2 g \times 0.20} = 1.98$ m. lin. por segundo. La velocidad en las obras de arte ha sido tomada en 2 m. por segundo. La superficie de desembocadura necesaria para un desborde será = $\frac{0.25 l h \sqrt{2 g h}}{2} = 0.125 l h \sqrt{2 g h}$ metros cuadrados de aberturas.

CÁLCULO DEL CAUDAL EN UN PUENTE POR LA OBSERVACIÓN DEL REMANSO. (Fig. 48).

Sean:

$$\alpha = 1.1$$

$$m = 0.935 \text{ coeficiente de contracción.}$$

$$L = \text{La luz de centro a centro de estribo.}$$

$$l = \text{La luz libre normal a la corriente.}$$

La fórmula que dá el remanso para una contracción brusca de poca longitud, es la siguiente:

$$z = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left[\frac{1}{m^2 l^2 h^2} - \frac{1}{L^2 (h+z)^2} \right] = \frac{\alpha Q^2}{2g l^2} \left[\frac{1}{m^2 h^2} - \frac{1}{\left(\frac{L}{l}\right)^2 (h+z)^2} \right]$$

de donde:

$$Q^2 = \frac{2g l^2 z}{\alpha \left[\frac{1}{m^2 h^2} - \frac{1}{\left(\frac{L}{l}\right)^2 (h+z)^2} \right]}$$

$$Q = 1 \sqrt{\frac{2 g z}{\alpha \left[\frac{1}{m^2 h^2} - \frac{1}{\left(\frac{L}{l}\right)^2 (h+z)^2} \right]}}$$

Tomando por ejemplo el puente de Roque Pérez para septiembre de 1913, tenemos:

$$\left(\frac{L}{l}\right)^2 = \left(\frac{11.10}{9.98}\right)^2 = 1.237 \text{ el F. C. S. toma } 1.21.$$

porque supone siempre $L = 1.1 l$.
 $z = 0.60$ Remanso observado.
 $l = 9.98$.
 $h - z = 3.09 - 0.60 = 3.69$.
 $h = 3.09 = 28.80 - 25.71$.

luego:

$$Q = 1 \sqrt{\frac{2 g \times 0.60}{1.1 \left[\frac{1}{0.935^2 \times 3.09^2} - \frac{1}{\left(\frac{1.1}{9.98}\right)^2 \times 3.69} \right]}}$$

$$= 1 \sqrt{\frac{11.78}{1.1 \left[\frac{1}{0.878 \times 9.55} - \frac{1}{1.237 \times 13.6} \right]}}$$

$$= 1 \sqrt{\frac{11.78}{1.1 \left(\frac{1}{8.38} - \frac{1}{15.3} \right)}} = 1 \sqrt{\frac{11.78}{1.1 (0.1194 - 0.0654)}}$$

$$Q = 1 \sqrt{\frac{11.78}{1.1 \times 0.054}} = 1 \sqrt{\frac{11.78}{0.9594}} = 1 \sqrt{198.5} = 14.1 l$$

valor sensiblemente igual al del F. C. S. que dá también 14.1 l. (Pág. 105).

El F. C. S. toma en vez de $\alpha = 1.1$, $\alpha = 1$ y en vez del valor $\left(\frac{L}{l}\right)^2$ el valor 1.21, para todos los casos como ya se dijo.

Si se tiene en cuenta el resalto los caudales resultan aún mayores.

Así por ejemplo, para el puente principal de Gorchs, en la creciente de septiembre de 1913 el método anterior da 2.242.6 m³|s. (pág. 100) y teniendo en cuenta el resalto 3.059 m³|s.

- F.C.S. - LINEA ALTAMIRANO-MAIPU -
CRUCE DE LAVIA DEL F.C.S. CON EL RIO SALADO CERCA DE LA EST. GUERRERO

CRECIENTE AGOSTO-SEPTIEMBRE 1913.

ESCALAS HORIZ. 1:5.000 VERT. 1:100

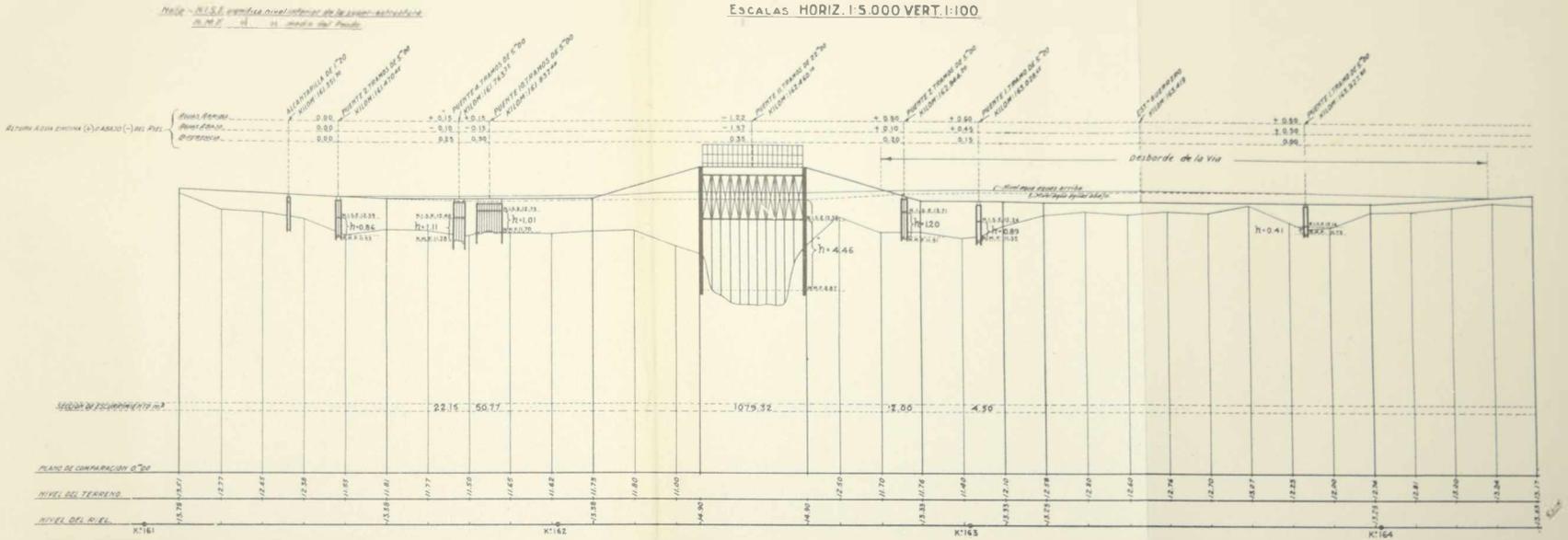
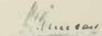


Figura 49


 70-5-37

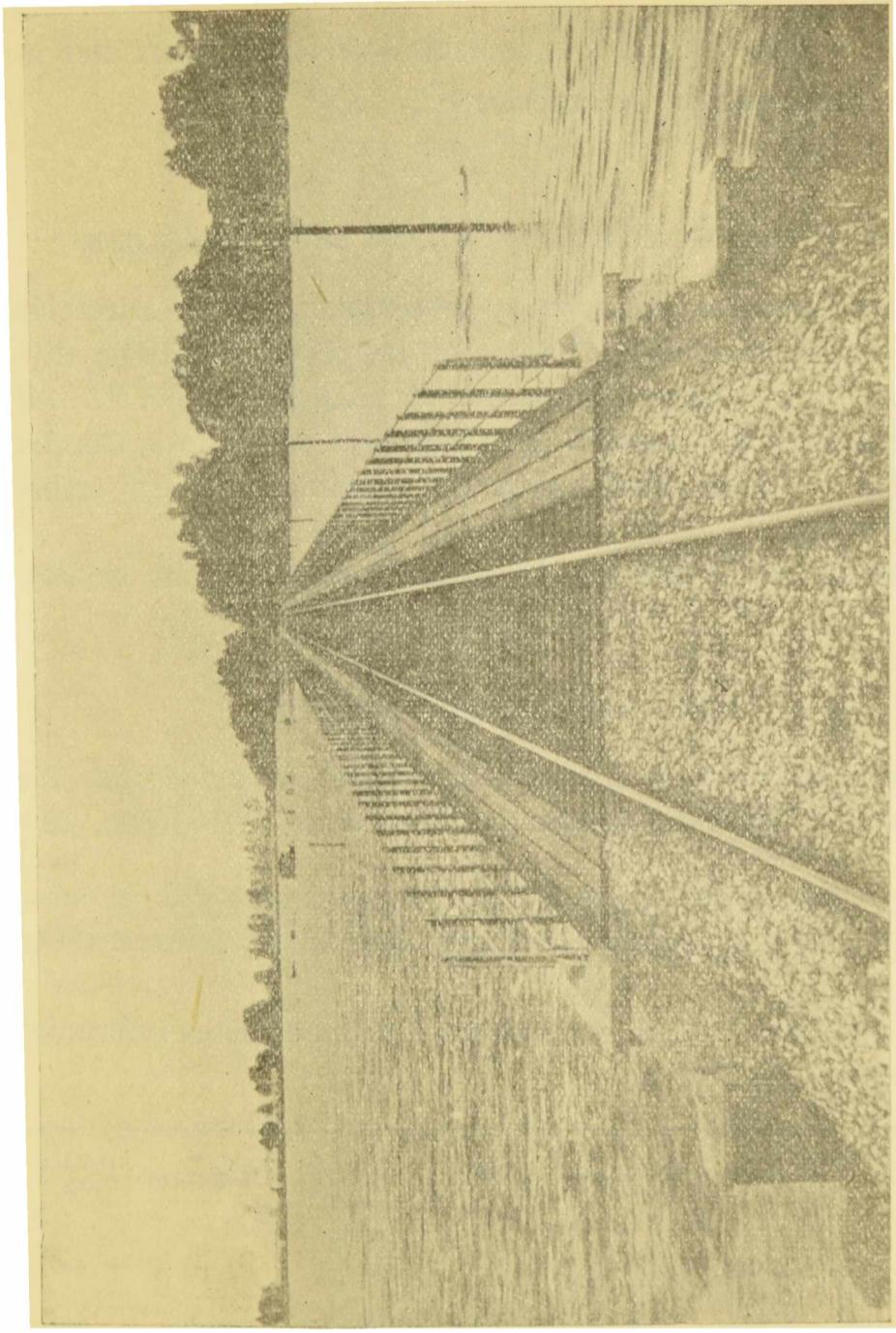


Figura 50

Inundaciones del Río Salado cerca de Guerrero, mirando hacia el sur, el 19 de septiembre de 1918.

La creciente máxima se produjo el 26 de septiembre. El caudal del Salado alcanzó a 4561 m.³/s.

En vez de la fórmula de Lesbros

$$Q = 0,35 l h \sqrt{2 g h}$$

toma la fórmula:

$Q = 0,25 l h \sqrt{2 g h}$ es decir que obtiene caudales un 10 % menores que con la anterior.

LOS CAUDALES EN EL SALADO CON LOS DATOS DEL F. C. S.

Con las fórmulas precedentes prescriptas por la Dirección General de Ferrocarriles y basado en las observaciones de alturas de aguas y remansos obtenidos en los archivos del F. C. S. se han calculado los caudales para Guerrero, Villanueva, Gorchs, Ernestina y Roque Pérez para las crecientes de septiembre de 1913.

Los planos y cálculos que se adjuntan son bastante explicativos.

LINEA ALTAMIRANO - DOLORES

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la estación Guerrero. Creciente Agosto-Septiembre de 1913. (Fig. 49).

Para el paso de las aguas hay un puente principal en el cauce central del río y 7 puentes auxiliares distribuidos sobre el cauce mayor.

El archivo del F. C. S. registra los siguientes datos referentes a los puentes auxiliares:

	Luz m. l.	Remanso	Altura libre h.	Secc. de escurri- miento m ²	Velocidad	Caudal m ³ /s.
Km. 161.351	1,20	0,05	—	—	—	—
» 161.470	10,—	0,00	—	—	—	—
» 161.763	20,—	0,25	1,11	22,15	2,22	44
» 161.837	50,—	0,30	1,01	50,77	2,42	111
» 162.844	10,—	0,20	1,20	12,—	1,98	21
» 163.028	5,20	0,15	0,89	4,50	1,72	7
» 163.827	5,—	0,00	—	—	—	—
Total.....						183

Sobre la vía pasó un caudal de agua que se estima en 845 m³/s. (Pág. 111).

— F.C.S. — LINEA ALTAMIRANO — LAS FLORES —
 CRUCE DE LA VIA DEL F.C.S. CON EL RIO SALADO CERCA DE LA EST. VILLANUEVA
 CRECIENTE AGOSTO — SEPTIEMBRE 1913
 ESCALAS HORIZ. 1:100000 VERT. 1:100

Nota — N.I.S.E. significa nivel inferior de la super-estructura
 N.M.F. " " " " medio del fondo.
 Datos referidos al punto N° 133.000 representados en 1920
 Nivel con +22.78 N.I.S.E. = 21.83 N.M.F. = 18.86
 Altura de resaca normal = 2.57
 Sección " " " " = 178.20

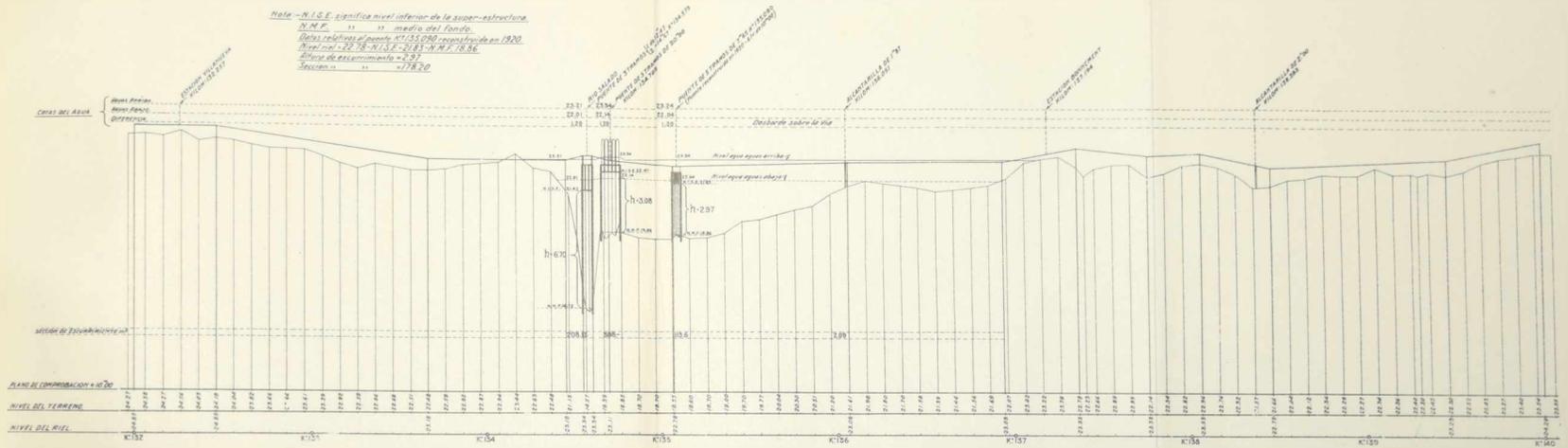


Figura 51

Escuela de Ingenieros
 Ingeniero en jefe de obras
 P. M. S. S. S.

Los datos referentes al puente principal en Km. 162.460 son los siguientes:

Nivel agua: aguas arriba	13.68	Nivel agua: aguas abajo	13.33
Nivel medio del fondo	8.87	8.87
Diferencia	4.81	4.46
Remanso	0.35		
Velocidad metros segundo	2.62		

Sección de escurrimiento, prescindiendo enteramente de la obstrucción de la viga compensando así la velocidad de llegada, que en el presente cálculo no se toma en cuenta. $m.^2$, $4.46 \times 242 = 1080$.

Caudal: $Q = 0.9 \times 1080 \times 2.62 = 2.545 m.^3/s$.

Tomando en cuenta la velocidad de llegada, pero prescindiendo de la obstrucción producida por las vigas, resulta:

$$Q = \sqrt{\frac{2g \times 0.35}{\frac{1}{0.94^2 \times 4.46^2} + \frac{1}{1.21 \times 4.81^2}}} \times 242 = 17.89 \times 242 = 4329 m.^3/s.$$

La abertura enteramente libre es 3.48 m. sobre el fondo medio.

Las aberturas en el enrejado de las vigas contando hasta el nivel del agua, aguas abajo — 13.33, suman aproximadamente 64.35 $m.^2$. Reduciendo esta área al 60 % para así computar la contracción, resulta un área de 38.61 $m.^2$. Esto dividido por la luz 242 m. l. dá una altura de 0.16 que sumado a los 3.48 dá 3.64 como expresión de la altura libre para el escurrimiento. La proporción 3.64/4.46 del caudal 4.329 dá 3.533 $m.^3/s$.

Admitiendo este caudal como bueno, resultaría que un caudal de $183 + 845 + 3533 = 4561 m.^3/s$. ha pasado por el Río Salado en su cruce con la vía del F. C. S., cerca de la Estación Guerrero.

LINEA ALTAMIRANO - LAS FLORES

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la Est. Villanueva. Creciente Agosto-Septiembre de 1913. (Fig. 51).

El archivo del F. C. S. tiene registrados los siguientes datos referentes a los tres puentes:

	K. 134.575	K. 134.799	K. 135.090
Nivel agua aguas arriba	23.21	23.34	23.24.
» » » abajo	22.01	22.14	22.04.
Remanso	1.20	1.20	1.20.

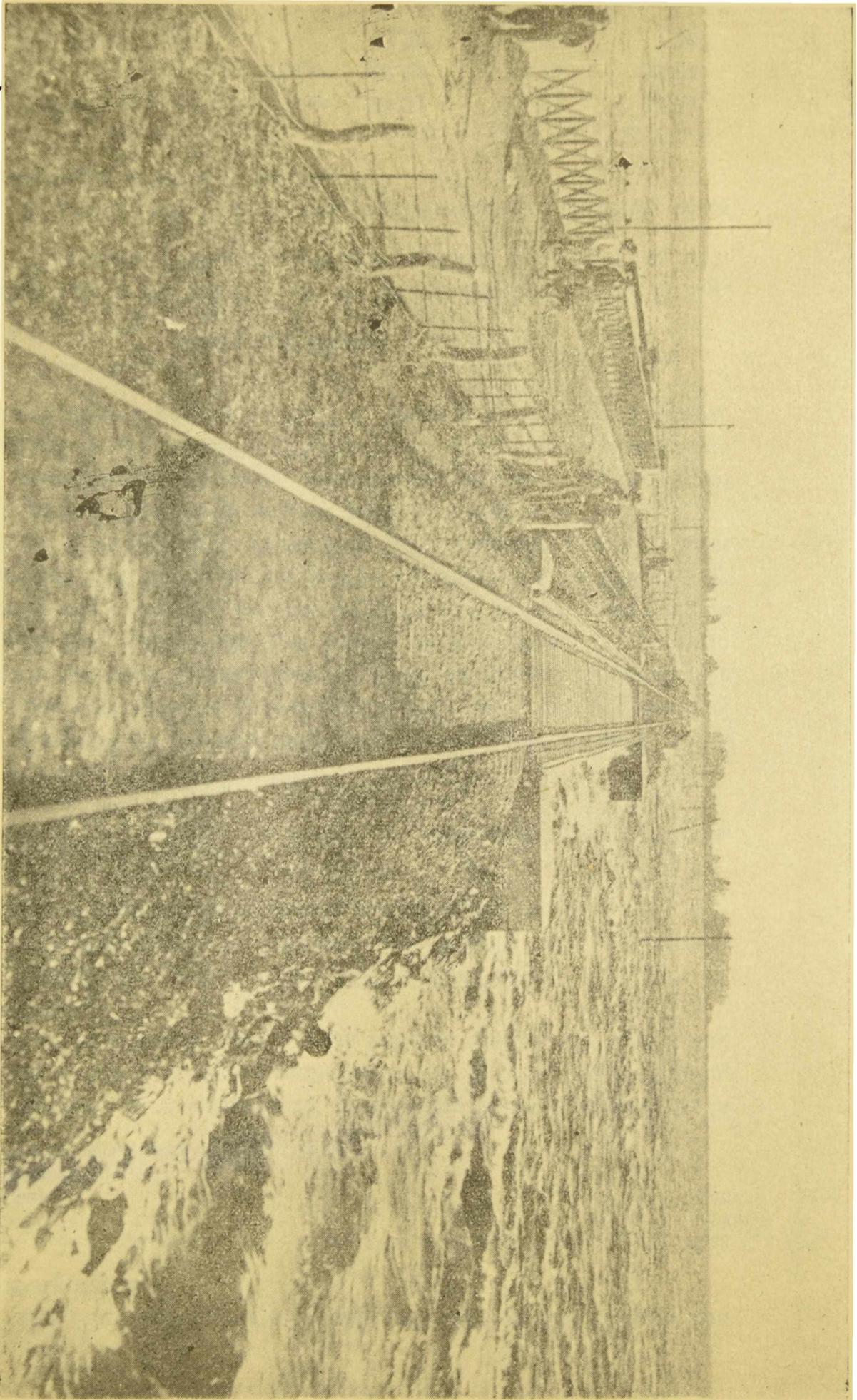


Figura 52

Línea Alvarado - Chasí entre Estaciones Villanueva y Bonavent.

Puente del F. C. S., Kilómetro 154,574 sobre el Río Salado, mirando hacia el sur, 18 de septiembre de 1913. El caudal del Salado alcanzó a 4396 m³/s.

Nivel de la cuerda inferior			
de la superestructura ..	21.42	22.47	21.83.
Nivel medio del fondo ...	14.72	19.06	18.86.
Altura libre de escurr. ...	6.70	3.08	2.97.
Luz en m. l.	41.81	100.00	38.25.
Secc. de escurr. en m. ² ...	280.13	308.—	113.6.
Veloc. $\sqrt{2g \times 1.20}$ m s. ...	4.85	4.85	4.85.
Caudal = 0.9 x velocidad			
x secc. de escurr. m. ³ s.	1223.—	1344.—	496.—

El agua pasó encima de la vía entre Km. 134.650 y Km. 136.900, siendo el promedio de la diferencia entre el nivel del agua, aguas arriba y el riel 0.24 m. El caudal vertido sobre la vía es:

$$Q = 0.25 \times 0.12 \times 2250 \sqrt{2g \times 0.12} = 103.3 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Caudal que ha pasado por el Río Salado cerca de Villanueva resulta entonces ser: $1223 + 1344 + 496 + 103,3 = 3.166,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

El caudal deducido en esta forma es inferior al caudal real, pues no toma en cuenta la velocidad de llegada. Dado que los tres puentes están situados bastante cerca, el uno del otro, supongo que el caudal que pasó por estos puentes habrán llegado bastante concentrado desde aguas arriba de los puentes, lo que especialmente ha de ser el caso con los dos puentes principales o sea en Km. 134.575 y 134.709, que están, el primero sobre el cauce principal y el segundo inmediatamente al lado del primero y considerando que no hay prácticamente cauce mayor o de expansión sobre la margen izquierda del río.

Para el puente en Km. 134.575 resultaría entonces:

$$Q = 41.81 \times \sqrt{\frac{2g \times 1.20}{\frac{1}{0.88 \times 7.29^2} + \frac{1}{1.21 \times 8.49^2}}} = 41.81 \times 48.69 = 2035.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Reduciendo ahora este caudal a la proporción que correspondería a la altura de escurrimiento enteramente libre debajo de la viga — 6.70 m. se obtiene: $6.70/7.29 \times 2.035.73 = 1872 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para el puente en Km. 134.709, resultaría:

$$Q = 100 \times \sqrt{\frac{2g \times 1.20}{\frac{1}{0.88 \times 3.08^2} - \frac{1}{1.21 \times 4.28^2}}} = 100 \times 17.75 = 1.775 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En este puente la cuerda inferior de la superestructura se encuentra a un mayor nivel que el agua, aguas abajo, de modo que no existe obstrucción de la viga al escurrimiento. No hay pues reducción que hacer.

Para el puente en Km. 135.090, resultaría:

$$Q = 38.25 \times \sqrt{\frac{2g \times 1.20}{\frac{1}{0.86 \times 3.18^2} - \frac{1}{1.21 \times 4.38^2}}} = 38.25 \times 18.09 = 691.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Reduciendo ahora este caudal a la proporción que correspondería a la altura de escurrimiento enteramente libre debajo de la viga 2.97 m. se obtiene: $2.97/3.18 \times 691.9 = 646 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si se admitieran estos caudales, calculados a grosso modo, teniendo en cuenta la velocidad de llegada del agua, se llega a tener como caudal que ha pasado por el Río Salado, cerca de Villanueva:

Kilómetro	131.575	1872.—
	» 134.709	1775.—
	» 135.090	646.—
	Sobre la vía (pág. 111)	103.—
		Total 4396 m. ³ /s.

LINEA CAÑUELAS - LAS FLORES

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la estación Gorchs. Creciente Agosto-Septiembre 1913. (Fig. 53).

El Río Salado en esta parte es muy explayado. En la creciente de 1913 las aguas se extendieron sobre un ancho de más de 9 kilómetros o sea entre Km. 126 y Km. 135.300.

Para el paso de las aguas hay un puente de 177 m. de luz en Km. 131.545 esto es en el cauce principal del río y seis puentes auxiliares distribuidos sobre el cauce mayor.

- F.C.S. - LINEA CAÑUELAS - LAS FLORES -
 CRUCE DE LAVIA DEL F.C.S. CON EL RIO SALADO CERCA DE LA EST. GORCHS
 CRECIENTE AGOSTO - SEPTIEMBRE 1913
 ESCALAS HORIZ. 1:10000 VERT. 1:100

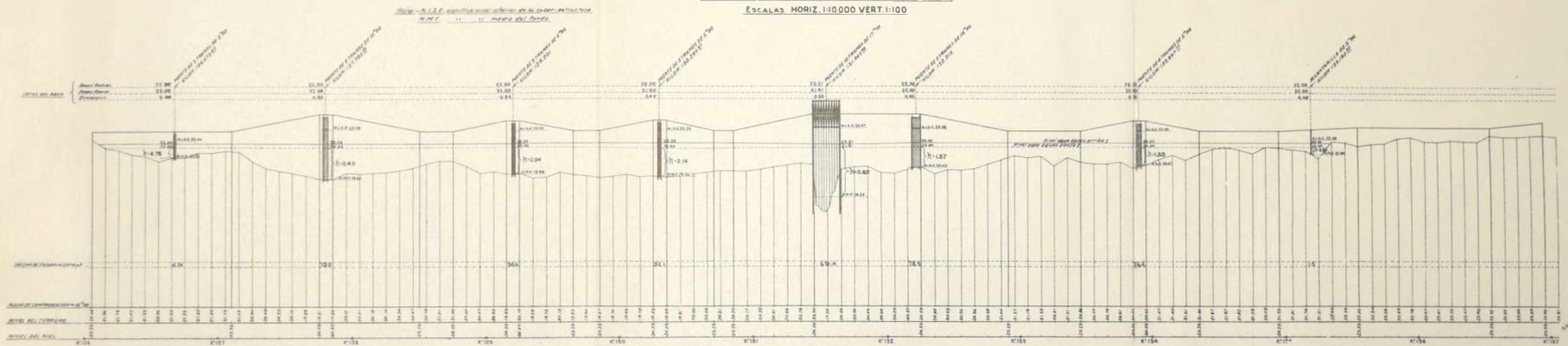


Figura 53

M. ...

F. C. S.
INUNDACIONES
 LINEA CAÑUELAS—LAS FLORES
 CRUCE DEL RIO SALADO ENTRE Z. V. DORNA Y GORCHS
 ESCALA 1:250
 KIL. 131.500

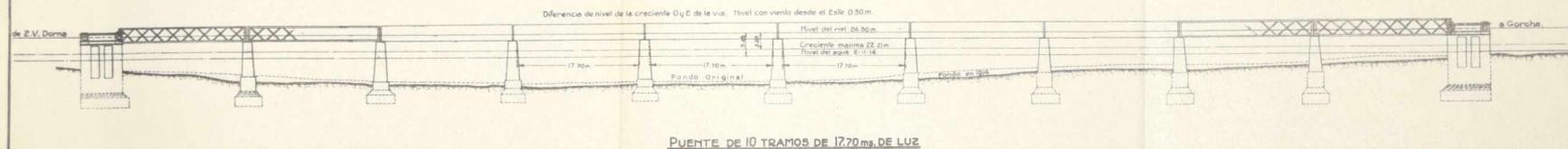


Figura 54

Las erosiones de 90 centímetros a 1,20 metros que se observan en el relevamiento del fondo becho en 1914 y comparado con el perfil primitivo, justifican la velocidad reducida y por consiguiente el caudal.



Figura 55

Línea Cañuelas - Las Flores entre estaciones Vilela Dorna y Gorchs. — Vista tomada en Km. 128.000, mirando hacia el Sur, mostrando socavamiento y relleno de piedra al lado Este de la vía. 23/9/1913.

— F.C.S. — LINEA EMP: LOBOS — SALADILLO —
CRUCE DE LAVIA DEL F.C.S. CON EL RIO SALADO CERCA DE LA EST. ROQUE PEREZ
 CRECIENTE AGOSTO — SEPTIEMBRE 1913.
 ESCALAS HORIZ. 1:5.000 VERT. 1:100

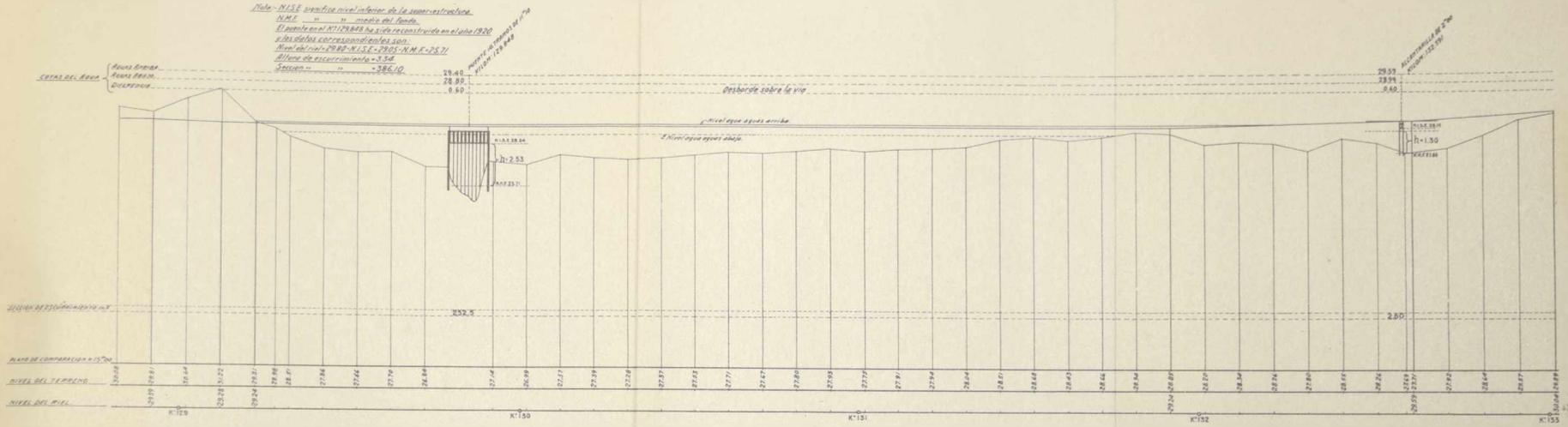


Figura 56

Según los datos registrados en el archivo del F. C. S. el agua llegó a tener un nivel de 22.30 aguas arriba y 22.00 aguas abajo en todos los puentes, con excepción del puente en Km. 130.295 y Km. 131.545 para los cuales los niveles de agua, arriba y aguas abajo eran respectivamente 22.30 y 21.90 para el primer puente mencionado y 22.21 y 21.91 para el segundo puente.

Aplicando para el cálculo del caudal la fórmula:

$$Q = 0.09 \times \text{sección} \times \sqrt{2g z} \text{ se obtiene}$$

Puentes	Altura h.	Luz	Sección m ²	Velocidad m/s.	Caudal m ³ /s.
Km. 126.672	0.79	6.00	4.74	2.43	10.4
» 127.795	2.40	30.00	72.00	2.43	157.5
» 129.201	2.04	15.00	30.60	2.43	67.0
» 130.295	2.14	15.00	32.10	2.80	80.9
» 131.545	3.68	177.00	651.40	2.43	1424.6
» 132.216	1.57	50.00	78.50	2.43	171.6
» 133.897	1.33	20.00	26.60	2.43	58.1
» 135.192	0.50	3.00	1.50	2.43	3.2
Total m. ³ /s.					1973.3

Dado lo explayado del cauce no debe suponerse que ha habido mucha correntada en dirección normal a los puentes auxiliares, pero sí debe forzosamente haber habido marcada corriente en el cauce propio del río o sea: debe haber habido una cierta velocidad de llegada del agua que pasó por aquel puente. Haciendo el cálculo correspondiente, resulta:

$$Q = 177 \times \sqrt{\frac{2g \times 0.30}{\frac{1}{0.9425^2 \times 3.68^2} - \frac{1}{1.21 \times 3.98^2}}} = 177 \times 13.8 = 2442.6 \text{ m}^3/\text{s. o sea}$$

1018 m.³/s. más que en el primer caso.

Admitiendo este caudal como bueno, el total volumen que ha pasado por el Río Salado cerca de Gorchs, se elevaría a:

$$1973.3 + 1018 = 2991.3 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Observación: Se vé por los cálculos que preceden que la velocidad para el puente principal es de 2 m. 43 y en consecuencia que esta velocidad debe haber producido socavaciones.

*Inundaciones del Rio Salado entre Saltrador Moria y Roque Pérez, mirando al Norte del puente desde el Kilómetro 130.320, el 20 de septiembre de 1913.
El caudal del Salado alcanzó a 1300 m.3/s.*

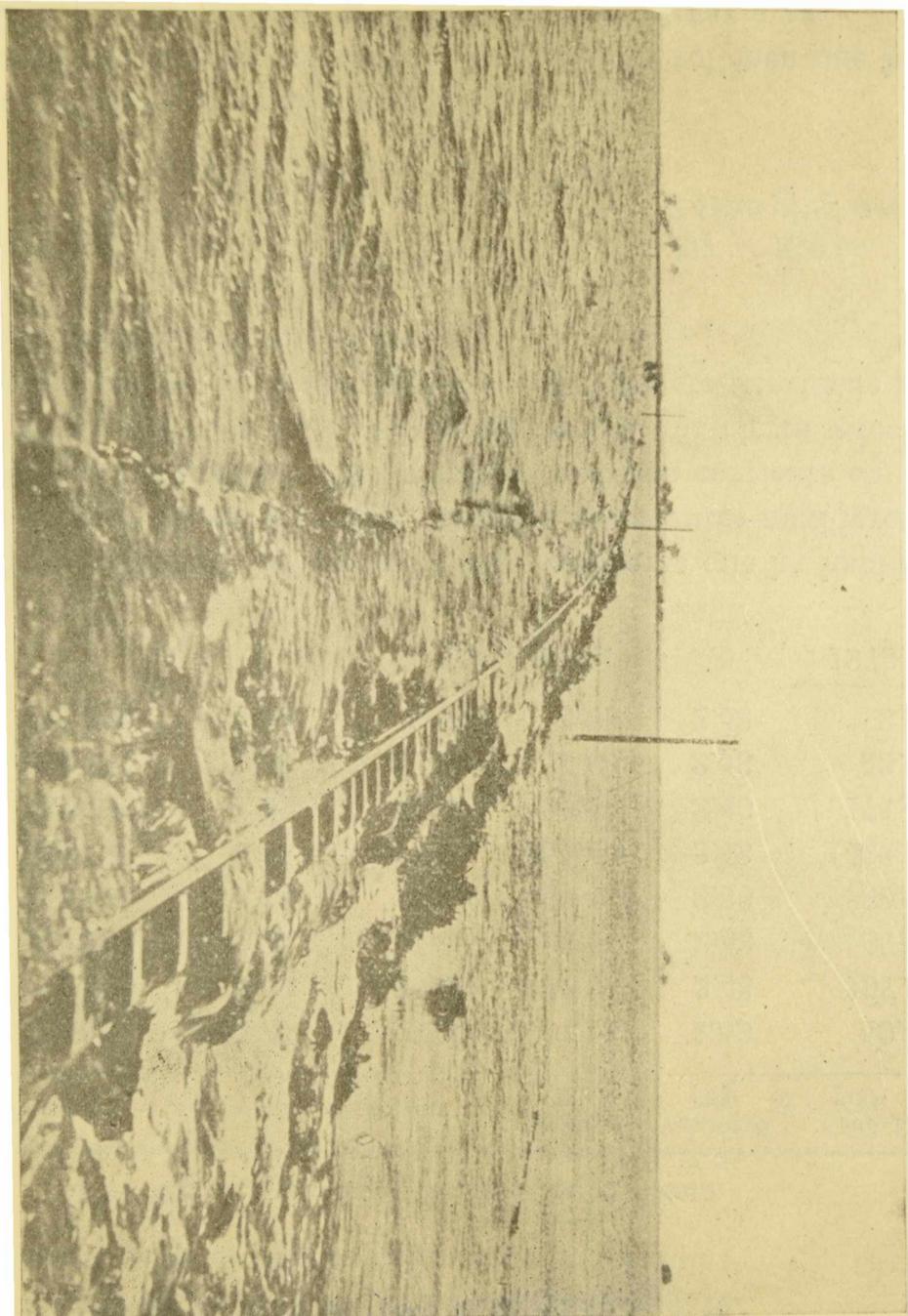


Figura 57

Se observa como el agua empieza por correr entre los durmientes arrastrando el terraplén y posteriormente dejando la vía en el aire, como puede verse por ejemplo en la figura 58, de modo que cuando sobreviene su nivel máximo el espesor de la lámina de agua es mucho mayor que el que resulta si se supone el umbral fijo. Los caudales reales, son pues mayores que los calculados.

En el perfil que existe en las oficinas del F. C. S. de dicho puente se halla indicado el perfil antiguo del lecho del río y el nuevo relevamiento del mismo, efectuado en el año 1914. Se observa excavación en todo el lecho llegando en partes a m. 0.90 y a m. 1.20, (Véase figura 54).

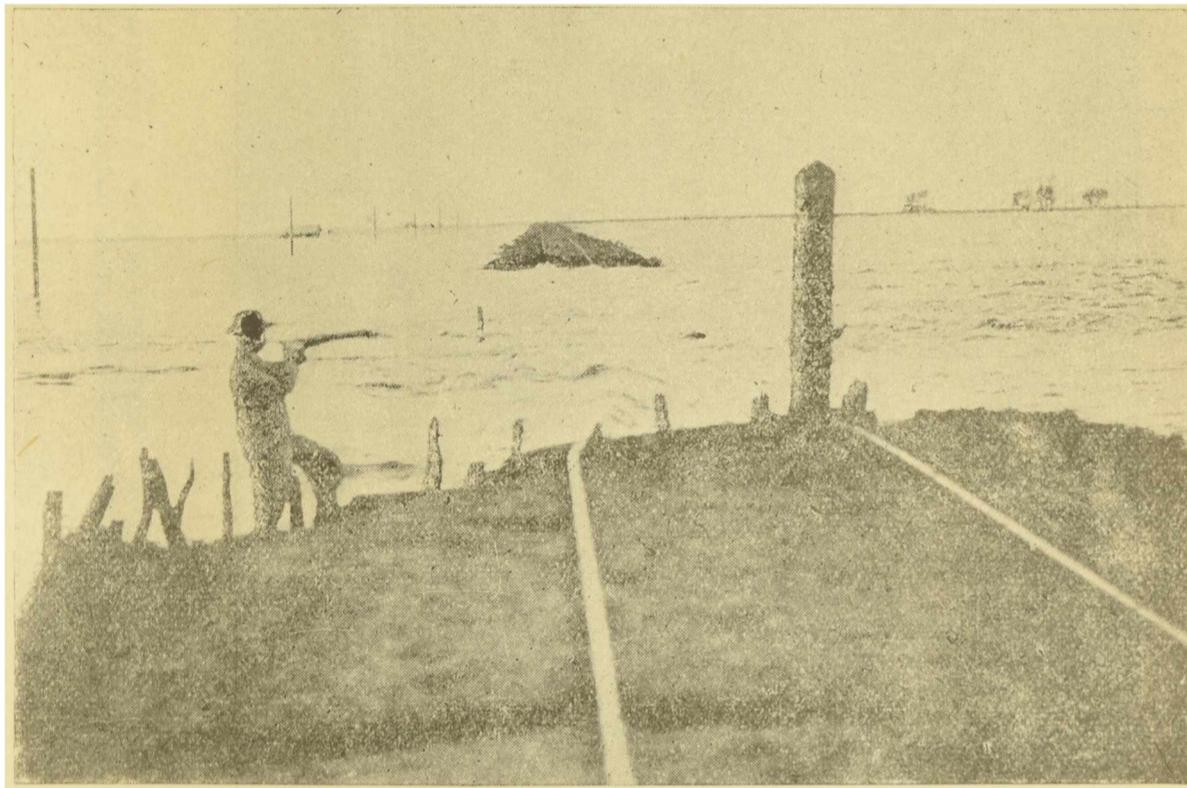


Figura 58

Obsérvese la erosión causada al verter las aguas por sobre los terraplenes de las vías, circunstancia que hace necesariamente mayor el espesor de la lámina de agua y mayor el caudal calculado en consecuencia, suponiendo el terraplén fijo.

LINEA EMPALME LOBOS - SALADILLO

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la Est. Roque Pérez. Creciente Agosto-Septiembre de 1913. (Fig. 56)

Según datos registrados en el archivo del F. C. S. el agua alcanzó el nivel de 29.40 aguas arriba del puente en Km. 129.848. Aguas abajo del puente el nivel del agua era 28.80. Hubo así un remanso de 0.60.

El nivel medio del fondo del río era 25.71 y el nivel de la cuerda inferior de la superestructura era 28.24, de manera que la altura libre del escurrimiento era $28.24 - 25.71 = 2.53$ m.

La luz efectiva medida normalmente a la corriente es 9.98 m. por cada tramo o sea en total 99.80.

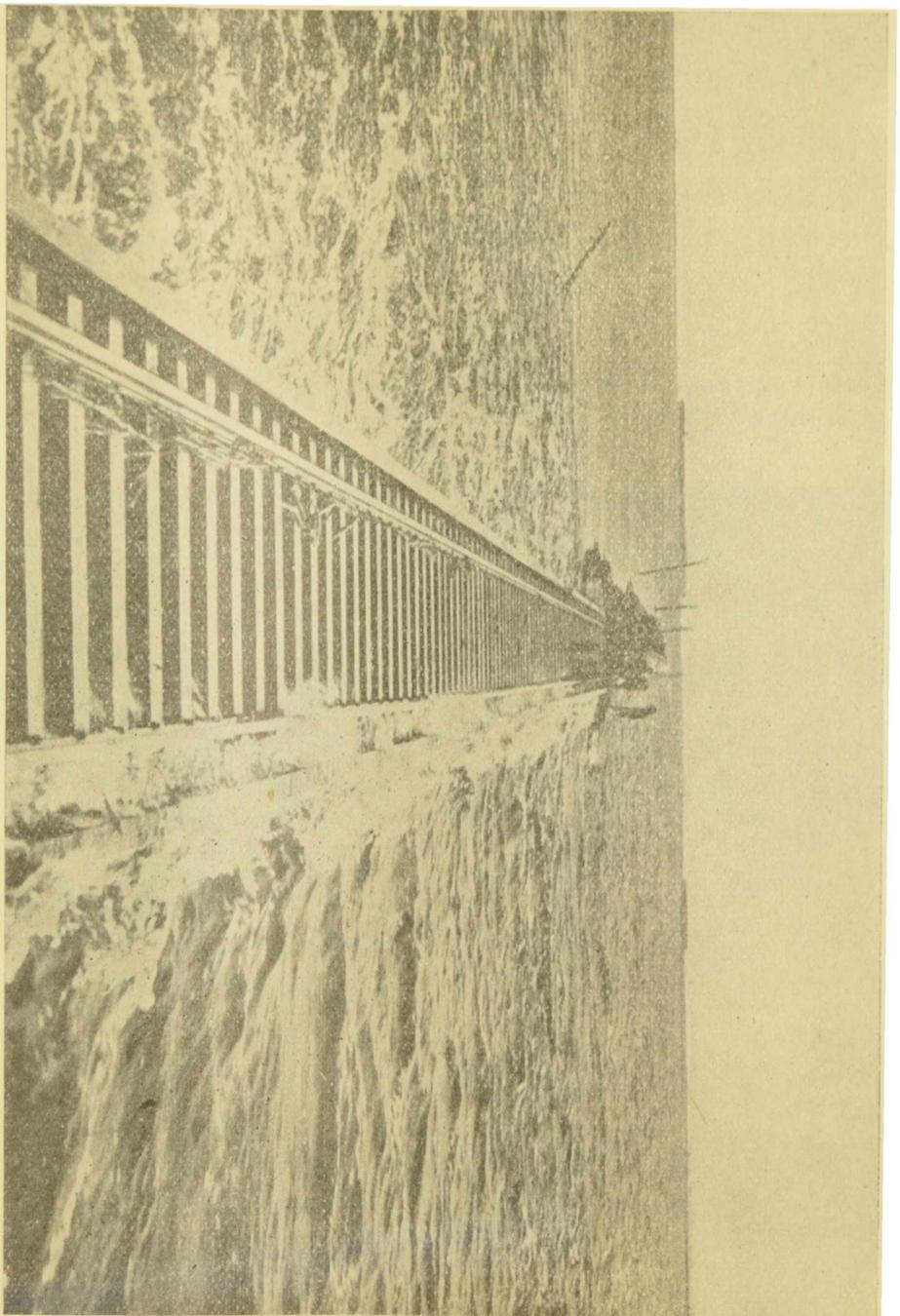


Figura 59

Inundaciones del Río Salado entre Salvador María y Roque Pérez, mirando hacia el sur y mostrando la corriente de agua a través del puente. Septiembre 20 de 1913. El caudal del Salado alcanzó a 1300 m³/s.

F.C.S. EMP. LOBOS 25 DE MAYO
CRUCE DEL RIO SALADO CERCA DE ERNESTINA
—ESCALAS = 1:100—

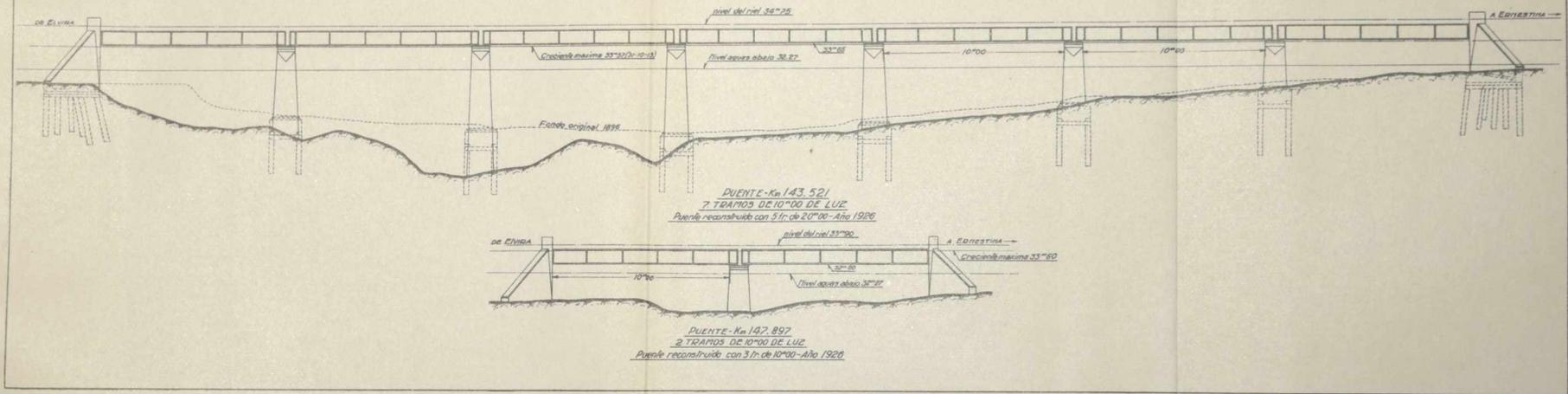


Figura 60

La enorme erosión causada por esta creciente justifica la velocidad deducida y por consiguiente el caudal de 943 m.³/s.

La sección libre para el escurrimiento, resulta así:

$$99.80 \times 2.53 = 252.5 \text{ m.}^2.$$

El caudal calculado en función del desnivel registrado es:

$$Q = 0.9 \times 252.5 \times \sqrt{2 g \times 0.60} = 779 \text{ m.}^3/\text{s.}$$

El método de calcular el caudal, usado arriba, no toma en cuenta la velocidad de llegada del agua. Por falta de datos se puede para el presente caso suponer que todo el caudal que pasa por el puente llegara concentrado en el cauce central del río.

Si se prescindiera de la obstrucción de la viga resultaría:

$$Q = 99.80 \times \sqrt{\frac{2 g \times 0.60}{\frac{1}{0.935^2 \times 3.09^2} - \frac{1}{1.21 \times 3.69^2}}} = 99.80 \times 14.1 = 1407 \text{ m.}^3/\text{s.}$$

Reduciendo ahora el caudal así obtenido a la proporción que correspondería a la altura de escurrimiento enteramente libre debajo de la viga 2.53 m. se obtiene:

$$Q = \frac{2.53}{3.09} \times 1407 = 1152 \text{ m.}^3/\text{s.}$$

Si se admitiera este caudal como bueno, el total que pasado por el Río Salado cerca de Roque Pérez, sería:

Km. 129.848	1152.—
» 133.184	10.4
Vertido sobre la vía (pág. 112)	138.—
	1300.4 m. ³ /s.

LÍNEA EMPALME LOBOS-25 DE MAYO

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la Estación Ernestina. Creciente Agosto-Septiembre 1913. (Fig. 60)

Para el paso de las aguas el F C. S. tiene un puente de 7 tramos de 10 metros en Km. 143.520 sobre el cauce principal y un puente de 2 tramos de 10 metros en kilómetro 142.897 en el lecho mayor.

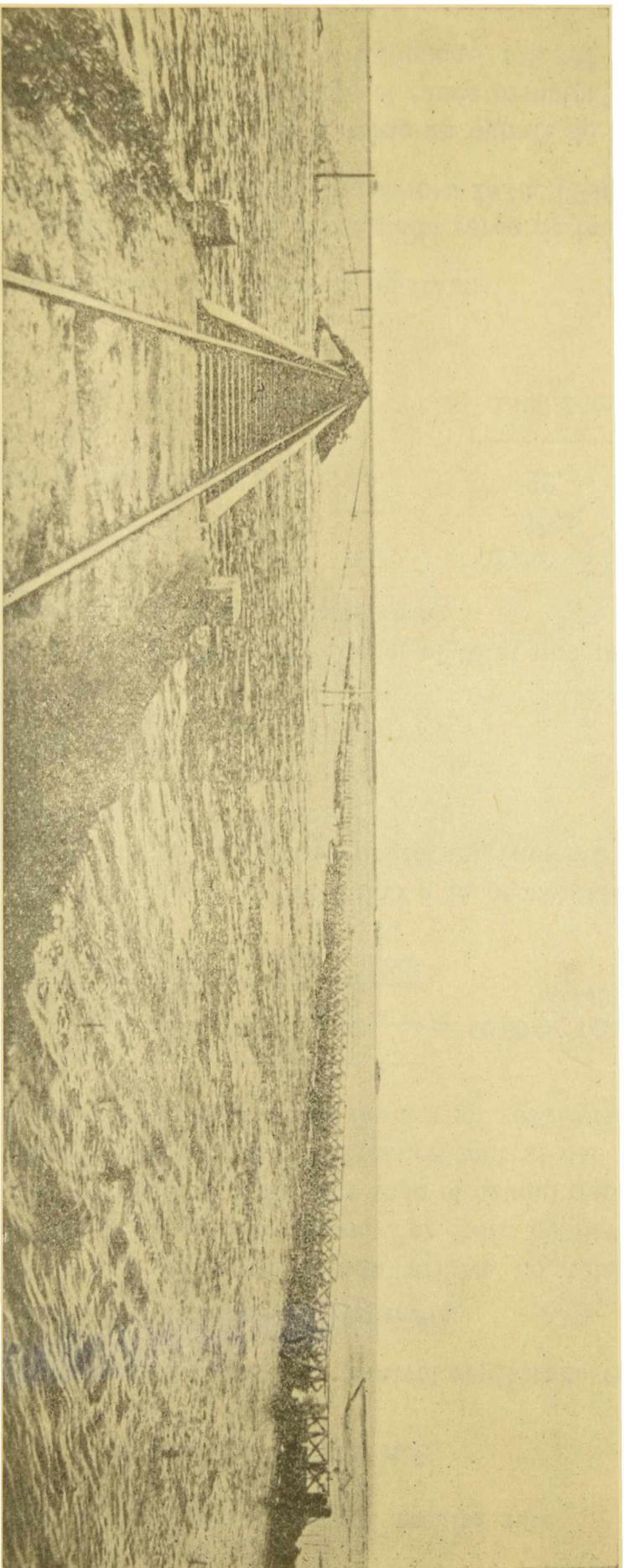


Figura 61

Inundaciones del puente sobre el Rio Salado, cerca de Ernestina, mirando hacia el Norte y mostrando el camino y puente carretero en el lado Este.
Septiembre 21 de 1913. El caudal del Salado alcanzó a 943 m.³/s.

	Puente Km. 143.520	Puente Km. 142.897
Nivel del riel (centro)	34,75 33,93
Nivel del agua, aguas arriba	33,57 33,57
Nivel del agua, aguas abajo ..	32,27 32,27
Remanso	1,30 1,30
Nivel del fondo medio	30,17 30,83
Altura del escurrimiento ...	2,10	1,44
Sección de escurrimiento	147,— m ² .	28,8 m ² .
Velocidad media $\sqrt{2 g \times 1,30} =$	5,03 m s.	5,03 m s
$Q = 0.9 \times 147 \times 5.03 =$	$669 \text{ m}^3/\text{s}.$	$Q = 0.9 \times 28.8 \times 5.03 =$
		$131 \text{ m}^3/\text{s}.$
	$\text{Total} = 669 + 131 = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$	

CÁLCULO DEL CAUDAL TENIENDO EN CUENTA LA VELOCIDAD DE LLEGADA DEL AGUA

Puente en Km. 143.520 cerca de Ernestina. Tomando en cuenta la velocidad de llegada.

$$Q = 70 \times 5.03 \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{0.935^2 \times 2.10^2} - \frac{1}{1.21 \times 3.4^2}}}$$

= 352.1 x 2.307 = 812 m.³|s.

El caudal total sería en este caso:

Total: 812 + 131 = 943 m³|s.

La enorme erosión causada en el puente de Ernestina después de haber arrastrado una capa de tosca de 0.60 m. y haber socavado el terreno siguiente formado de gruesa grava calcárea, todo esto justifica también la velocidad calculada de 5.03 m|s. para ese puente y en consecuencia el procedimiento de cálculo.

CONSIDERACIONES SOBRE LOS CAUDALES OBTENIDOS PARA EL SALADO EN LA CRECIENTE DE AGOSTO - SEPTIEMBRE DE 1913

Los procedimientos de cálculo empleados nos dan caudales sólo aproximados, de modo que tanto lo pueden ser por defecto como por exceso y ellos son los únicos medios de que disponemos para

formarnos una idea de los mismos, superior a cualquier estimación caprichosa.

Dije que tanto podían serlo por defecto y un ejemplo ilustrará esta aserción. Se ha calculado por ejemplo el caudal vertido por sobre la vía entre el puente del F. C. S. y Guerrero en $845 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para efectuar esta estimación se calculó la altura media de la lámina vertiente que resultó ser 0,48 m. y se le aplicó la fórmula conocida de Lesbros.

$$\text{La fórmula es: } Q = 0,385 l h \sqrt{2 g h}$$

es decir que nos dá el caudal en función de la potencia $3/2$ de la altura del agua, aguas arriba del umbral, sobre el mismo y suponiendo ésto invariable.

Es evidente que antes de alcanzar esta altura máxima de 0.48 m. sobre los rieles ha comenzado por verter una lámina más delgada y conjuntamente la erosión del terraplen. Esto puede verse en las fotografías adjuntas. (Figs. 57 y 58). No es pues difícil que quedando el terraplén destruído o rebajado, cuando la superficie del agua haya llegado a 0.48 m. sobre el nivel primitivo de los rieles, el espesor de la lámina de agua haya sido el doble.

En esta hipótesis el gasto calculado de $845 \text{ m}^3/\text{s}$. habría que multiplicado por $2 \frac{3}{2}$ o sea por el coeficiente 2,83 en el primer caso, lo que nos daría para el caudal un valor de $2390 \text{ m}^3/\text{s}$. como vertido por sobre el terraplén, en vez de los $845 \text{ m}^3/\text{s}$. consignados.

También los niveles del F. C. S. indican que forzosamente debe haber vertido agua por sobre los rieles, del puente hacia la izquierda del mismo, pero como no he hallado los datos en el archivo, he preferido no consignar los cálculos respectivos.

Iguales observaciones cabría hacer con respecto a los puentes de Villanueva, Gorchs y Roque Pérez donde las aguas al igual que en Guerrero, vertieron sobre las vías, dejando los durmientes sostenidos por los rieles y pudiendo ser los caudales estimados menores que los reales.

Que los caudales no son exagerados para lo escurrido por los puentes podemos darnos cuenta de ello facilmente.

En el informe del F. C. S. sobre la cuenca del Vallimanca contiene la afirmación de que: «La tierra dura de esta Provincia (Buenos Aires) debe tener bastante firmeza para aguantar una velocidad de $150 \text{ m}/\text{s}$.» Pág. 280.

Esto ha de ser particularmente cierto para el cauce del Salado, formado en su mayor parte de tosca arcillosa y en donde el terreno blando ha sido arrastrado por las aguas, hace siglos.

Calcula el F. C. S. la velocidad en el fondo por la fórmula (pág. 282).

$$V_B = V_M - 0,472 \sqrt{d}$$

en la cual:

V_B = Velocidad en el fondo.

V_M = Velocidad media.

d = profundidad.

En el puente central de Gorchs llegamos con el primer procedimiento para los caudales a una velocidad media de 2.43 m/s. para una profundidad media de 3.68 m.

La velocidad en el fondo sería:

$$V_B = 2,43 - 0,472 \sqrt{3,68} = 2,43 - 0,472 \times 1,92$$

$V_B = 2,43 - 0,90 = 1,53$ que no puede haber efectuado semejante erosión de acuerdo al F. C. S.

Si usamos la relación de Prony: $V_B = 0,75 V_M$ tendremos:

$$V_B = 0,75 \times 2,43 = 1,82 \text{ m.}$$

que tampoco puede haber efectuado semejante erosión, en tan corto intervalo.

Empleando el segundo procedimiento de cálculo obtenemos para el puente de Gorchs el caudal de 2442 m.³/s. y su velocidad media resulta ser siendo su sección 651,4 m².

$$V_M = \frac{2442}{651,4} = 3,75 \text{ m/s.}$$

de donde:

$$V_B = 3,75 - 0,472 \sqrt{3,68} = 3,75 - 0,9 = 2,85 \text{ m/s.}$$

Esta velocidad es capaz de hacer la erosión que consta en los planos del F. C. S. en el corto intervalo de la crecida de septiembre de 1913.

Usando la relación de Prony tendremos para la velocidad en el fondo:

$$V_B = 0,75 V_M = 0,75 \times 3,75 = 2,83 \text{ m/s.}$$

Por estas razones se ha consignado el segundo procedimiento de cálculo en los puentes colocados en el cauce del río y creo que ello no debe dar valores exagerados.

Relevamientos posteriores en el perfil del fondo de los otros puentes no se han efectuado, pero pareciendo el procedimiento justificado para Gorchs, no hay porqué suponerlo malo para los otros, tanto más que en el puente de Ernestina tenemos otra comprobación. Hemos visto por otra parte que considerando el resalto para el puente central de Gorchs, el caudal resulta 3059 m³|s. en vez de 2442 m³|s.

UNA NUEVA FÓRMULA PARA CALCULAR EL CAUDAL VERTIDO POR
SOBRE TERRAPLENES Y VÍAS FÉRREAS

La publicación «Public Roads — A Journal of Highway Research — United States Department of Agriculture — Bureau of Public Roads — Vol. 11, N^o 2 — April, 1930», trae el resultado de 572 experiencias obtenidas haciendo verter agua sobre terraplenes de caminos y vías férreas, construídas ex-profeso.

Estas experiencias fueron efectuadas por el Bureau of Public Roads of United States Department of Agriculture y el laboratorio hidráulico del State University of Iowa.

En cada experiencia se medía el caudal que pasaba y al mismo tiempo la altura del agua sobre el umbral.

Como resultado de estas experiencias, para cuando el agua vierte libremente por sobre los terraplenes de vías férreas, como es nuestro caso, se llegó a la siguiente fórmula:

$$Q = 3,271 h^{1.47}$$

en la que l y h están medidas en pies y Q en pies cúbicos.

Reduzcamos las medidas al sistema métrico decimal:
Teníamos la fórmula:

$$Q (p^{3/s}) = 3,27 \times L (p) \times H (p)^{1.47}$$

Si en vez de medir L (p) se mide L (m) en metros en el terreno débese multiplicar L (m) por 3.28 (p/m) para entrar en la fórmula.

Igual razonamiento se aplica al valor H (p)

La igualdad resulta pues:

$$\begin{aligned} Q (\text{p}^3/\text{s}) &= 3,27 \times L_{(\text{m})} \times 3,28 (\text{p}/\text{m}) \times \{ H_{(\text{m})} \times 3,28 (\text{p}/\text{m}) \}^{1.47} \\ &= 3,27 \times L_{(\text{m})} \times 3,28 \times H_{(\text{m})}^{1.47} \times 3,28^{1.47} \\ &= 3,27 \times 3,28^{2.47} \times L_{(\text{m})} \times H_{(\text{m})}^{1.47} \end{aligned}$$

El resultado es siempre en pies cúbicos por segundo.

Para convertir en metros cúbicos por segundo, dividiríamos por 3.28^3 .

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = \frac{3,27 \times L \times H^{1.47} \times 3,28^{2.47}}{3,28^3} = \frac{3,27}{3,28^{0.53}} \times L \times H^{1.47}$$

o sea:

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = 1.74 \times L \times H^{1.47}$$

Veamos las diferencias en las fórmulas empleadas.

CAUDAL VERTIDO POR SOBRE LAS VÍAS EN GUERRERO

En las páginas 96 y 107 se consigna que el caudal que pasó por sobre las vías en septiembre de 1913, se estimaba en $845 \text{ m}^3/\text{s}$.

Teniendo en cuenta que para este caso pasó también agua sobre las vías en el terraplén de la margen derecha del puente que no fué computada se tomó para su cálculo la fórmula teórica de Lesbros.

$$Q = 0,385 l h \sqrt{2 g h}$$

l = Largo del umbral 1.490 metros.

h = Altura del agua, aguas arriba del terraplén, sobre el nivel del riel en media 0 m. 48.

Resulta el valor de:

$$Q = 0,385 \times 1490 \times 0,48 \sqrt{2 g 0,48} = 0,385 \times 1490 \times 0,48 \times 3,08 = 845 \text{ m}^3/\text{s}.$$

ya consignados.

Aplicada la fórmula:

$$Q = 1.74 l h^{1.47} \quad \text{resulta:}$$

$$Q = 1.74 \times 1490 \times 0,48^{1.47} = 880 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultado aún mayor que el obtenido.

Para este puente se aplicó la fórmula de Lesbros por las razones anteriormente expuestas, pero para los otros se aplicó la fórmula usada por el F. C. S.

$$Q = 0,25 l h \sqrt{2 g h}$$

Veamos las diferencias:

PUENTE DE VILLANUEVA

Caudal pasado sobre la vía entre Km. 134.650 y Km. 136.900, fué (pág. 99).

$$Q = 0,25 \times 0,12 \times 2250 \sqrt{2 g \times 0,12} = 103,27 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Por la nueva fórmula:

$$Q = 1,74 \times 2250 \times 0,12^{1,47} = 174 \text{ m}^3/\text{s}.$$

es decir que tenemos un resultado de un 69 por ciento mayor.

PUENTE DE ROQUE PÉREZ

El caudal pasado por sobre la vía entre los Km. 129.200 ; 129.900, que se consiguió en la página 105, fué:

$$Q = 0,25 \times 3000 \times 0,12 \sqrt{2 g \times 0,12} = 138 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Con la fórmula $Q = 1,74 l h^{1,47}$ el caudal sería

$$Q = 1,74 \times 3000 \times 0,12^{1,47} = 232$$

es decir un 68 por ciento mayor y el caudal en Roque Pérez hubiese sido en vez de los 1300.4 m³/s., consignados, 1394.4 m³/s. es decir 1.400 m³/s.

Resulta pues que no hay exageración alguna en los caudales.

EL CAUDAL POSIBLE DEL SALADO

Hemos llegado para la creciente Agosto - Septiembre de 1913, para el caudal del Salado en Guerrero a la cifra de 4561 m³/s. por procedimientos que se justifican y cuyo caudal fué ocasionado por la tormenta del 18 al 23 de agosto de 1913.

Este caudal fué debido al Salado Superior que trajo en esa ocasión en Roque Pérez 1300 m.³|s. y a lluvias caídas en su margen Norte y en la parte de la margen Sud comprendida entre el canal 9 y el Salado.

Hago esta afirmación, pues aunque es cierto que la cuenca del Camarones rompió el Canal 9 el caudal que arrojó en esa ocasión al Salado no sería mayor de 300 m.³|s. según informaciones fidedignas siendo el resto de las aguas de la cuenca Sud del Salado hasta las Sierras desviadas hacia Dolores por el Canal N° 9. El Saladillo con su reducida luz, (pág. 175) y su escasa variación (pág. 84) y las Flores no llevaron tampoco grandes caudales verificándose esta vez lo que afirmaron Lavalle y Médici respecto a las crecientes del Salado de los años 1854, 1877 y 1884, que sus aguas no provienen de la cuenca Sud ni del Saladillo o de Las Flores, sino de su tronco superior y de sus márgenes.

Se ve cuan inconsistente es la teoría de que la parte al S. del colector es la que inunda la baja, teniendo en cuenta que Las Flores con 10.294 Km² arrojó en 1919 aproximadamente 1124 m.³|s. (pág. 333) y en 1913 la cuenca de los canales 9 y 11 sólo 300 m.³|s. con doble extensión y lluvia similar.

El caudal máximo del Salado en 1913 fué originado por una precipitación de más o menos 100 mm. caída a lo largo de esta franja del curso del Salado, según puede verse en el plano de las insohietas respectivas. (Fig. 45).

Ahora bien, la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 pudo producirse en vez de la del 18 al 23 de agosto de 1913 y descargar su mayor precipitación en el cauce del Salado.

Tendríamos así una precipitación de más de 200 m.m. es decir doble, en tres días, esto es, casi la mitad de tiempo en una extensión de más o menos 36.000 Km.² de cuenca que forma esta franja.

En igualdad de condiciones los caudales son el producto de la sección por la velocidad:

$$Q = S V$$

La sección la podemos suponer proporcional a la precipitación y la velocidad proporcional a la raíz cuadrada del radio medio o sea también a la raíz cuadrada de la precipitación:

$$Q = K_1 h \sqrt{K_2 h} = K h^{3/2}$$

Resulta así el caudal proporcional a la potencia $3/2$ de la precipitación.

La precipitación de la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 resultando así doble de la ocurrida del 18 al 23 de agosto de 1913 para obtener una idea grosera del nuevo caudal, supuesta igual pendiente e igual estado de la cuenca tendríamos que multiplicar el anterior caudal por $2^{3/2}$ o sea:

$$4561 \text{ m}^3\text{/s.} \times 2^{3/2} = 4561 \times 2,83 = 12.900 \text{ m}^3\text{/s.}$$

$$\text{puesto que } Q = (2 \text{ h})^{3/2} K = 2^{3/2} K \text{ h}^{3/2} = 2^{3/2} Q$$

Consultando el diagrama de Fuller vemos que el caudal a esperar de una tal cuenca estaría comprendido entre 15.000 m³/s. y 20.000 m³/s. para períodos entre 100 y 1000 años. (Figs. 137 139 y 139 a).

Nuestro raciocinio, no es pues absurdo. (Ver página 386).

Esta creciente pudo, pues, ser evitada y esta lluvia totalmente almacenada para darle luego salida paulatina. Basta comparar la precipitación de septiembre de 1913 por la de mayo del mismo año, con la de la tormenta de marzo de 1900 y con la otra del 15 al 28 de marzo de 1926. Se adjunta un gráfico de las precipitaciones que precedieron estas lluvias en la zona inundable para el año 1913. (Figura 46).

LLUVIAS DEL MES DE MAYO DE 1913

Se observó ya en la figura 46 los excesos considerables de marzo, abril y mayo, lo cual puede también observarse en la figura 111 y es particularmente notable el caso del mes de mayo, cuya precipitación mensual es la máxima del año y, sin embargo, produjo insignificantes variaciones de caudal como puede comprobarse en la figura 115. Esta escasa variación de caudal originada por estas copiosas lluvias de mayo, significa un almacenamiento integro de una tormenta mayor que la de agosto de 1913, en precarias condiciones, es decir con la tierra saturada y los bajos semicolmados. Esta lluvia prueba sin la menor duda una capacidad superior a 300 mm. con los bajos reducidos a su estado normal.

Se ve por la planilla de lluvias que se adjunta, que la mayor precipitación ocurrió del 2 al 7 de mayo, es decir en 5 días, pero de acuerdo al método de Chamier (página 314), tardando

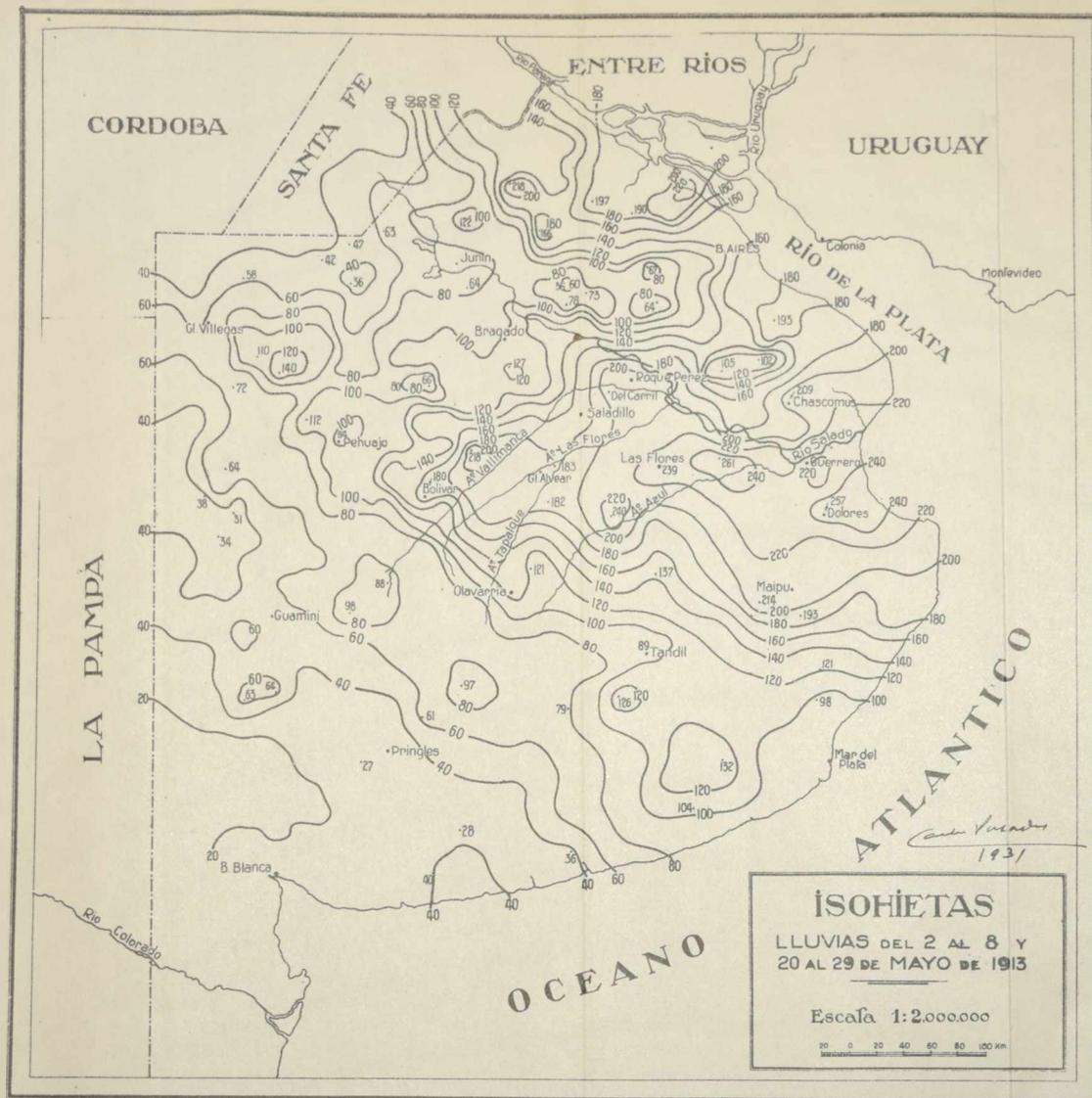


Figura 62
ISOHIETAS. — Lluvias del 2 al 8 y del 20 al 29 de mayo de 1913

De acuerdo al método racional de Chamier, debe computarse en una cuenca, la lluvia caída en el intervalo de tiempo que tarda el líquido en recorrer la cuenca desde su punto más apartado, aproximadamente un mes para el Salado.

En esta lluvia que propiamente ocurrió su principal precipitación del 2 al 20, cayeron en los 87067 Km.² de esta cuenca del Salado 12.825 Hm.³ y que llevó el Salado su caudal de 89 m.³/s. que tenía a mediados de mayo a 235 m.³/s., a fines de junio y principios de julio, es decir, aumentó sólo 146 m.³/s. (fig. 115).

En la tormenta del 18 al 23 de agosto de 1913, se precipitaron en la misma cuenca 9769 Hm.³ y el caudal llegó a 4561 m.³/s.

Es también superior a la precipitación de septiembre de 1900 en esta misma cuenca, que fué de 9516 Hm.³ y que llevó el caudal del Salado a 1120 m.³/s. y superior también a la de los meses de mayo y agosto de ese año que llevaron el caudal a 1084 m.³/s. (pág. 62) y ligeramente inferior a la de abril de 1915 que fué de 13.269 Hm.³ y llevó el caudal del Salado en Guerrero a 1400 m.³/s. (pág. 125).

La cuenca de los canales 9 y 11 recibió una precipitación media de 167,6 mm. y una total de 3378 Hm.³, resistiendo perfectamente el Canal 9, es decir, almacenándose completamente.

Esta precipitación es superior a los 2773 Hm.³ caídos del 18 al 23 de agosto de 1913 y a los 1266 Hm.³ caídos del 15 al 16 de agosto de 1922, en esa misma cuenca y que ambas ocasionaron la rotura del Canal 9. Fué también inferior a la ocurrida en esta misma cuenca en las lluvias del 7 al 25 de abril de 1914 (figura 63), que en total sumó 3850 Hm.³, almacenándose íntegramente, a tal punto, que en unas brechas antiguas del Canal 9 en el Hm. 866 y en el Hm. 1030, recién el 12 de julio comenzó a salir agua.

Influencia de la evaporación de la estación estival en la regeneración de la capacidad de las depresiones del suelo, resultando idéntico al que se obtendría con un drenaje.

un mes aproximadamente en producirse el máximo en Guerrero, corresponde tomar toda la lluvia caída en este intervalo, habiéndose considerado por esta razón las precipitaciones del 2 al 29 de mayo.

Los años 1911 y 1912 y los meses que precedieron a las precipitaciones de mayo de 1913, colmaron los bajos y dejaron la tierra saturada, elevando el nivel de la napa freática, es decir, colocando a la cuenca en las peores condiciones, para almacenar una copiosa tormenta.

Merece tener presente el cuadro (pág. 116) para mayor claridad.

Debe recordarse que las tormentas de agosto de 1913 y de agosto de 1926, ocasionaron la rotura del canal 9 y la de mayo de 1913 con mayor precipitación no hizo daño alguno en el mismo.

La tormenta de agosto de 1913 llevó el caudal en Guerrero a 4.561 m³/s., y en cambio la de mayo de 1900 con mayor precipitación, no ocasionó mayores variaciones de caudal.

MAYO DE 1913

DETALLE DIARIO DE LAS LLUVIAS EN LA CUENCA DEL SALADO

Fechas	Las Flores	Tandil	Olavarría	Chascomús	Saladillo	Bragado
1	—	—	1,0	—	—	—
2	48,0	13,0	15,0	28,0	50,0	11,0
3	19,0	14,0	42,0	50,0	9,0	13,0
4	27,0	21,0	35,0	23,0	36,0	42,0
5	18,0	16,0	9,0	—	18,0	4,0
7	5,0	6,0	6,0	21,0	3,0	—
19	—	4,0	62,0	—	—	—
20	50,0	18,0	6,0	72,0	23,0	26,0
21	—	—	—	22,0	—	—
23	—	—	1,0	—	—	—
26	6,0	—	—	11,0	—	22,0
27	—	—	5,0	6,0	—	7,0
29	2,0	—	—	10,0	—	—
31	—	—	2,0	—	—	—
Sumas ...	175,0	92,0	184,0	243,0	139,0	125,0

LLUVIAS DEL 2 AL 8 Y DEL 20 AL 29 DE MAYO DE 1913

CUENCAS DIVERSAS	Extensión en km ²	Precipitación	
		Media en mm.	Total en Hm. ³
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A	51.468	144,5	7.437
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el Colector) tributaria de los canales 1-2; 3-5; 6-7; etc., J, I, H, E, J	27.021	162,0	4.377
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 sin tener en cuenta el Colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	167,6	3.378
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 sin tener en cuenta el Colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	167,6	3.378
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluída la tributaria de los canales 9 y 11. G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	151,0	10.298
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües) es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout. I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	147,3	12.825
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout. M, K, J, E, M	29.357	170,0	4.987
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	118,4	1.523
Cuenca del Vallimanca según el (F. C. S.). Y, A, A1, C1, D1, B1, Y	18.800	93,9	1.765
Cuenca al N. del Vallimanca y tributaria del mismo. Y, A, B, Q, Y	9.300	145,2	1.350
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) Y, X, F, V, W, Y	10.294	142,3	1.465
Zona I de Mercau U, I, J, E, U	16.298	143,6	2.340
Zona II de Mercau U, I, J, D, Z, U	18.024	156,7	2.824
Zona IV de Mercau O, P, U, E, O	18.014	206,0	3.711
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L hasta Meridiano V	50.400	66,0	3.326

CUADRO COMPARATIVO

CUENCAS DIVERSAS	Extensión en Km.2	Precipitaciones en mm.		
		Lluvias de mayo de 1913	18 al 23 de agosto de 1913	15 al 16 de agosto de 1922
Cuenca directa y tributaria del Salado excluída la tributaria de los canales 9 y 11. G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	151,0	104,6	--
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües), es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout. I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	147,3	112,2	--
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el Colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	167,6	137,6	62,9

La diferencia de evaporación de los meses de mayo 40 mm. y agosto 22.5 mm. (página 235), no pudo por otra parte haber influído.

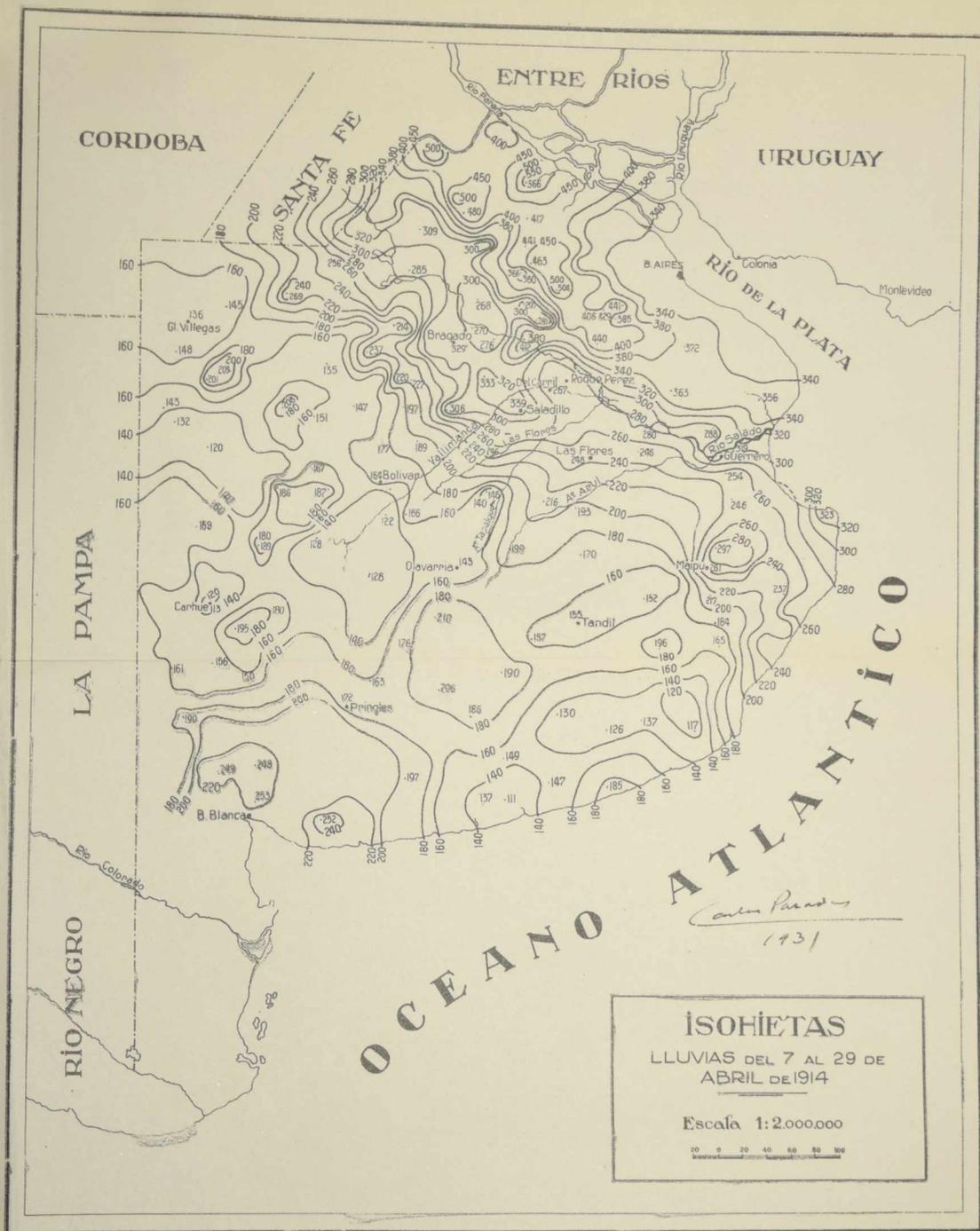


Figura 63

ISOHIETAS. — Lluvias del 7 al 29 de Abril de 1914

En esta tormenta precipitaron en los 27.067 Km.2 de cuenca del de 20.025 Hm.3, llevando al caudal del Salado a 1055 Hm.3 a fines de mayo de 89 m.3/s que tenía en abril. (Fig. 116).

Por consiguiente igual a la de marzo de 1900, cuando se almacenaron 20.374 Hm.3 en ocasionar mayor aumento de caudal (fig. 34).

Se verifica en esta ocasión una vez más, la afirmación de Lavalle y Molino a propósito del caudal del Salado (pág. 7) del informe manuscrito original. «Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las informaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1872 y 1884, fueron producidas más bien por lluvias del Norte y Oeste, que por las del Sur, de donde llegan las aguas por los Arroyos Saladillo y Las Flores».

El Canal 9 tenía dos brechas antiguas en el Hm. 2066 y en el Hm. 1030 que recién el 15 de Julio comenzaron a verter aguas, lo que prueba el derrame nulo de la cuenca Sur del Salado.

Estando la tierra saturada y por consiguiente, absorción casi nula no queda otra explicación que la influencia de la evaporación de la estación estival precedente en la regeneración de la capacidad de la cuenca y la prueba irrefutable que con un drenaje equivalente en el semestre de invierno se lograría regenerar, también en la medida suficiente la capacidad de la cuenca.

Que el Salado es suficiente, lo prueba el diagrama del gasto anual, (fig. 115).

AÑO 1914

El año 1914 figura en la planilla de las precipitaciones anuales de la Provincia de Buenos Aires (página 50) con 1.495 mm., siendo el año más lluvioso de toda la serie y en el cual las inundaciones produjeron el mayor daño, por la persistencia de las lluvias, aunque el caudal máximo del Salado fuese bien inferior al del año 1913.

Hubo en el año 1914 una gran tormenta que ocurrió del 7 al 29 de abril. La precipitación en los 87.067 km². de cuenca del Salado, fué del 7 al 17 de abril sólo de 47 mm., de modo que la mayor parte de la precipitación total que sumó 230 mm ocurrió del 22 al 29, como puede verse por el detalle diario de las lluvias que se adjuntan para varias localidades de la Provincia.

DETALLE DIARIO DE LAS LLUVIAS

Fechas	G. Lavalle	Las Flores	Tandil	Olavarría	Chascomús	Saladillo	Bragado
7	—	2,0	—	35,0	—	28,0	52,0
8	3,1	5,0	4,0	7,0	—	7,0	9,0
9	9,1	—	1,0	1,0	—	—	—
12	9,6	—	—	—	10,0	—	—
13	—	—	—	—	1,0	—	—
14	—	—	—	—	—	2,0	—
15	—	3,0	4,0	—	—	8,0	9,0
16	54,4	7,0	—	—	45,0	8,0	—
17	3,6	—	—	—	2,0	—	—
21	—	2,0	—	5,0	—	—	—
22	66,0	73,0	42,0	28,0	186,0	160,0	170,0
23	44,8	14,0	12,0	2,0	53,0	30,0	17,0
24	0,4	—	—	—	—	—	2,0
25	36,1	33,5	24,0	35,0	33,0	35,0	22,0
26	3,8	3,0	1,0	—	9,0	2,0	7,0
27	83,3	96,0	50,0	28,0	31,0	71,0	31,0
28	—	—	—	—	—	—	—
29	8,0	8,0	4,0	2,0	6,0	10,0	10,0
Sumas	323,2	248,5	142,0	143,0	376,0	361,0	329,0

La precipitación total fué de 20.025 hm³. para los 87.067 km². de cuenca del Salado y si le agregamos 7.449 hm³., más, caídos en la zona al Oeste hasta Meridiano V. tenemos 27.474 hm³., que es la precipitación en la cuenca del Salado, de la Provincia, la más copiosa que se registra, mayor que la lluvia del 15 al 28 de marzo de 1926, que suma 21.626 hm³. para esta extensión.

Es ligeramente inferior a la ocurrida en marzo de 1900 (página 61), que fué 20.374 hm³., para los 87.067 km². de cuenca del Salado y faltando para esta última los datos de la zona Oeste hasta Meridiano V. de 50.400 km².

LLUVIAS DEL 7 AL 29 DE ABRIL DE 1914

Cuencas diversas	Extensión en Km ²	Precipitación	
		Media en mm.	Total en Hm ³
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A	51.468	170,0	8.750
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1-2; 3-5: 6-7, etc., J, I, H, E, J	27.021	205,0	5.539
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el Colector D, F, G, H, I, D	20.158	191,0	3.850
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tri- butaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	241,0	16.435
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües), es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout, I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	230,0	20.025
Cuenca tributaria y directa al mar, según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	207,5	6.087
Cuenca del Vallimanca (Duclout), C, B, A, Y, W, C	12.867	184,0	2.367
Cuenca del Vallimanca según el F. C. S., Y, A, A1, C1, D1, B1, Y	18.800	181,3	3.408
Cuenca al N. del Vallimanca y tributaria del mismo. Y, A, B, Q, Y	9.300	217,5	2.023
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) Y, X, F, V, W, Y	10.294	182,5	1.878
Zona I de Mercau U, I, J, E, U	16.298	173,0	2.820
Zona II de Mercau U, I, J, D, Z, U	18.024	182,8	3.313
Zona IV de Mercau O, P, U, E, O	18.014	257,0	4.630
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Meridiano V	50.400	147,8	7.449

Esta tormenta pudo pues, almacenarse íntegramente si se hubiese ayudado a la evaporación de la estación estival precedente, un drenaje tal que hubiese eliminado parte del considerable exceso que dejaron las inundaciones de 1913 y las

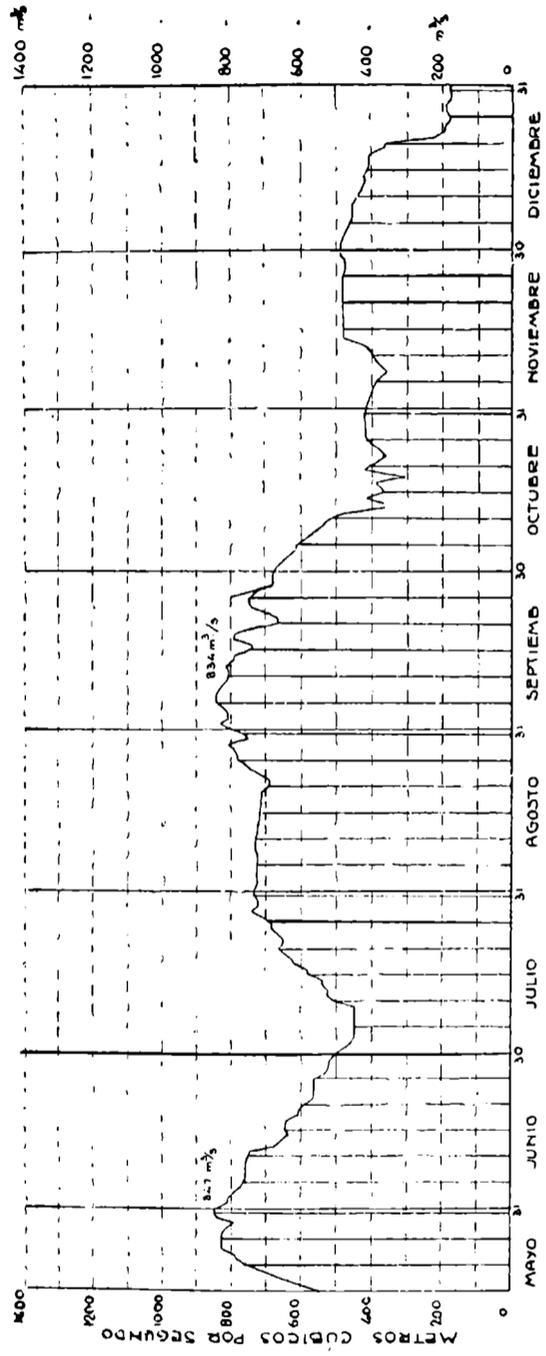


Figura 64

Diagrama del gasto del Salado para el año 1914, según la Dirección de Desagües. No se ha tenido en cuenta el aumento de sección en 11,8 % en el nuevo puente construido en 1910. (Ver figura 116).

Este año fué muy lluvioso, llegando su precipitación anual a 1495 mm. Siendo el caudal medio del Salado sólo 455 m³/s. (figura 116), las inundaciones de este año pudieron fácilmente ser evitadas.

continuas lluvias de los meses que precedieron al mes de abril de 1914 (fig. 112).

Se observa en la citada figura, el efecto moderador que tuvo la precedente estación estival, la que evaporando el agua de las depresiones del suelo, regeneró parcialmente la capacidad de la cuenca contribuyendo en grado sumo para que esta colosal precipitación no ocasionase una catástrofe.

Si las lluvias de agosto de 1913 originaron un caudal de 4.561 m³|s. en Guerrero, éstas de abril de 1914, de más del doble de precipitación debieron a no estar precedidas del verano, originar un caudal en Guerrero tal vez de 10.000 m³|s. (página 113). Se observa (figura 116), que el caudal medio anual del Salado fué sólo de 455 m³|s., de modo que pudo dar abasto ese año.

EL ROL DEL AGUA DE LAS SIERRAS EN ESTA INUNDACIÓN

Dicen los ingenieros Lavalle y Médici, en la página 7 de su informe manuscrito original, refiriéndose al incremento de caudal en Guerrero: «Tanto de los estudios hechos en el terreno, como de las informaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1877 y 1894, fueron producidas más bien por las lluvias del Norte y Oeste, que por las del Sur, de donde llegan las aguas por los Arroyos Saladillo y Las Flores».

Esta verdad que se ha comprobado también en todas las inundaciones generales, se ha verificado en estas inundaciones de mayo de 1914.

La máxima altura de las aguas como consecuencia de las lluvias citadas, la adquirió el Salado en Guerrero del 25 de mayo al 2 de junio, manteniendo su nivel a 2m21, bajo los rieles.

En Roque Pérez del 3 al 5 de mayo, el agua alcanzó un nivel, sólo 0.16 m. más bajo que el 17 de septiembre de 1913, cuando su caudal llegó a 1.300 m³|s. (pág. 86 y pág. 104).

No vertió, en consecuencia, sobre las vías el agua en 1914 como aconteció en 1913.

Como no hay observaciones de remansos, no podemos calcular el caudal, pero podemos inferir que debió aproximarse quedando inferior a 700 m³|s.

Tenemos en consecuencia, al Salado Superior jugando su papel preponderante en esta crecida de 1.055 m³/s. para el puente de Guerrero, de acuerdo con lo que manifestaron Lavalle y Médici, para las inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884.

El Saladillo en Del Carril, según planilla adjunta adquirió del 1º al 7 de mayo su altura máxima 2.28 m. bajo los rieles.

ALTURAS DE LAS AGUAS BAJO LOS RIELES EN EL AÑO 1914 SALADILLO EN DEL CARRIL (Nivel normal a 4,00 metros bajo los rieles)			ALTURAS DE LAS AGUAS BAJO LOS RIELES EN EL AÑO 1914 SALADO EN ROQUE PÉREZ (Nivel normal a 3,00 metros bajo los rieles)		
Fechas	Abril	Mayo	Fechas	Abril	Mayo
1	3,96	2,28	1	3,35	1,07
2	3,96	2,28	2	3,35	0,76
3	3,96	2,28	3	3,35	0,61
4	3,96	2,28	4	3,35	0,61
5	3,96	2,28	5	3,35	0,61
6	3,96	2,28	6	3,35	0,61
7	3,96	2,28	7	3,35	0,76
8	3,96	2,44	8	3,35	0,91
9	3,96	2,44	9	3,35	0,91
10	3,96	2,44	10	3,35	0,91
11	3,96	2,44	11	3,35	0,91
12	3,96	2,44	12	3,35	0,76
13	3,96	2,44	13	3,35	1,07
14	3,96	2,44	14	3,35	0,76
15	3,96	2,44	15	3,35	0,61
16	3,96	2,44	16	3,35	0,76
17	3,96	2,44	17	3,35	0,61
18	3,96	2,44	18	3,35	0,91
19	3,96	2,44	19	3,05	0,91
20	3,96	2,44	20	3,05	0,91
21	3,96	2,44	21	3,05	0,91
22	3,96	2,59	22	3,35	0,91
23	3,35	2,59	23	2,74	1,07
24	3,35	2,59	24	2,74	1,07
25	3,35	2,59	25	2,89	1,07
26	3,65	2,59	26	2,89	1,07
27	2,89	2,59	27	2,44	1,22
28	2,89	2,74	28	2,89	1,22
29	2,51	2,74	29	2,89	1,22
30	2,44	2,74	30	2,44	1,22
31	—	2,74	31	2,44	1,22

Como su nivel normal es 4.00 m. bajo los rieles, tuvo un incremento sobre este nivel de 1.72 m., lo que corresponde a un aumento de sección en los 7 tramos de 8.04 m. que tenía entonces el puente (pág. 175).

$$1,72 \times 7 \times 8,04 = 97 \text{ m}^2$$

De esto se infiere que el aumento del caudal vertido por este arroyo debió ser de poca consideración. Lo mismo debió de acontecer al arroyo Las Flores.

Merece citarse el caso de que en esta tormenta se precipitaron:

En la cuenca de Vallimanca.....	181.3 mm.
En la cuenca de Las Flores.....	182.5 mm.

habiendo escasa variación de caudal y que en la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919 se precipitaron (página 149) en la:

Cuenca del Vallimanca	148.4 mm.
Cuenca de Las Flores.....	106.9 mm.

y el Salado acusó en Gorchs 3.082 m³/s. (página 170) quedando el Salado superior bajo su nivel normal. Influencia de la estación estival precedente, lo que prueba que con un drenaje equivalente, las inundaciones se evitan.

Veamos ahora como se comportó el Canal número 9, que desvía hacia Dolores, el resto de la cuenca de la parte Sur del Salado que se ha dado en llamar alta.

Transcribo a continuación los datos existentes en la Dirección de Desagües sobre el canal número 9 y se observa que hasta el 4 de julio no se produjo rotura alguna en el canal número 9, lo que vale decir que la afluencia del agua de la cuenca Sur fué reducidísima al igual que la del Vallimanca y Las Flores, ya mencionados.

INUNDACIÓN DE 1914. — BRECHAS EN LOS TERRAPLENES CANAL NÚMERO 9

NOTA: En abril de 1914, recién se dió por terminada la unión de los canales números 9 y 11. También quedó expedito el cauce del canal número 12.

4 de julio. — Desde la noche del 4 de julio de 1914, empezó a desmoronarse en largos trechos los terraplenes del canal número 9. Aunque no había roturas, los daños causados a la estabilidad de los terraplenes son muy serios. Este día se abrieron todas las puertas del vertedero de Vichahuel. El canal número 12, viene lleno.

7 de julio. — A las 21 horas en Hm. 661 izquierdo se produjo una brecha de 10 metros. A las 24 horas en Hm. 700 izquierdo, una de 40 metros. El agua empezó a bajar inmediatamente y el día 8 a las 13 horas, el canal había bajado 0.60 metros.

8 de julio. — En Hm. 802 izquierdo, por orden del Presidente de salvar a cualquier costo el terraplen derecho, ordenó abrir y se abrió una brecha de 30 metros.

12 de julio. — Desde este día por brecha de Hm. 866 derecho de 80 metros de largo (brecha antigua que no se había reparado) y por otra en Hm. 1.030 derecho, de 150 m. empezó a salir del canal hacia el campo en forma violenta. —0.40 m. por segundo.— En Dolores se empezó a notar esta avalancha recién del 14 al 15 de julio. Hasta el día 11 el agua del campo entraba al canal por ambas brechas.

17 de julio. — Se rompió el terraplen izquierdo a la altura del Hm. 900. Campo de Las Chilcas. Brecha de 10 metros.

30 de julio. — Por orden del ingeniero Claps del M. O. P. ordenó cortar el terraplen derecho en Hm. 213. Brecha de 10 metros.

21 de agosto. — Al bajar las aguas, el viento ha hecho grandes destrozos en el terraplen derecho de Hm. 712 al 800.

¿Como explicar que el canal número 9 resista en esta lluvia, una precipitación de 191 mm. sin ningún inconveniente y se rompa en dos puntos con la insignificante lluvia de 62.9 mm. ocurrido del 15 al 16 de agosto de 1922 (pág. 179)? Influencia de la evaporación estival circunstancia providencial que falta al terminar el invierno.

Se observa por otra parte que menores precipitaciones (figura 112) causan caudales similares, en el Salado (figura 116) en los meses posteriores y desperfectos en el canal número 9.

Razón de ello el colmado de los bajos y ausencia de evaporación.

Si esta tormenta del 7 al 29 de abril de 1914 se hubiera producido en septiembre precedida por las otras lluvias que ocurrieron este año, hubiésemos tenido una verdadera catástrofe en octubre y posiblemente el Salado hubiese llevado caudales vecinos a 10.000 m³|s., como se dijo.

Se verificó, pues, en esta inundación una vez más lo que observaron Lavalle y Médici, respecto a las crecientes de los años 1854, 1877 y 1894.

¿De que utilidad hubiese sido en esta ocasión el eliminar el efecto de las aguas de la parte alta para aliviar a la baja? Absolutamente de ninguno.

La desviación, retención o conducción endicada de las aguas de la parte alta, no es en manera alguna solución.

AÑO 1915

LLUVIAS DEL 21 AL 24 DE FEBRERO DE 1915

Este año figura en los totales anuales de la Capital Federal con 928 mm., es decir, normal y precedido por los años lluviosos 1911, 1912, 1913 y 1914 (figs. 28 y 29 y págs. 48 y 49).

En los promedios de la zona de desagües figura con 961,7 mm., es decir, también algo lluvioso.

Es de observar que el año 1914 fué lluvioso en extremo, y ocurrieron grandes tormentas. Las vertientes se levantaron inundando los sótanos de las casas de la Provincia y aun en los pueblos vecinos a la Capital Federal.

El Ferrocarril Pacífico se vió obligado a levantar las bombas en la Estación Alianza, que habían quedado bajo el agua. Cuando sobrevino esta lluvia del 21 al 24 de febrero en la cuenca del Vallimanca se precipitaron 1796 Hm.³, mayor que la de junio y julio de 1919. Esto si se toma la cuenca del Vallimanca de acuerdo con Duclout y si se le asigna la extensión de acuerdo al F. C. S. hace una precipitación media de 165,7 mm. y una total de 3115 Hm.³. La del 29 de junio al 6 de julio de 1919 representa con la cuenca del F. C. S. una precipitación media de 148,4 mm. un total de 2790 Hm.³. con la misma extensión.

Las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 tomaron la cuenca del Vallimanca en las peores condiciones posibles entre períodos lluviosos con una pausa en el mes de enero, como puede verse en el gráfico que se acompaña (fig. 65) y si no hubiese sido por la evaporación del verano que desocupó parcialmente los bajos, reduciendo el nivel de las aguas, creando así una capacidad, hubiese ocasionado una catástrofe inmensamente mayor que la de las lluvias de junio y julio de 1919.

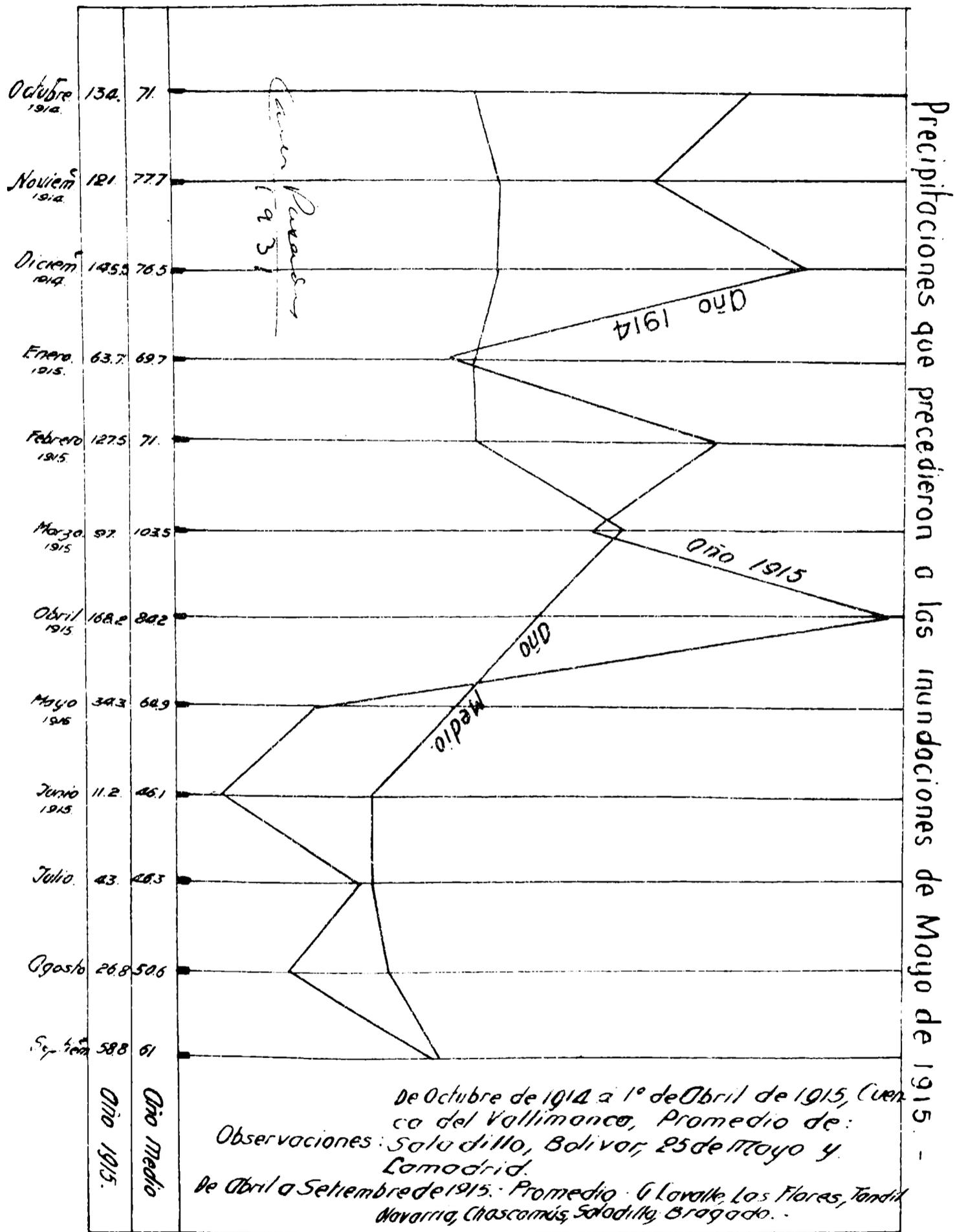


Figura 65

Se ve que forzosamente la tierra debió estar saturada y el nivel de la napa freatica elevado, con la sucesión de lluvias y de años lluviosos que precedieron a las lluvias de abril de 1915.

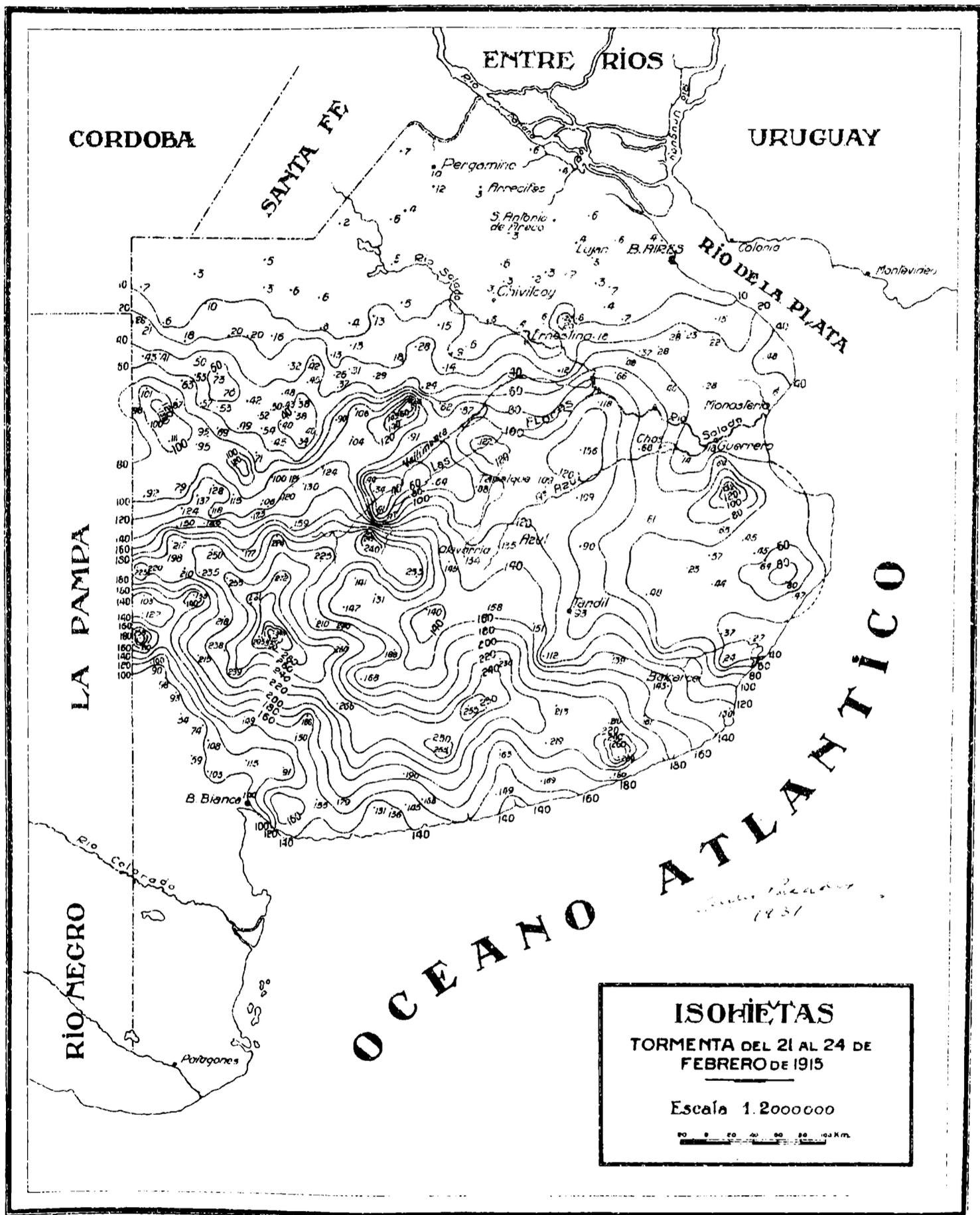


Figura 66

En esta tormenta se precipitaron 7392 Hm.³ en los 87067 Km.² de cuenca del Salado y 4889 Hm.³ en los 50.400 Km.² de cuenca más hasta Meridiano V, es decir, 12.281 Hm.³ sin variar el nivel de las aguas en los arroyos. Ocurrió en año lluvioso precedido de años lluviosos y prueba que con tierra saturada y bajos semicolmados sobra capacidad en la cuenca.

Fué la tormenta más violenta acaecida en la cuenca del Vallimanca, rompiendo 1269 metros de vías y no variando un centímetro el nivel del Saladillo en Del Carril. Almacenamiento íntegro.

Esta tormenta se precipitó casi íntegramente en los días 22 y 23 de febrero.

Ø INUNDACIÓN DEL AÑO 1915. Ø

- DESTROZOS EN LAS VIAS FERREAS DEL F.C.S. -



CUENCA DEL ARR. VALLIMANCA.	
Largo de terrapl. destruidos d. F.C.S.	
Entre Estaciones:	
Lamadrid - Pringles	159 m.
Olavarría - Pringles	410 "
Recalde - Masis	267 "
Masis - Arboledas	151 "
Arboledas - Louge	95 "
Vallimanca - Paula	105 "
Recalde - Iturregui	45 "
Lamadrid - Pringley	25 "
Total terrapl. destruidos	1269 m.

En esta tormenta del 21 al 24 febrero se precipitaron 139.6 mm de agua, y se destruyeron en la cuenca del Vallimanca 1269 m. de terrapl. de vía férrea.

Chb. Rou.

Figura 67

Esta violentísima tormenta que causó destrozos en las vías e inundaciones en la parte alta, no hizo variar un centímetro el nivel del agua en el Arroyo Saladillo en Del Carril, prueba irrefutable que no son las aguas de la parte alta, las que causan las inundaciones de la parte baja.

Se puede asegurar que antes de las lluvias de febrero de 1915 había más de un 15 % de la superficie de la cuenca del Vallimanca ocupada por las aguas y durante el otoño e invierno de 1914-1915 se malogró gran parte de la cosecha de maíz, debido a que las espigas se brotaban y el maíz se podría en la planta por la excesiva lluvia.

Esta tormenta es la confirmación plenaria de todas mis afirmaciones.

TORMENTAS DE FEBRERO Y MARZO DE 1915

LLUVIAS DEL 21 AL 24 DE FEBRERO 1915

Cuencas	Precipitación		
	Extensión en Km2.	Media en mm.	Total en Hm2.
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A ...	51.468	118,2	6.088
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	64	1.729
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, F, G, H, I, J, D	20.158	104	2.096
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluida la tributaria de las canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	79,3	5.408
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	84,9	7.392
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	64,8	1.901
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	139,6	1.796
Cuenca del Vallimanca, según el F. C. S., Y, A, A1, C1, D1, B1, Y	18.800	165,7	3.115
Cuenca al Norte del Vallimanca, tributaria del mismo, Y, A, B, Q, Y	9.300	91,6	852
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, I, X, F, V, W	10.294	127,6	1.313
Zona I de Mercau: U, I, J, E, U	16.298	73,2	1.193
Zona II de Mercau: U, I, J, D, Z, U	18.024	119,7	2.157
Zona IV de Mercau: O, P, U, E, O	18.014	56,4	1.016
Zona del Oeste de la línea N, B, Q, L hasta Meridiano V	50.400	97	4.889

La precipitación en la cuenca del Vallimanca fué la más violenta y copiosa que se registra, ocasionando roturas de las vías en numerosos puntos de la cuenca superior, cuyo detalle y plano indicativo se adjuntan. (Figs. 65, 66 y 67).

La avenida de las aguas en la parte alta fué de tal magnitud que dice textualmente el informe oficial del F. C. S.: «...que únicamente una sola abertura en todas las líneas podía haber dejado pasar todo el caudal».

Tomando varias localidades espaciadas a lo largo de las líneas, se indica a continuación el detalle diario de las lluvias de esta cuenca del Vallimanca para esta fecha.

FEBRERO Y MARZO DE 1915

Fechas	Arboledas	Lamadrid	Recalde	Bolívar	Pringles	Alvear	Del Carril
Febrero 6	1	—	—	—	—	—	—
» 10	49	42	20	—	—	—	—
» 18	14	18	31	—	—	—	—
» 21	51	5	62	30	—	—	—
» 22	125	71	63	—	82	—	—
» 23	49	71	120	15	147	—	—
» 24	—	—	—	—	50	—	16
Marzo 1	—	—	—	—	9	—	—
» 6	—	—	14	11	5	5	8
» 7	32	25	48	31	10	126	25
» 8	—	—	—	7	9	20	60
» 9	—	—	—	—	—	1	—
» 17	19	22	12	10	25	8	5
» 20	—	—	—	1	—	—	—
» 21	13	28	53	95	15	—	4
» 22	—	—	—	—	—	—	6

Las precipitaciones ocurridas del 21 al 24 de febrero de 1915 suman para la cuenca del Vallimanca 139.6 m.m. tomando la cuenca de Duclout, como se dijo.

El tiempo que debió tardar la onda en propagarse desde el origen de ésta cuenca hasta Del Carril está dado por la siguiente fórmula cuya proveniencia explicaré más adelante (pág. 345) y en la que 135 es un coeficiente y 139,5 la precipitación de la cuenca en mm.

$$T = \frac{135}{\sqrt{139,6}} = 11.43 \text{ días}$$

intervalo de tiempo que debió transcurrir entre la iniciación de la lluvia y la producción del máximo en Del Carril.

Iniciada la tormenta el 21 de febrero, el máximo debió producirse el 4 ó 5 de marzo y si nosotros observamos la planilla de niveles, vemos que el Saladillo mantiene su nivel invariable desde el 26 de febrero al 10 de marzo a 3 mm. bajo los rieles.

ARROYO SALADILLO PUENTE «DEL CARRIL»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUAS. — AÑO 1915

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4 m.

Día	Febrero	Marzo
	Altura en metros	Altura en metros
1	—	3.00
2	—	3.00
3	—	3.00
4	—	3.00
5	—	3.00
6	—	3.00
7	—	3.00
8	—	3.00
9	—	2.90
10	—	3.00
11	—	2.90
12	—	2.90
13	—	2.90
14	—	2.90
15	—	2.90
16	—	2.85
17	3.20	2.85
18	3.20	2.40
19	3.20	1.88
20	3.10	1.70
21	3.10	1.50
22	3.10	1.40
23	3.10	1.40
24	3.10	1.40
25	3.10	1.40
26	3.00	1.45
27	3.00	1.45
28	3.00	1.50
29	—	1.50
30	—	1.55
31	—	1.55

NOTA. — La cota del riel en puente F. C. S. es 33.26 m. Desde agosto de 1919 es 34 m. 20. La altura máxima registrada es de cota 33 m. 21, julio 14 de 1919.

El Saladillo no varió pues, un sólo centímetro, a pesar de la colosal avenida de la parte superior, lo que significa que aún con la tierra saturada, como lo estaba antes de producirse esta lluvia, a pocos centímetros de la superficie y los bajos semicolmados, sobra capacidad para almacenar la más grande tormenta.

No se precisa, pues, desecar la Provincia para estar a cubierto de inundaciones, sino extraer el exceso intolerable de agua, que de todos modos en una tormenta, cuando los bajos están colmados, se precipita en pocos días al mar, arrasando todo a su paso.

Como después de estas lluvias ocurrieron otras los días 6, 7 y 8 de marzo, se han agrupado en la siguiente planilla:

Del Carril	93 mm.
Bolívar	49 »
Recalde	62 »
Arboledas	32 »
La Madrid	25 »
Pringles	19 »

280 mm.

Promedio: 46 mm.

Aplicada la fórmula nos da como intervalo:

$$T = \frac{135}{\sqrt{46}} = 19.89 \text{ días}$$

es decir, que contando 19 días después del 6, fecha de la iniciación de la lluvia tendríamos el máximo en Del Carril o sea el 25, que figura con el máximo de altura de 1 m. 40 bajo los rieles al igual 24, 23 y 22 resultando concordante y más si se considera que el máximo de precipitación de las 6 localidades mencionadas, ocurrió precisamente en Del Carril con 93 mm.

Esta segunda lluvia encontró los bajos que tienen comunicación directa con el cauce del Saladillo semicolmados por la del 21 al 24 de febrero, siendo esta la causa de esta pequeña crecida, La del 21 al 24 de febrero se almacenó íntegramente a pesar de ser en extremo copiosa. La de los días 6, 7 y 8 de marzo produjo su máximo que debió sumarse con las lluvias del 21 de marzo que marcaron para Del Carril 4 mm., no llegando

a acumularse las caídas en Bolivar, Recalde, etc., de modo que el intervalo debió ser calculado con 50 mm. o sean 46 mm. más 4 mm. lo que nos daría el valor:

$$T = \frac{135}{\sqrt{50}} = 19.08$$

La variación de sección en Del Carril fué de 54 m². de modo que el aumento de caudal, aún atribuyendo éste a las lluvias del 21 al 24 de febrero debió ser muy escaso, muy por debajo de 100 m³|s. probablemente alrededor de 50 m³|s.

De esta lluvia se deducen importantísimas consecuencias que expreso a continuación:

a) Que la evaporación del verano precedente y no la ocurrida durante la propagación de la avenida, evitó en esta ocasión una catástrofe y como aquella es paulatina y no instantánea, se deduce que un drenaje moderado que equivalga a la evaporación evita las inundaciones.

b) Que no es la absorción de la tierra hasta la saturación, lo que juega el principal rol en la cuestión de inundaciones causadas por violentas tormentas, sinó la enorme capacidad de los bajos.

Esto fluye del estado de saturación en que se encontraba esa cuenca al llegar el verano y sabido es, que la evaporación que alcanzó a rebajar el nivel de las lagunas en toda la estación estival precedente y a secar solo unos centímetros de la capa superficial de la tierra no pudo ésta influir por la absorción en la atenuación de la catástrofe.

Se nos repite aquí con esta lluvia del 21 al 24 de febrero de 1915, lo mismo que con la del 15 al 16 de septiembre de 1912, es decir, campos inundados y arroyos secos. Los colectores no son pues, el remedio, y tampoco los endicamientos ni los embalses artificiales, de las aguas de la zona llamada alta.

INUNDACIÓN DEL AÑO 1915

BRECHAS EN LAS LÍNEAS DEL F. C. S.—CUENCA DEL VALLIMANCA

DÍA 23 DE FEBRERO DE 1915

Línea Lamadrid - Recalde.—Entre Estación Iturregui y Km. 360, 365 el agua empezaba a cortar el terraplén. La altura del riel sobre el terreno natural en ese punto es de 1.19 m. Entre Km. 386, 1 poste a Km. 387, 2 postes el agua pasó 6 cm. sobre

el nivel del riel, la altura del riel entre éstos puntos es término aproximadamente de 0,83 m.

Entre Blancagrande y Recalde en Km. 337, el agua amenazaba cortarlo.

Línea Louge - Recalde.—Entre Km. 428, 8 postes a Km. 428, 12 postes y en Km. 429 cerca de la Estación Otoño, el terraplen se ha hundido desparramándose la tierra. En el primer caso la altura del riel sobre el terreno natural es de 0.78 m. En Km. 429 es de 0.79 m.

Está en peligro de cortarse en dos partes distantes entre Estaciones Arboledas y Mapis. En la estación Recalde el agua subió a la misma altura que en Noviembre de 1914.

Línea Bolívar - Daireaux.—En Km. 471, 5 postes, entre Estaciones Alamos y Guaminí, las aguas escavaron el terraplen en un largo de 6 m., mientras una corriente de agua pasaba por sobre la vía en un largo de 150 metros con altura de 0.50 m. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.96 m.

Entre Km. 519, 4 postes y Km. 519, 10 postes cerca de Carhué, las aguas pasaron 0.55 m. sobre las vías mientras en Km. 520, 3 postes unos 20 metros de terraplen han sido destruídos. En el primer caso la altura del riel sobre el t. n. es de 0.81 m. y en el segundo la altura es de 0.59 m. En Km. 563 el terraplen ha sido cortado sobre el lado Oeste, mientras el puente sobre el arroyo Alfalfa ha sido amenazado. El tráfico al Norte de Saavedra está paralizado.

Línea Piñeyro - Muñoz.—En Km. 475, 5 postes, el agua pasó encima de la vía subiendo tanto que apagó los fuegos de la máquina del tren de auxilio N° 261. La altura del riel sobre el terreno natural es de 1.00 m.

Línea Peralta - Santa Elena.—Entre Reserva, cerca de Pringles, Km. 472, 11 postes a Km. 475 han sido llevados 200 m. de vía. La altura máxima del riel sobre el terreno natural en este largo trecho es de 1.43 m. (en la parte más baja). El tráfico quedó interrumpido.

DÍA 24 DE FEBRERO DE 1915

Línea Lamadrid - Pringles.—Cerca de la Estación Pontaut el tren descarriló en Km. 469, por estar el terraplen cortado. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.93 m.

Línea Louge - Recalde.—En Km. 368, 1 poste, el terraplen fué llevado en un largo de 20 metros, mientras en un largo de 70 metros la línea fué trasladada 2 metros. La altura del riel sobre el terreno natural en Km. 368 es de 1.73 m.

Entre Km. 356, 2 postes y 359, 8 postes, el agua alcanzó el nivel del riel cuya altura sobre el terreno es de 1.06 m. Entre Km. 363 a 365, 2 postes el nivel del agua llegó también hasta el riel, siendo su altura el t. n. de 1.23 término medio. En ambos casos en el terraplen se produjeron erosiones. En la Estación Mapis los rieles estuvieron cubiertos por las aguas. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.81 m.

También se produjeron brechas entre Estaciones Cascada y Pasman y otra entre las Estaciones Pasman y Ombú. No hay datos sobre la ubicación de las mismas.

Línea Recalde - Lamadrid.—Entre Recalde e Iturregui en Km. 359, 12 postes, la vía fué cortada en el mismo sitio que el día 23 estaba en peligro. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.93 m. Entre Estación Iturregui y Quilco en Km. 385, 1 poste se produjo una brecha en el terraplen de la vía. La altura del riel sobre el t. n. es de 0.67 m. Además entre Recalde y Quilco el agua subió 0.30 m. encima de los rieles.

DÍA 25 DE FEBRERO DE 1915

Línea de Pringles - Lamadrid.—Los daños en esta línea son serios y el terraplen ha sido llevado entre Km. 499 y Km. 500, dejando los rieles suspendidos en el aire. La altura del riel sobre el terreno natural en ese punto es de 1.17 m. El parte dice que parece que la venida ha llegado a Lamadrid estando la vía al Sur de la estación bloqueada y la ciudad está inundada.

Línea Piñeyro - Muñoz.—La línea aunque se halla inundada en 7 puntos entre Km. 472, 12 postes y Km. 487, 10 postes en trechos de diferentes largos, en ningún punto está seriamente cortado el terraplen. La altura en el primer punto del riel sobre el t. n. es de 0.89 m. y en el segundo 0.92 m. variando ésta en todo el trecho. El parte indica que el agua cubre la vía y es muy fuerte la corriente esperándose poder reparar la vía para que pasen los trenes de medianoche. La vía ya se ha reparado momentáneamente entre Km. 473, 3 postes y 473, 12 postes.

Línea Louge-Recalde.—Entre Recalde y Huanguelen la vía está cortada en 10 ó 11 partes, pasando el agua por encima de los rieles entre Kilómetros:

	386.1 poste y 2 postes.	La alt. riel sobre t. n. es	1.05 m.
entre	388.8 postes y 12 postes.	La alt. riel sobre t. n. es	0.68 m.
»	392.6 postes y 7 postes.	La alt. riel sobre t. n. es	0.71 m.
en	403.5 postes	La alt. riel sobre t. n. es	1.48 m.
entre	407.4 postes y 8 postes.	La alt. riel sobre t. n. es	1.38 m.
en	408.7 postes	La alt. riel sobre t. n. es	0.61 m.
»	420.4 postes	La alt. riel sobre t. n. es	0.60 m.
y en	421.9 postes	La alt. riel sobre t. n. es	0.80 m.

En Km. 496, 9 postes cerca de la Estación Esportillar 180 metros lineales de terraplen han desaparecido.

Línea Bolívar - Daireaux.—El agua pasa por encima de las vías desde Km. 473 al Km. 474 con una profundidad de un metro en un trecho de 100 metros.

Los prejuicios causados en la vía a Guaminí son los siguientes:

Km. 506: 300 metros de terraplen llevados por el agua; 200 metros de terraplen averiados.

Km. 568: 10 postes, 100 metros de terraplen hundido.

Km. 590: 100 metros de terraplen desaparecido; 100 metros de terraplen averiados por el lado Este.

Km. 593: El agua llega hasta el nivel de la vía, habiéndose llevado 150 metros de terraplen.

Km. 595: El agua llega hasta el nivel de la vía habiéndose llevado 40 metros de terraplen.

Km. 596: El agua pasa por encima de los rieles.

Km. 598: El agua pasa por encima de la vía en un trecho de 400 metros.

Km. 603: El agua pasa por arriba de la vía.

Km. 610: 10 metros de terraplen desaparecido.

En otra parte se menciona que el tráfico está interrumpido.

Línea Lamadrid - Saavedra.—Las aguas se han llevado un puente en Km. 506, 9 postes y están cortados los rieles en Km. 506, 4 postes y en Km. 507. En Km. 479, 5 postes han desaparecido, 3 metros de terraplen detrás del estribo del puente, estando muy seriamente averiado el terraplen en un trecho de 150 metros. En Km. 479, 9 postes, ha desaparecido el terraplen en un trecho de 10 metros.

DÍA 26 DE FEBRERO DE 1915

Línea Lamadrid - Pringles.—En esta línea cerca de la Estación Lamadrid el agua sube a razón de 0.04 m. por hora habiendo alcanzado a 0.20 m. debajo del riel de la estación. En Km. 434, la línea está cortada por los desbordes de las lagunas. La altura del riel sobre el terreno natural es de 1.13 m.

Línea Piñeyro - Muñoz.—Entre Lamadrid y La Colina el agua pasa por arriba de la vía (fuertes corrientes) y la parte Oeste del terraplen entre Km. 446, 2 postes a Km. 446, 7 postes están desmoronándose. La altura del riel sobre el terreno natural es de 1.31 m. Desde Km. 501 a 505 y desde Km. 506, 4 postes a Km. 507 la línea ha sido destruída en 12 puntos. La altura del riel, término medio en el primer trozo es de 1.38 m. En el segundo la parte más alta del terraplen tiene 2.81 m. de altura. El puente situado en Km. 506, 9 postes que se comunicó ayer ha sido llevado por las aguas, no es cierta la noticia, pues solamente ha sido dañado.

Línea Louge - Recalde.—En Km. 498 el puente señalado como destruido anteriormente, únicamente el estribo Norte fué llevado.

Línea Alvear - Recalde.—El agua está pasando por sobre la vía entre Km. 330 y 342 en varios puntos. La altura media del terraplen es de 1.22 m. Tráfico interrumpido.

Línea Peralta - Santa Elena.—La brecha entre Estación Pringles y Reserva fué reparada.

Línea Lamadrid - Recalde.—La brecha entre Estación Quilco e Iturregui ha sido reparada.

DÍA 27 DE FEBRERO DE 1915

Lamadrid.—Ayer el agua al Sur de Lamadrid había bajado 4 cm. y la vía quedó reparada entre Estación Lamadrid y La Colina. Al Norte de Lamadrid el agua continúa subiendo.

Línea Bolívar - Daireaux.—Cerca de Guamini en Km. 484 ayer noche fueron llevados 90 metros de terraplen.

Línea Bolívar - Recalde.—En esta línea debido a una fuerte corriente de agua que pasa sobre la vía entre Estación Paula y Vallimanca, el tráfico ha sido suspendido. Se abrió una brecha cerca del puente que pasa sobre el arroyo Vallimanca. Las demás líneas igual.

DÍA 1º DE MARZO DE 1915

Línea Bolívar - Recalde.—

En el paso a nivel en Km. 349, 3 postes, 10 metros de terraplen fueron llevados a cada lado de guarda ganado. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.88 m. En Km. 351, 6 postes a Km. 351, 7 postes, la vía fué llevada en un trecho de 45 metros. Entre Km. 348, 8 postes y Km. 349, 2 postes, el agua pasa por encima del riel. La altura de éste sobre el terreno natural es de 1.05 m. Otro tanto sucede en diferentes partes entre Km. 353 y 356, siendo la altura del riel sobre el terreno natural variable entre 0.89 m., en Km. 353 y 0.77 m. en Km. 356.

Línea Alvear - Recalde.—En Km. 338 al Sur de Estación Blancagrande la vía ha sido cortada. La altura del riel sobre el terreno natural es de 0.57 metros.

Línea Alvear - Olavarría.—Entre Estaciones Crotto y Olavarría, el agua ha bajado si dañar la vía.

Línea Pringles - Lamadrid.—Se repararon las brechas entre Estaciones Lastra y General Lamadrid.

Línea Piñeyro - Muñoz.—Se repararon las brechas entre Coronel Suárez y Piñeyro y entre Estación Piñeyro y La Colina las dos brechas.

Línea Lamadrid - Recalde.—Se reparó la brecha entre Iturregui y Recalde.

Línea Bolívar - Recalde.—Se produjo otra brecha al Norte del Arroyo Vallimanca entre Estación Paula y Vallimanca.

DÍA 2 DE MARZO DE 1915

Línea Bolívar - Daireaux.

Entre Km. 468 y Km. 471, 9 postes el agua pasó encima del riel y entre Km. 472 9 postes y Km. 473, 12 postes el agua pasó a 0.70 m. arriba del riel sin corriente en ninguna dirección. Por esta razón se proyectó elevar la vía en esos puntos. No he podido conseguir los datos de altura del riel en esa fecha y en esos puntos.

DÍA 3 DE MARZO DE 1915

Línea Alvear - Recalde.

En la fecha se restableció el tráfico.

DÍA 4 DE MARZO DE 1915

Línea Louge - Recalde.

Se reparó la brecha situada entre Estación Recalde y Blanca-grande. Se confirmaron ubicación de diferentes brechas en esta línea:

Entre Km. 467, 7 postes a 10 postes, 200 metros de vías llevadas; en Km. 470, el terraplen socavado en varios puntos en el lado Oeste de la vía.

Entre Km. 471, 6 postes a 8 postes, 150 metros de vías llevadas.

Entre Km. 472, 9 postes y 473, 12 postes. El agua queda estacionada.

DÍA 5 DE MARZO DE 1915

Línea Pringles - Lamadrid.

Se repararon todas las brechas en esta línea.

Línea Louge - Recalde.—Se repararon las dos brechas entre Estaciones Mapis y Recalde.

El día 30 de marzo de 1915 quedaron terminadas de arreglar todas las brechas.

Buenos Aires, Abril 7 de 1930.

(FDO.) A. GARDI.

ANTECEDENTES DE UN INFORME GENERAL SOBRE ESTA CRECIENTE
(PRIVADO)

DÍA 4 DE MARZO DE 1915

« Durante 24 horas terminando el 21 de febrero a las 8 a. m.
« una lluvia fuerte pero no excepcional se hizo sentir en las
« líneas Bolívar y Guaminí y Bolívar a Otoño, (Vía Recalde),
« lo mismo que en nuestra parte Norte de nuestro sistema de
« vías.

« Durante 24 horas siguientes una lluvia excepcionalmente
« fuerte ocurrió sobre todo el sistema limitado al Norte por las
« sierras de Olavarría, Mar del Plata y al Sur entre Curumalán
« y Sierras de la Ventana, extendiéndose entre Saavedra y Ba-
« hía Blanca.

« En alguna parte como en el Distrito de Saavedra fué feno-
« menal o infortunadamente continuó durante el día siguiente
« en las vecindades de Saavedra.

« La extraordinaria lluvia en el Distrito de las sierras causó
« una repentina avenida violenta de agua hacia el bajo, excediendo en sumo grado la capacidad de las aberturas existentes,
« que únicamente una sola abertura en todas las líneas podía
« haber dejado pasar todo el caudal. »

LLUVIAS DEL MES DE ABRIL DE 1915

Estas lluvias tuvieron dos períodos, uno del 2 al 15 de abril (fig. 68) en que llovió cerca del cauce del Salado y principalmente en su tronco superior, y el otro del 20 al 25 de abril (fig. 69) que llovió algo más en la parte Sud.

Estas lluvias que en un total para los 87.067 Km² de cuenca del Salado suman 13.269 Hm³. suman solamente 9769 Hm³. para la lluvia de agosto de 1913 para la misma extensión; en consecuencia son más importantes como volúmen que las del 18 al 23 de agosto de 1913, y si bien aquellas ocasionaron una inundación de las más serias del Salado, puesto que este acusó un caudal en Guerrero de 1.400 m³. el 21 de mayo, es decir más o menos como las de 1913, (si nos atenemos a los datos de la D. D. pues según datos del F. C. S. fué 4561 m³ s.). No fueron todo lo grave que hubiese podido serlo, debido a estas dos causas:

a) Cayeron en 25 días y las otras en 5 días.

b) La tormenta comenzó en el cauce del Salado y se desplazó hacia el Sud, es decir en sentido inverso de la corriente, circunstancia que favoreció extraordinariamente la disminución de su desastroso efecto.

c) La estación estival precedente.

Como causa agravante al igual que en 1913, pueden citarse las lluvias del 21 al 24 de febrero que colmando los bajos, prepararon la cuenca para estas inundaciones.

La altura máxima de las aguas en Roque Pérez la alcanzó del 26 de abril al 2 de mayo, que mantuvo su nivel a 1.20 m. bajo los rieles, es decir la cota 28.05 y el 17 de septiembre de 1913 llegó la cota a (28.80) con 1.300 m³ s. es decir 75 cm. más alto. Estuvo pues muy crecido.

Es posible que el menor caudal que llevó el Salado en Guerrero en esta ocasión comparado con septiembre de 1913, se deben en parte a estos 75 cm. menos de altura en Roque Pérez.

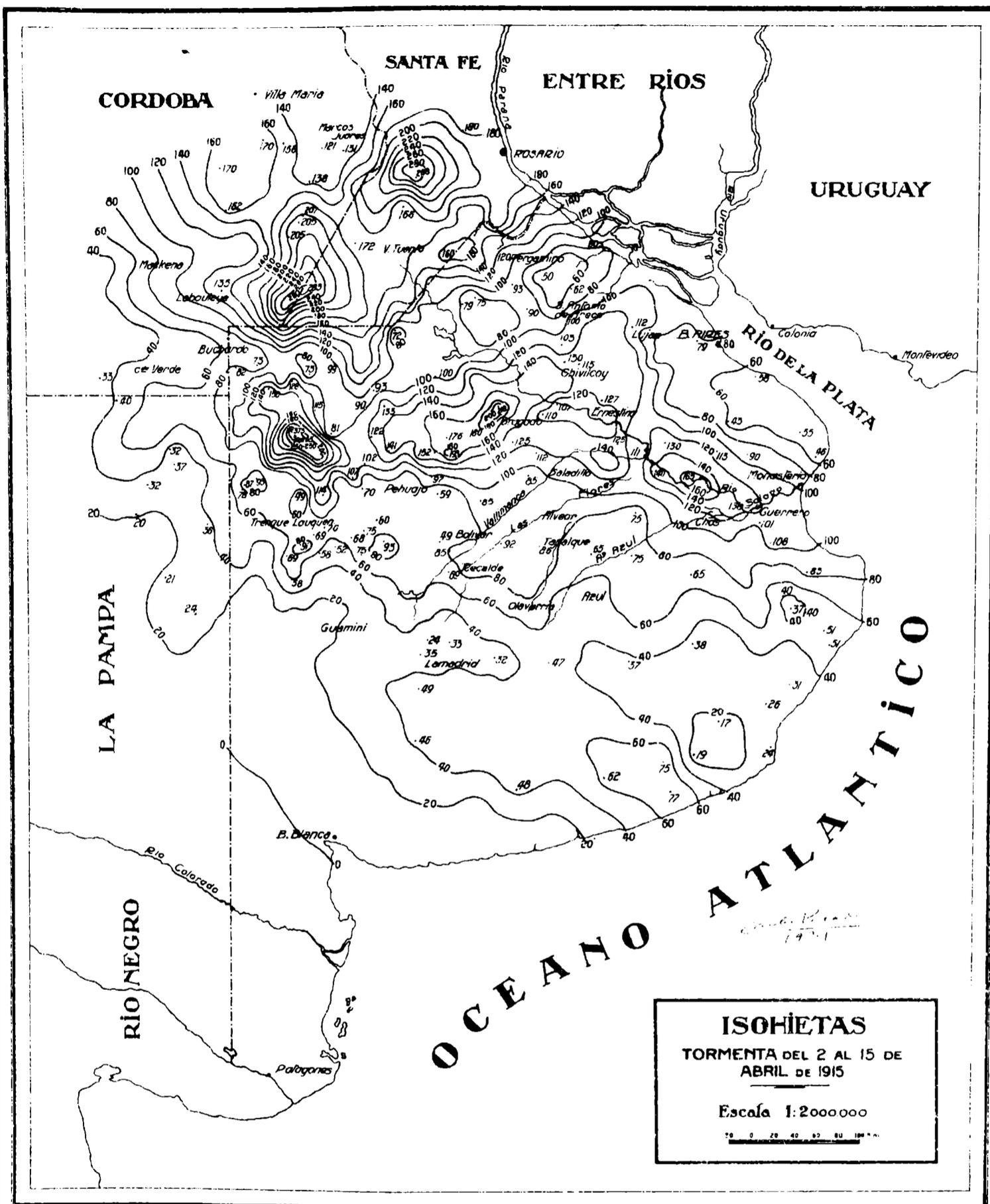


Figura 68

Esta tormenta conjuntamente con la del 20 al 25 de abril originaron una precipitación en los 87.067 Km.2 de cuenca del Salado de 13.269 Hm.³ y llevó el Salado a más de 1000 m.³/s. en Guerrero, durante un mes y medio.

En estas tormentas no hubo grandes aportes en la cuenca Sur y el aumento de caudal en Guerrero pudo ser evitado; desde que en el mes de marzo de 1900 se precipitaron en los 87.067 Km.2 de cuenca del Salado, 20.374 Hm.³, llegando el caudal en Guerrero solo, a 320 m.³/s. y en la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, año con exceso sobre la precipitación normal, se precipitaron en la misma cuenca 14.692 Hm.³, variando el caudal en Guerrero de solo 40 m.³/s. Causa: Bajos colmados en abril de 1915. Consecuencia No son las aguas de las sierras, las que provocan estas avenidas.

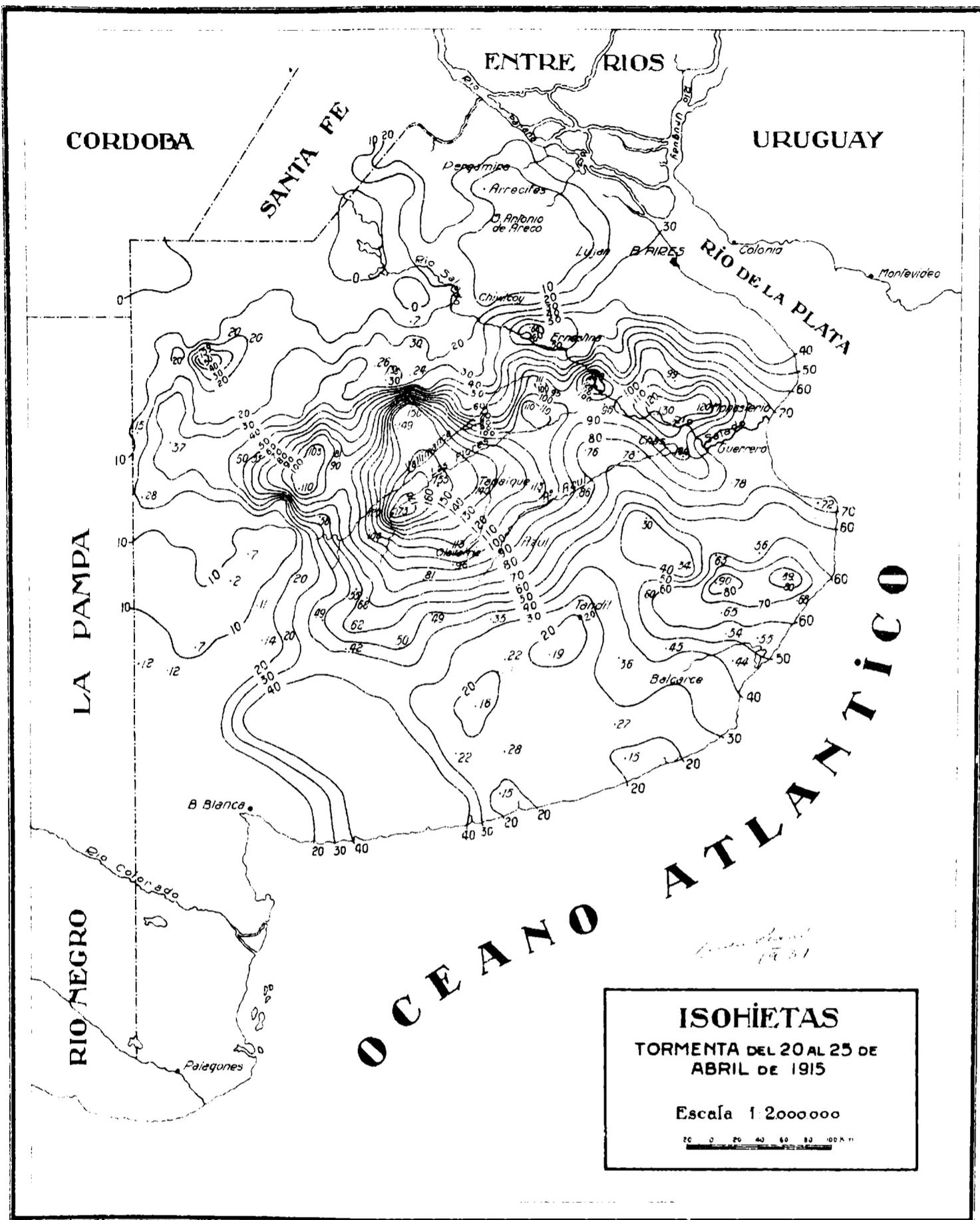


Figura 69

En esta copiosa tormenta no hubo grandes crecidas de los afluentes de la cuenca Sur del Salado, lo que prueba que con la tierra saturada y los bajos semicollados, sobra capacidad para almacenar las lluvias copiosas en esta cuenca.

En las tormentas del 21 de febrero al 25 de abril, se precipitaron en la zona alta de la cuenca Sur del Salado, al Sur del Colector, más de 400 mm., almacenándose íntegramente, probando en consecuencia la enorme capacidad de la parte alta.

Esta tormenta del mes de abril, que mantuvo el Salado crecido en Guerrero, con un caudal superior a 1000 m³/s. desde principios de mayo a mediados de junio de 1915, (fig. 70), pudo almacenarse sin que hubiese corrido una hebra de agua, puesto que es inferior como volumen a la caída en el mes de marzo de 1900 que importó como total 20.374 Hm³., almacenándose íntegramente. Es también inferior a la del 15 al 28 de

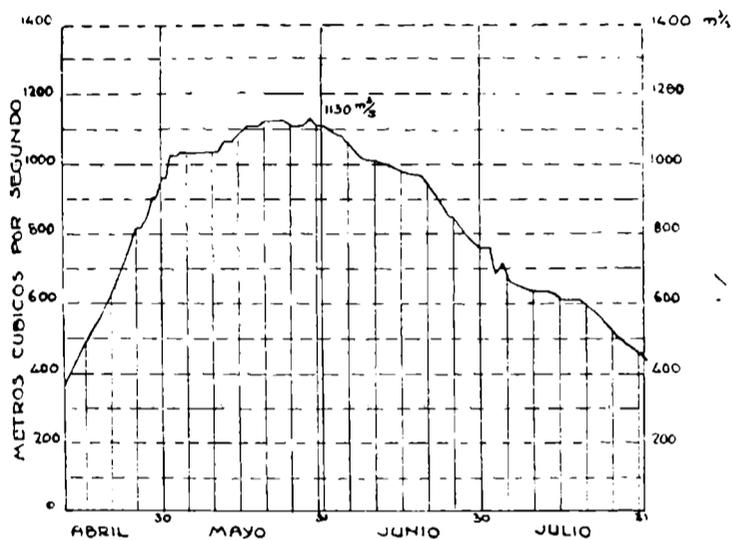


Figura 70

*Diagrama del Salado para 1915,
según la Dirección de Desagües*

No se ha tenido en cuenta el aumento de sección en 11,8 % en el nuevo puente construido en 1910. Con ésta y otras correcciones se llega para el caudal máximo a 1400 m³/s.

marzo de 1926 (pág. 190) que suma para esa cuenca de 87.067 Km². 14.692 Hm³. y durante la cual se produjo una variación de caudal de 40 m³/s. solamente, no alcanzando el Saladillo y Salado a sus niveles normales y manteniendo el Salado en Ernestina, al nivel máximo de 4.10 m., el 10 de mayo, es decir, 0.10 m. bajo su nivel normal que es de 4.00 metros.

Se deduce que en esta inundación de mayo de 1915 jugó su papel preponderante también el Salado superior y la región vecina al Salado y no el Vallimanca y Las Flores, ni la región de las sierras, de modo que el colector poco efecto hubiese tenido en el sentido de aminorar el caudal que afluyó al Salado, al igual que en todas las crecientes anteriores.

NO FUE LA CUENCA SUD DEL SALADO LA QUE OCASIONO
ESTA INUNDACION

Tenemos la cuenca del Saladillo o Vallimanca, últimamente descubierta por los hidráulicos, como la causante de todos los males, que a consecuencia de esta lluvia no varió el caudal que arrojaba al Salado.

Efectivamente cuando se produjeron estas lluvias estaba el nivel de las aguas en Del Carril a 1.55 m. bajo los rieles el 31 de marzo y tuvo las siguientes variaciones de acuerdo a la planilla que se adjunta:

Fechas	Nivel del agua bajo los rieles en Del Carril (Normal a 4 mts.)
31 de marzo	1.55
6 al 8 de abril	1.50 (Máximo)
31 de abril	1.70
31 de mayo	1.80

El 14 de julio de 1919 llegó el Vallimanca a 0.05 mts. bajo los rieles, es decir 1.45 m. más alto que en esta ocasión.

Es decir que el Vallimanca no tuvo ningún pecado en los 1400 m³. que alcanzara el Salado a fines de mayo de 1915, pese a la fórmula del Ingeniero Mercau.

Los arroyos Tapalqué, Azul, Chapaleofú, etc., tampoco pudieron influir en el régimen del Salado, porque los canales 9 y 11 desviaron sus aguas sin dejarlas llevar al Salado y al no romperse en esta ocasión como sucedió en 1913 y con las insignificantes lluvias de agosto de 1922, sus caudales debieron ser escasos. Quedaría pues únicamente el arroyo Las Flores como causante de la crecida de los 1400 m³., si la teoría de los que sostienen que son las sierras las que causan las inundaciones y crecidas del Salado, es exacta.

La cuenca del arroyo Las Flores en sus 10.294 Km² recibió el 1 al 25 de abril 191.8 mm. y en total una precipitación de 1.974 Km². igual más o menos a la del Vallimanca limitada su cuenca a 12.867 Km². y que fué en total de 1.904 Hm³.; si extendemos la cuenca del Salado a 50.400 Km². más, habría que agregarle 5.185 Hm³. y no influyó en esta creciente.

DIAGRAMA DE ALTURAS DE LAS AGUAS DE LOS RIOS SALADO Y SALADILLO EN SUS DIFERENTES CRUCES CON EL F. C. S.

- 1915 -

REFERENCIAS

- El nivel de las aguas del Rio Salado cerca de Ernestina se muestra así: ————
- El nivel de las aguas del Rio Salado cerca de Roque Perez se muestra así: ————
- El nivel de las aguas del Rio Salado cerca de Gorchs se muestra así: ————
- El nivel de las aguas del Rio Salado cerca de Bonnerment se muestra así: ————
- El nivel de las aguas del Rio Salado cerca de Guerrero se muestra así: ————
- El nivel de las aguas del Rio Saladillo cerca de Del Carril se muestra así: ————

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Salado en Bonnerment.
Riel. 23,34 Campos. 22,00 Vigas 21,42

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Saladillo en Del Carril.
Riel. 33,26 Campos. 31,40

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Salado en Roque Perez
Riel. 29,25 Campos. 26,75 Vigas 26,25

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Salado en Ernestina
Riel. 34,75 Campos. 31,95 Vigas. 33,65

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Salado en Guerrero
Riel. 14,90 Campos. 11,75 Vigas. 12,35

Nivel aprox. de los campos cerca del Rio Salado en Gorchs
Riel. 24,50 Campos. 20,45 Vigas. 23,48

Los Niveles así (Riel. Campos) son aproximados con plano de comparación 0 00 Riachuelo 19 m. 00 abajo del perisfio de la Catedral u 25 m. 00 bajo este nivel para los puentes de Guerrero y Bonnerment.
Por vigas se entiende la parte inferior de estas.

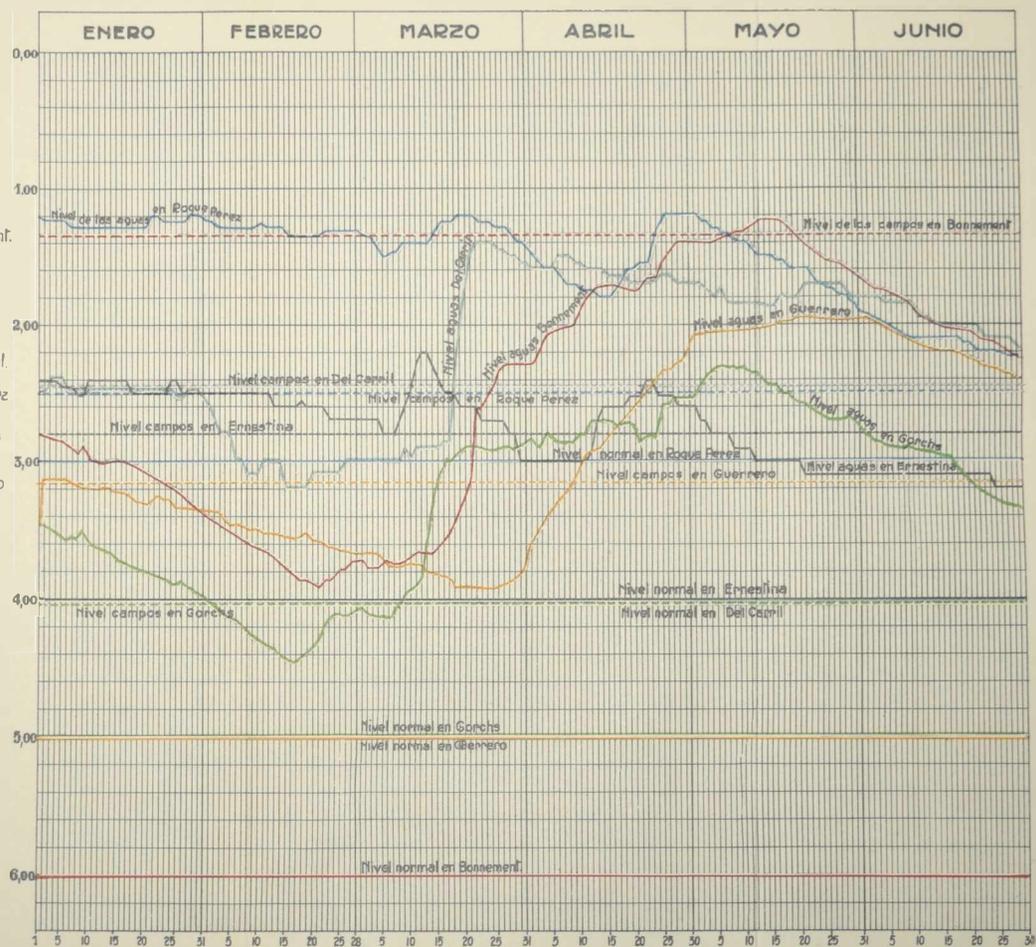


Figura 71

Se observa que las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 no modificaron a pesar de haber caído 1269 metros de agua en la cuenca del Vallizguaza, el nivel de las aguas en Del Carril, ni con las lluvias posteriores que originaron un abajamiento en la zona llamada alta, de más de 400 milímetros.

La lluvia determinante de la avenida de julio de 1915, fue la que cayó los días 4, 5 y 6 de julio de 123 mm., según el F. C. S., que originó un caudal de 1000 m³/s en Del Carril el 14 de julio; un caudal en Gorchs de 3082 m³/s el 20 de julio.

El arroyo Las Flores solamente no puede originar semejante avenida, tanto más que toda la cuenca de los canales 9 y 11 en cuyas cuencas — que miden 20.158 Km². en total — cayeron 2.865 Hm³., no causaron mayor derrame al Salado, como lo prueba el hecho de haber resistido bien el canal 9.

Esta tormenta prueba de un modo concluyente la enorme capacidad de las depresiones del terreno de la cuenca S del Salado y también de un modo terminante, que no es la absorción de la tierra lo que juega el rol principal en las tormentas violentas, puesto que en esta ocasión se hallaba ésta, sobre saturada, con la elevación de vertientes, producida el año 1914 y las continuadas lluvias de 1915.

Fué la evaporación de verano la que dió nueva capacidad a la cuenca, evitando que se superpusiesen, las avenidas del tramo superior e inferior del Salado.

LAS ENSEÑANZAS DE LAS LLUVIAS DE 1915

La cuenca del colector A, B, C, D, E, A, mide	51.468 Km ²
La cuenca I o sea U, I, J, E, U mide	16.298 »
La cuenca llamada alta del Salado A, B, C, D, J, I, U, A	35.170 Km ²
En las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitaron en la cuenca del colector A, B, C, D, E, A	6.083 Hm ³
En las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitaron en la zona I o sea U, I, J, E, U	1.193 Hm ³
En las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitaron en la cuenca alta del Salado o sea A, B, C, D, J, I, U	4.890 Hm ³

La precipitación media fué pues: $\frac{4890}{35170} = 139 \text{ m. m.}$

sin que se escurriese una hebra de agua por los arroyos, a pesar de estar los bajos semi-colmados y la tierra saturada.

En el mes de marzo de 1915 se precipitaron las siguientes alturas pluviométricas en las siguientes localidades de la cuenca del Vallimanca.

LLUVIAS DE ABRIL DE 1915

Cuencas	Extensión en Km ² .	2 al 15 de abril		20 al 25 de abril		Precipitación del 2 al 25 de abril	
		Media mm.	Total Hm ³	Media mm.	Total Hm ³	Media mm.	Total Hm ³
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A	51.468	53,7	2.764	77,9	4.009	131,6	6.773
Cuenca del Vallimanca (Dudout) C, B, A, Y, W, C	12.867	67,8	872	80	1.032	148	1.904
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, II, E, J	27.021	46,7	1.262	54,6	1.475	101,3	2.737
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, F, G, H, I, J, D	20.158	66	1.330	76,14	1.535	142,14	2.865
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluida la tributaria de los canales 9 y 11) G, P, D, C, B, Q, I, R, S, T, G	68.196	83,2	5.674	70,70	4.821	153,9	10.405
Cuenca tributaria del Salado (considerada como si no existiesen obras de desagües, es decir, la cuenca total de da el ingeniero Dudout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	80,2	6.983	72,20	6.286	152,4	13.269
Cuenca tributaria y directa al mar (según Dudout) M, K, J, E, M	29.337	50,2	1.473	54,70	1.605	104,9	3.077
Cuenca del Arroyo Las Flores (Dudout) W, I, X, F, V, W	10.294	75,6	778	116,2	1.196	191,8	1.974
Zona I de Mercau: T, I, J, E, U	16.298	38,9	634	45,06	734	83,96	1.368
Zona II de Mercau: T, I, J, D, Z, U	18.024	62,4	1.125	83,20	1.499	145,6	2.624
Zona IV: de Mercau: O, P, U, E, O	18.014	68,6	1.236	67	1.207	135,6	2.443
Zona al Oeste de la línea N, Q, B, L hasta el Meridiano V	50.400	80	4.032	22,88	1.153	102,88	5.185

Del Carril	108
Bolivar	155
Recalde	127
Arboledas	64
Lamadrid	79
Pringles	68
	601
TOTAL.....	601

$$\text{Promedio: } \frac{601}{6} = 100 \text{ m. m.}$$

PRECIPITACIONES EN EL RESTO DE LA CUENCA ALTA DEL SALADO

Olavarría	168
Azul	22
Rauch	89
Tandil	109
	465
TOTAL	465

$$\text{Promedio: } \frac{465}{4} = 116 \text{ m. m.}$$

Tampoco hubo aporte en la zona alta.

LLUVIAS DEL 1 AL 15 DE ABRIL Y DEL 20 AL 25 DE ABRIL DE 1915

Precipitación en la cuenca del colector A,	
B, C, D, E, A	6.773 Hm ³
Precipitación en la zona I o sea U, I, E, J, U	1.368 »
Precipitación en la cuenca alta del Salado A,	5.405 Hm ³
B, C, D, J, I, U, A	

$$\text{Precipitacion media: } \frac{5.405}{35.170} = 154 \text{ m. m.}$$

que se almacenó se puede decir íntegramente.

Resumen de precipitaciones en la zona de la cuenca alta del Salado.

Tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915	139 mm.
Tormenta del mes de marzo de 1915	108 »
Tormenta del 1 al 25 de abril de 1915	154 »
	<hr/>
TOTAL	401 mm.

El año 1915 fué en extremo lluvioso en su primera mitad como puede verse en el gráfico adjunto (fig. 65) y su precipitación anual en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires, acusó 961.7 mm. siendo la media en 50 años de la misma zona 830.9 mm.

Fuó precedido el año 1915 del año 1914 con 1495 mm., año de inundaciones parciales y éste del año 1913 con 1064.9 mm., año de inundaciones generales al cual a su vez precedió el 1912 con 1056.6 mm., también lluvioso. (Pág. 49).

Una sucesión de años lluviosos que con sus excesivas precipitaciones al Oeste de la Provincia levantan el nivel de la napa freatica, a tal punto que en Adrogué por ejemplo, en que esta ahora tiene su nivel a 9 metros bajo la superficie, estaba el año 1915 solo 1.50 m. bajo el mismo nivel.

Se puede ver además el gráfico que se acompaña, en el cual figura la precipitación media de 50 años para cada mes de un año normal y las que ocurrieron al finalizar al año 1914, hasta septiembre de 1915. (Fig. 65).

En dicha lámina titulada «Precipitaciones que precedieron a las inundaciones de mayo de 1915», puede verse el considerable exceso desde Octubre de 1914 y solo la normalidad en enero de 1915.

La cosecha de maíz de 1914 hubo de dejarse en los trojes sin desgranar hasta el verano de 1915, pues por su considerable exceso de humedad, era rechazada por los exportadores a más de que los caminos estaban convertidos en lodazales que hacían imposible su transporte.

De todo esto sacamos como conclusión:

Que al comenzar el año 1915 se hallaba la tierra saturada a pocos centímetros del suelo y los bajos semi-colmados por las continuas lluvias y elevación general de la napa freatica.

Veamos ahora las lluvias que se almacenaron.

Del 21 al 24 de febrero de 1915, se precipitó en la zona J, I, U, A, B, C, D, J que ha sido llamada zona alta y cuyas aguas substraería el colector y que mide 35.170 Km², una altura de 139 mm. y si se le asigna a la cuenca del Vallimanca su extensión de acuerdo al F. C. S. 165.mm. que se almacenó íntegramente no variando 1 centímetro el nivel del arroyo Saladillo en Del Carril (fig. 71) y resistiendo al Canal N° 9 con su reducida capacidad, lo que significa que el aporte de la cuenca de los canales 9 y 11 fué muy escasa o sea que también se almacenó casi íntegramente.

Merece destacarse que en la cuenca del Vallimanca se precipitaron esta vez 165.7 mm. y a pesar de haberse roto 1269 metros de vías en brechas que abrieron las aguas en el Vallimanca superior, (fig. 67) no varió como se dijo el nivel del Saladillo en Del Carril.

El informe privado del F. C. S. dice textualmente lo siguiente:

La extraordinaria lluvia en el Distrito de las sierras causó repentina avenida violenta de agua hacia el bajo, excediendo en sumo grado la capacidad de las aberturas existentes, *que únicamente, una sola abertura en todas las líneas podía haber dejado pasar todo el caudal.*

Tenemos pues una inundación producida en la parte alta que no se deja sentir en la baja. No es pues la parte alta la que inunda la baja.

En cambio en la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919, es decir en 7 días, más del doble de tiempo, se precipitan en la cuenca del Vallimanca 130.3 mm., (fig. 75) produce la rotura de 15.837 metros de vía en la cuenca del Vallimanca, (fig. 77), el Saladillo llevó 1000 m³|s. en Del Carril y la cuenca entera arrojó 1700 m³|s. a esta altura. (Pág. 325).

La cuenca de los canales 9 y 11 que mide 20.158 Km² recibe en esta tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, 104 mm. y resiste perfectamente el canal N° 9 y en cambio en la tormenta del 15 y 16 de agosto de 1922 se precipitaron en esta misma cuenca 62.9 mm., produciéndose la rotura del canal N° 9 y las últimas graves inundaciones ocurrieron en la Provincia, en Dolores, Lavalle, etc.

¿Como explicar estos hechos?

De un modo muy simple. La tormenta del 21 al 24 de Febrero de 1915 ocurrió en verano y la evaporación que se produce en esta estación, rebajando el nivel de las lagunas, proporcionó la capacidad para el almacenamiento de esta colosal tormenta, circunstancia providencial que faltó en julio de 1919 y en agosto de 1922.

LAS OTRAS LLUVIAS DE 1915

En el mes de marzo de 1915 se produjeron las siguientes precipitaciones:

Cuenca del Vallimanca 100 mm.

El nivel del agua en Del Carril que era de 3.00 m. bajo los rieles y no había variado con la lluvia anterior, llegó a 1.50 m. del 6 al 8 de abril es decir al nivel aproximado de las barrancas y dado que el aumento de la sección en el puente de Del Carril fué de solo 54 m². el incremento del caudal no habrá sido sin duda mayor de 50 m³|s. lo que significa que también se almacenó íntegramente con excepción de aquellos bajíos con directa comunicación con los arroyos y que produjeron este leve incremento de caudal en Del Carril.

Tenemos pues en la cuenca llamada alta del Salado:

Lluvias del 21 al 24 de febrero 139 mm.

Lluvias del mes de marzo 100 »

Total 239 mm.

Limitando la cuenca del Vallimanca de acuerdo al F. C. S., la precipitación hubiese sido 265 mm. en vez de 239 mm.

RESTO DE LA CUENCA A, B, C, J, U, A

(llamada alta del Salado que subtrae el colector)

En esta cuenca se precipitó en el mes de marzo una media aproximada de 116 mm. o sea groseramente aproximado, podemos tomar 108 mm. de precipitación para toda la zona alta como promedio.

El canal 9 sigue resistiendo de modo que el aporte de la cuenca de los canales 9 y 11 es insignificante así como la del Vallimanca.

Tenemos pues acumulados — salvo la evaporación e infiltración, — ambos y sobre todo la última, muy escasos, 247 mm.

LLUVIAS DEL MES DE ABRIL DE 1915

Ocurren después las lluvias del 2 al 15 de abril de 1915 y del 20 al 25 del mismo mes en las que se precipitan en la zona A, B, C, J, U, A, llamada alta que substraería el colector 154 mm. y en la cuenca del Vallimanca 148 mm.

El canal 9 siguió resistiendo y el Saladillo el Del Carril en vez de subir bajó 30 cm. de modo que tenemos el almacenamiento íntegro de las siguientes lluvias para la zona alta de la cuenca del Salado:

Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	139 mm.
Lluvias de marzo de 1915	108 »
Lluvias de abril de 1915	154 »

TOTAL 401 mm.

Tenemos el 75 por ciento de esta cantidad descontando así la evaporación e infiltración y aquella cantidad se reduce a 300 mm.

Es evidente que al almacenarse íntegramente, igual resultado se hubiese obtenido si estas lluvias hubiesen caído en 24 horas ya que descontamos con creces una evaporación escasa en esta época del año con atmósfera saturada, causada por las continuas precipitaciones y una absorción casi nula por el estado de saturación de la tierra.

Consecuencia. — *La zona que se ha dado en llamar parte alta, tiene una capacidad que se aproxima a 300 mm. con la tierra saturada y los bajos semicolmados. Igual conclusión sacamos anteriormente de las lluvias de marzo de 1900 y de marzo de 1926. Quiere decir que como media de la cuenca del Salado, reducido el nivel de las aguas de los bajos al de un año normal, podemos asegurar que se aproxima a 300 mm. y tal vez los excede.*

AÑO 1919

El año 1919 figura en la zona inundable con un promedio de 1.137.3 mm. superior a la media 830.9 mm. y por lo tanto lluvioso (página 49) y figura 30.

El año precedente fué algo seco no pudiendo prepararse la inundación general.

Esta se limitó a las cuencas de Las Flores y Vallimanca.

El Salado superior se mantuvo bajo su nivel normal (página 173) no aportando grandes caudales tampoco su cuenca Norte.

El derrame de la cuenca de los canales 9 y 11 no fué considerable, pues resistió el canal número 9.

LLUVIAS DEL 6 AL 22 DE ABRIL DE 1919

Estas lluvias son particularmente interesantes por importar mayores precipitaciones, en las cuencas del Viilamanca y Las Flores, que las del 29 de junio al 6 de julio de 1919, por haberlas precedido tres meses y haberse almacenado íntegramente.

Cuando ocurrieron estas precipitaciones, la tierra estaba saturada y los bajos semicolmados con los continuos excesos (figuras 76 y 113) y se había producido ya la sobre elevación de vertientes.

PRECIPITACIÓN DE LA LLUVIA DE ABRIL Y JULIO

CUENCAS	Extensión en Km ²	Lluvias			
		Del 6 al 22 de abril de 1919		29 de junio al 6 de julio de 1919	
		Precipit en mm.	Total en Hm ³	Precipit en mm.	Total en Hm ³
Cuenca de Las Flores según Duclout D, W, B1, Y, X, F, D	10.294	165,0	1.698	106,9	1.100
Cuenca del Vallimanca según el F. C. S. Y, A, A1, C1, C2, V, B, Y	18.800	172,5	3.243	148,4	2.799
Cuenca tributaria del Vallimanca Y, A, A1, B, Q, Y	9.300	161,5	1.502	908,	884

Tardando el máximo de los derrames de las cuencas del Vallimanca y Las Flores, Tapalqué, 16 días en alcanzar Gorchs, puesto que el efecto de las precipitaciones del 4, 5 y 6 de julio

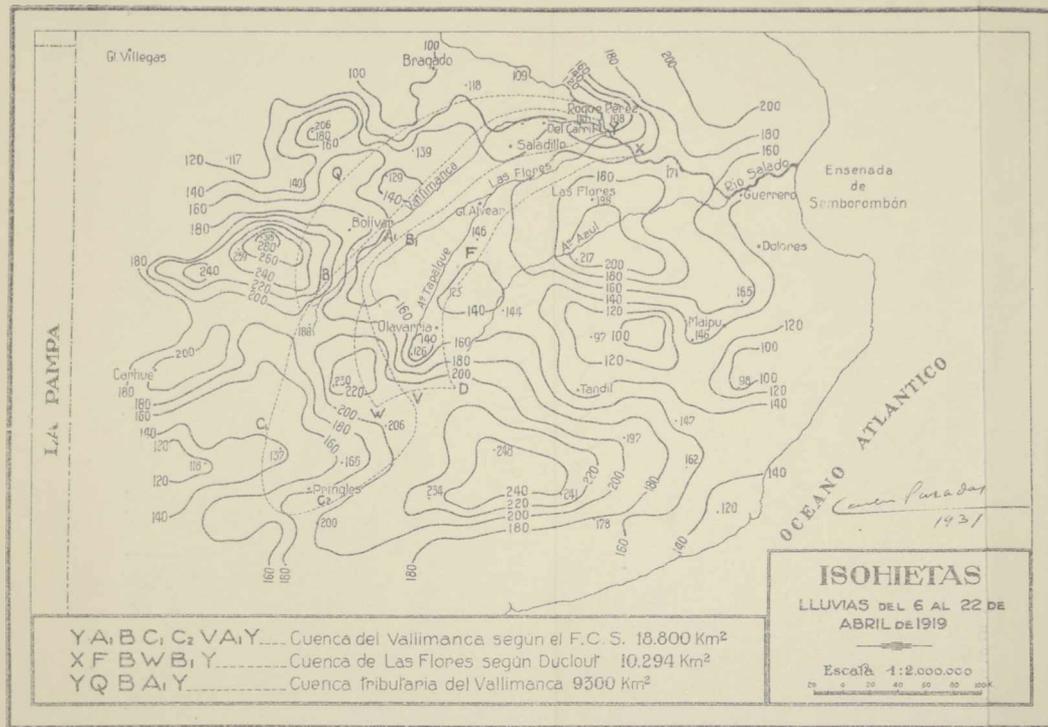


Figura 72

En estas lluvias que fueron las que realmente prepararon las inundaciones de julio se precipitaron en las cuencas del Vallimanca y Las Flores, de acuerdo al dibujo, 6443 Hm.³ sin ocasionar variaciones

en Gorchs

En la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919, se precipitaron en las mismas cuencas 4734 Hm.³ y el caudal llegó en Gorchs a 3052 m³/s., el 20 de julio

Influencia regenerativa de la evaporación estival precedente sobre la capacidad de los tajos.

En los 37.067 Km.² de cuenca del Salado, se precipitaron 13.500 Hm.³, no consiguiendo llevar el Salado en sus puentes al régimen normal, al igual que las de marzo de 1912 y marzo de 1926.

Esta precipitación es mayor que la de todas las tormentas que causaron inundaciones, con excepción de las de abril de 1914. (Véase cuadro página 12).

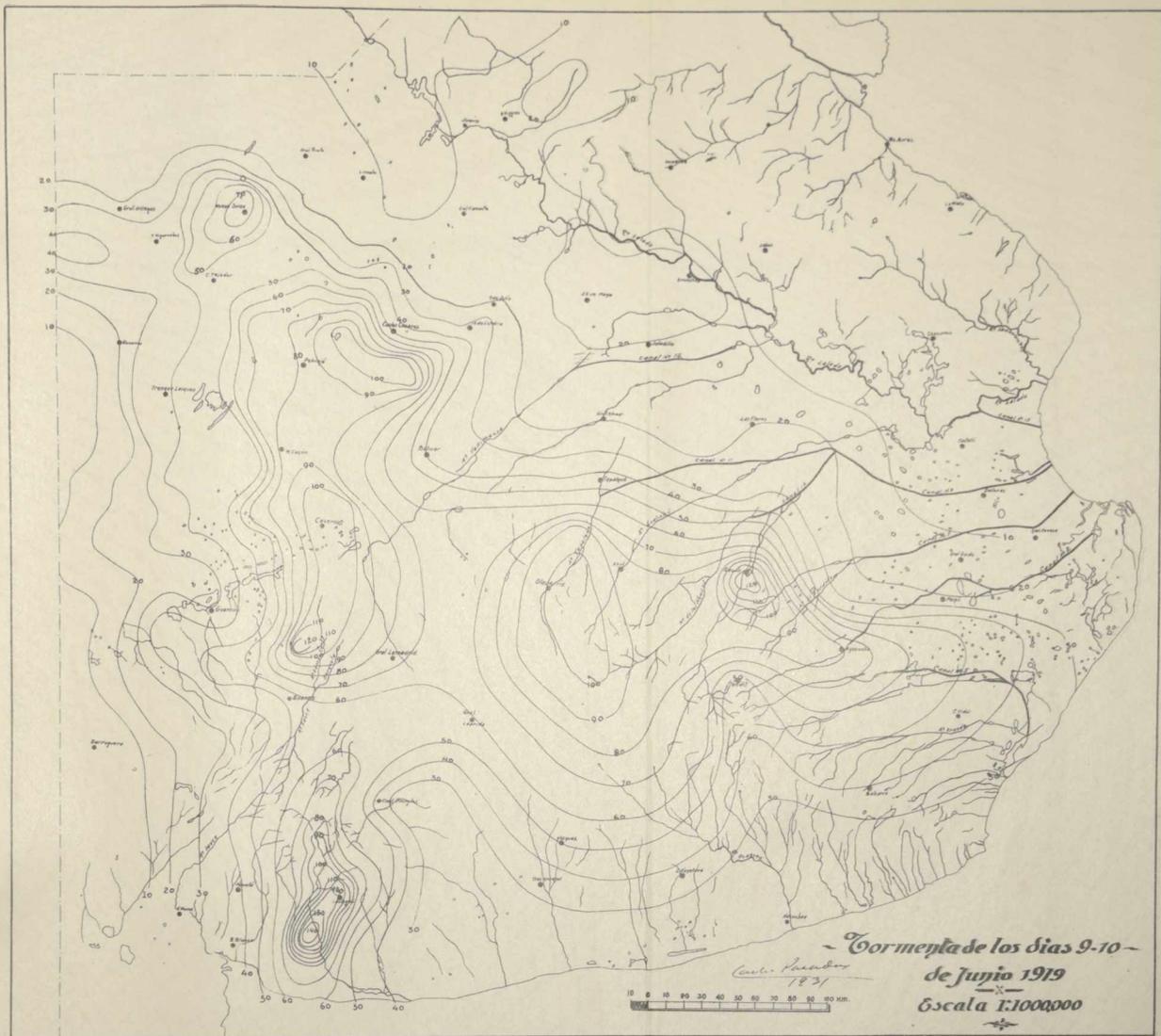


Figura 73

Estas lluvias que precedieron a la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919 colmaron los bajos, preparando así el terreno para que la subsiguiente hiciese sentir su máximo efecto. En los partes de la Empresa del F. C. S., consta que el 11 de junio hubo peligro de ser cortadas las vías.

de 1919, se sintió el 20 de julio en Gorchs (figura 78) con 3.082 m³/s., para esta otra lluvia iniciada el 6 de abril, debió producirse su máximo el 22 de abril y en el diagrama de la figura 78 se ve que se mantiene con su nivel bajo el normal en Gorchs hasta después de mediados de mayo, ocasionándose entonces una pequeña avenida por las lluvias del mismo mes, menores que las de abril a causa de encontrar los bajos colmados por las sucesivas precipitaciones precedentes (figuras 78 y 113).

Prueba concluyente que las lluvias de julio de 1919 se pudieron almacenar íntegramente y luego extraerlas lentamente si se hubiese comenzado a drenar los excesos de marzo (véase figura 113).

Es lógico por otra parte considerar estas lluvias de duración igual al tiempo de escurrimiento de la onda, de acuerdo al método de Chamier (página 314).

DETALLE DIARIO DE LAS LLUVIAS DE ABRIL DE 1919 EN LAS CUENCAS DEL VALLIMANCA Y LAS FLORES

Fechas	General Alvear	Saladillo	Bolívar	Pringles	V. de Mayo	Olavarría	Gen. Lamadrid
6	—	5,0	2,0	—	4,0	—	—
7	5,0	18,0	—	—	23,0	—	—
8	16,0	3,0	24,0	6,0	3,0	7,0	9,0
9	20,0	5,0	43,0	84,0	3,0	38,0	60,0
10	55,0	5,0	74,0	24,0	3,0	18,0	27,0
11	5,0	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	16,0	—	—	3,0
13	3,0	—	27,0	11,0	—	38,0	72,0
14	1,0	4,0	—	—	—	1,0	10,0
15	6,0	2,0	—	—	6,0	—	—
16	—	—	—	—	1,0	—	—
18	21,0	7,0	—	—	2,0	—	—
20	1,0	—	—	—	—	2,0	3,0
21	8,0	17,0	4,0	—	27,0	17,0	7,0
22	9,0	23,0	18,0	19,0	23,0	28,0	41,0
Sumas	150,0	89,0	192,0	160,0	95,0	149,0	232,0

LLUVIAS DEL 9 AL 10 DE JUNIO DE 1919

Esta tormenta del 9 y 10 de junio preparó la inundación producida en el Vallimanca con las lluvias de julio, colmando los bajos. (Fig. 73).

El 11 de junio hubo peligro de rotura de terraplenes de vías.

Se adjunta el plano de dichas precipitaciones, con una planilla de los detalles de las precipitaciones medias y totales para cada cuenca.

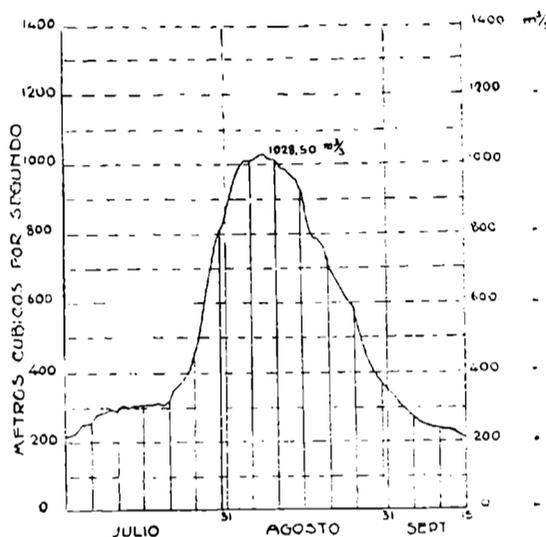


Figura 74
Curva de descarga del Salado para el año 1919
según la Dirección de Desagües

En este diagrama no ha sido tomada en cuenta la ampliación de la sección del puente de Guerrero en 1910, etcétera, por lo cual, los caudales indicados son más bajos que los reales.

CUENCAS Y LLUVIAS

Cuencas diversas	Extensión en Km2.	Año 1919 Lluvias del 9 al 10 de junio	
		Lluvia media en mm.	Precipitac total en Hm3.
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A ..	51.468	59,55	3.066
Cuenca directa al mar sin tener en cuenta el colector (tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	39,96	1.079
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	57,50	1.159
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	26,2	1.787

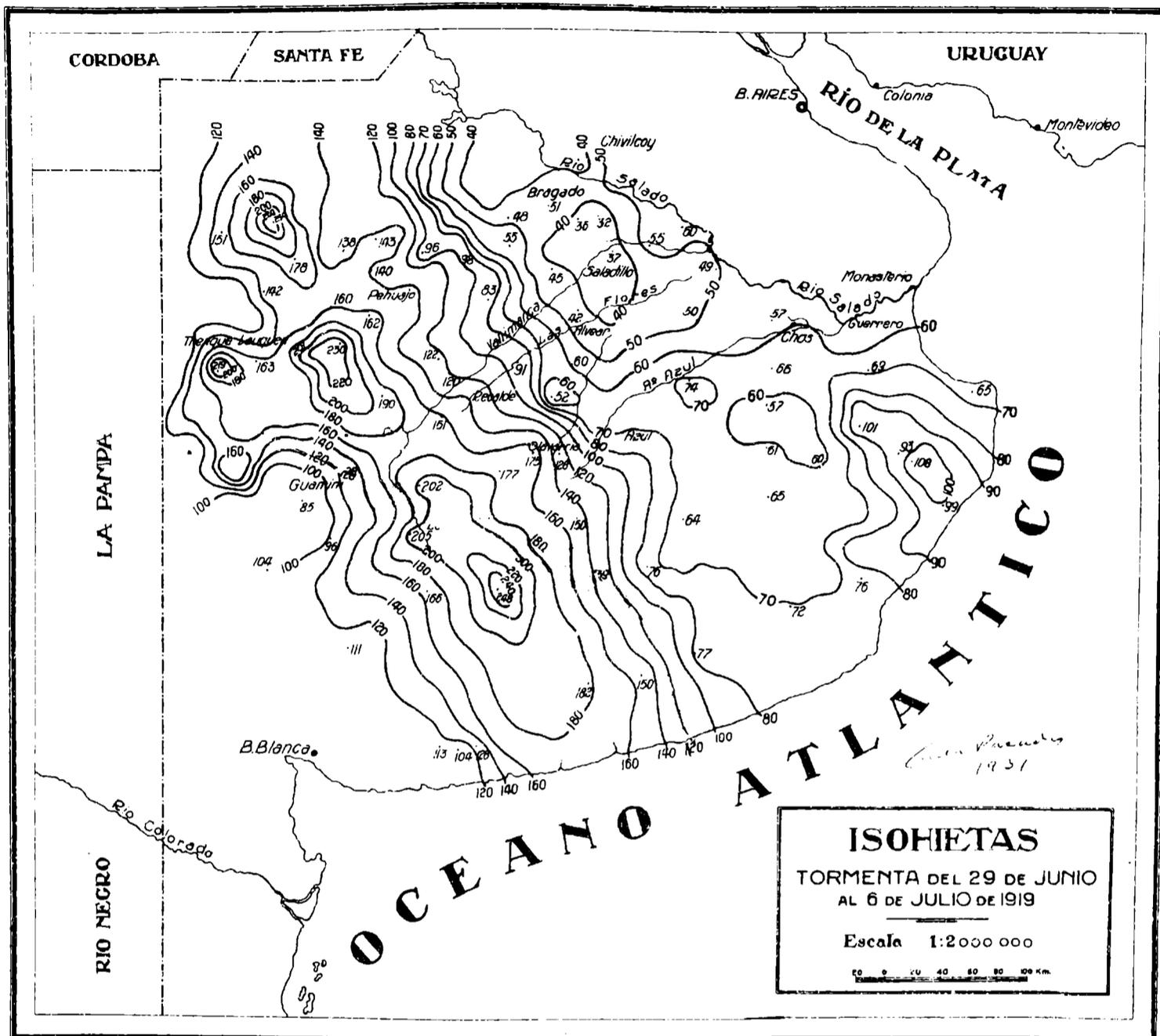


Figura 75

Con la precipitación ocasionada por esta tormenta, la cuenca del Vallimanca vertió a la altura de Del Carril más de 1500 m.³/s. El caudal en Gorchs con el Salado Superior bajo el nivel normal fué llevado a 3082 m.³/s. El del Salado en Villanueva a 2874 m.³/s. y en Guerrero aproximadamente a 1400 m.³.

Esta tormenta es bien inferior a la del 21 al 24 de febrero de 1915, a las lluvias de abril del mismo año 1919 y pudo ser en consecuencia íntegramente almacenada.

En los 38.394 Km.². de cuenca de Las Flores y Vallimanca se precipitaron en las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, un volumen de 4.774 Hm.³., inferior a la precipitación de 7309 Hm.³. caída en abril de 1914 y almacenada íntegramente a pesar de haber provocado esta última lluvia inundaciones generales. (Figura 63).

Precipitaciones que precedieron a las del mes de Julio de 1919.-
 Agosto y Septiembre es el promedio: las Flores, Saladillo, Tandil, Olavarría, Chascomús y Bragado.-
 Observación: de Enero a Julio, es el promedio de Saladillo, Bolívar, 25 de Mayo y G. Lamadrid.-

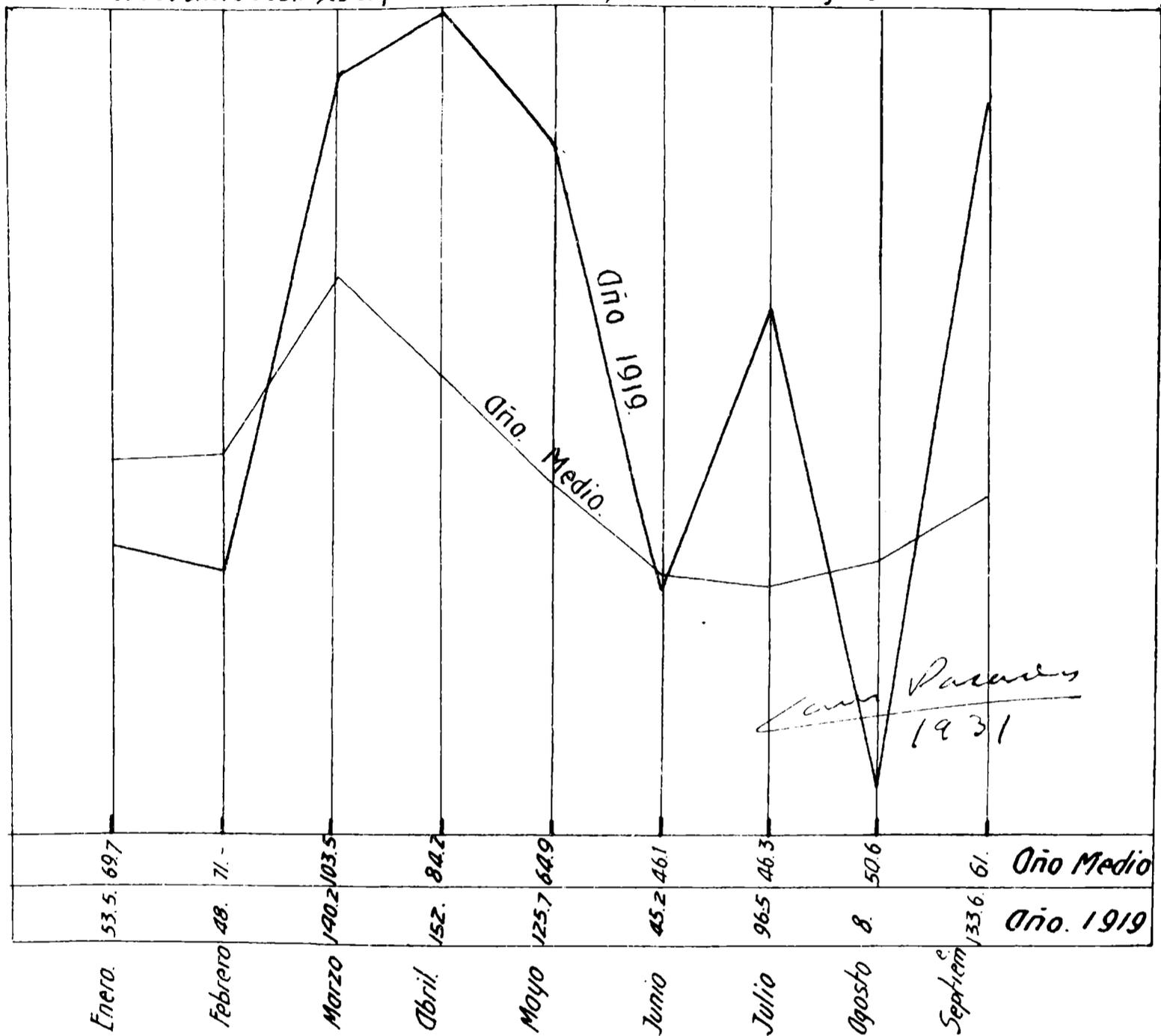


Figura 76

Se observa por este gráfico que en abril las lluvias fueron más copiosas que en julio. Fueron 6443 Hm.³ y 4734 Hm.³ respectivamente en las cuencas del Vallimanca y Las Flores, de acuerdo al plano figura 72.
 Influencia de la evaporación y regeneración de la capacidad de los bajos de la estación estival precedente.

Cuencas diversas	Extensión en Km ²	Año 1919 Lluvias del 9 al 10 de junio	
		Lluvia media en mm.	Precipitac total en Hm ³ .
Cuenca tributaria del Salado, considerada como si no existiesen obras de desagües (es decir la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	37,—	3.221
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	33,—	968
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	51,39	661
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, I, X, F, V, W	10.294	50,87	550
Zona I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	50,99	831
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	63,28	1.141
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	17,92	323
Zona al Oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V	50.400	40,—	2.016

LLUVIAS DEL 29 DE JUNIO AL 6 DE JULIO DE 1919

(Fig. 75)

Se adjunta la planilla de precipitaciones para esta tormenta que causó un caudal de 3082 m³/s. en Gorchs. (Pág. 170).

Cuencas diversas	Extensión en Km ²	Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919	
		Precipit. media en mm.	Total en Hm ³ .
Cuenca tributaria del Colector	51.468	98,7	5.080
Cuenca directa al mar	27.021	73,4	1.983
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, F, G, H, I, J, D	20.158	84,1	1.695
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	77,4	2.271
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, X	12.867	130,3	1.676
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, I, X, F, V, W	10.294	106,9	1.100
Zona I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	63	1.027
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	84,3	1.519
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	81,6	1.470
Cuenca N, Q, Y, A, B, C	12.400	98,9	1.226
Zona al Oeste de N, Q, L, hasta Meridiano V . . .	50.400	133,9	6.748
Cuenca al Norte del Vallimanca y tributaria del mismo Y, A, B, Q, Y	9.300	90,8	884
Cuenca del Vallimanca, según el Ferrocarril Sud. Y A A, C ₁ D ₁ B ₁ Y	18.800	148,4	2.790

DESTRUCIONES EN LAS VÍAS DEL F. C. S. SEGÚN INFORME OFICIAL
1919. (Fig. 77)

Línea 1.—El día 1º de junio de 1919 esta línea estuvo en peligro de ser cortada entre Estación Iturregui y Recalde en Km. ... y entre Estación Quilco e Iturregui en Km. ... y Km.

El día 11 de junio en las mismas líneas el peligro de Km. ... desapareció subsistiendo los otros dos.

5 de julio.—*Línea 2.*—Se rompió entre Estación Pontant y Líbano en Km. ... y en peligro entre Pontant y Pringles, Km.

Línea 1.—El 5 de julio se rompió entre Estación Reserva y Pringles.

Línea 3.—Peligro entre Piñeyro y La Colina Km. ... y La Colina y General Lamadrid Km.

Línea 4.—Peligro entre Louge y Otoño, Km.

Línea 6.—En peligro en dos puntos entre Estación La Larga y Daireaux, Km. ... y Km.

7 de julio de 1919.—*Línea 1.*—Se rompió entre Estación Santa Elena y Voluntad y peligró de romperse entre Reserva y Pringles.

Línea 2.—Desapareció el peligro entre Pontaut y Pringles.

Línea 3.—Se rompió entre Lamadrid y Las Martinetas, Km. ... y entre Las Martinetas y Rocha, Km. ... y Km.

En peligro en Km. ... entre Rocha y Las Martinetas.

En peligro entre La Colina y Lamadrid, en Km.

Línea 1.—Se rompió entre Quilco e Iturregui, Km. ... y entre Iturregui y Recalde, Km. ... y Km. ... (2).

Línea 4.—Se rompió entre Maipú y Recalde y entre Otoño y Louge, Km.

Línea 5.—Se rompió entre Paula y Vallimanca Km. ... y entre Vallimanca y Bolívar Km.

Línea 6.—En peligro entre Estación Alamos y Guaminí.

8 de julio de 1919.—*Línea 1.*—Se reparó la rotura entre Estación Voluntad y Santa Elena.

Línea 3.—Se rompió entre La Colina y Lamadrid. Se reparó el peligro que existía entre Piñeyro y La Colina y estuvo en peligro entre Rocha y Muñoz.

Línea 1.—Se produjo otra brecha en Km. . . . y entre Quilco e Iturregui.

Línea 4.—Se produjo otra brecha entre Louge y Otoño y peligró entre Louge y Arboledas. Se rompió entre Arboledas y Maipú y se produjo otra brecha entre Maipú y Recalde, cerca de la ya existente.

Se rompió entre Blanca Grande y Recalde; entre Blanca Grande y Espigas y entre Espigas y San Bernardo en dos partes. Estuvo además en peligro entre Blanca Grande y Espigas y entre Espigas y San Bernardo, en dos partes.

Línea 5.—En peligro entre Recalde y Estación Paula y entre Paula y Vallimanca, en dos partes.

Línea 6.—Se rompió entre Alamos y Guaminí.

9 de julio de 1919.—*Línea 2.*—Se rompió entre Pontaut y Pringles, Km. . . . y Km. . . . (2).

Línea 5.—Se rompió entre Paula y Recalde.

En los demás puntos igual que el día anterior.

10 de julio de 1919.—*Línea 1.*—Se reparó la brecha entre Pringles y Reserva.

Línea 2.—Igual situación que el día anterior.

Línea 3.—Se reparó brecha entre Estación La Colina y Lamadrid y la de entre Rocha y Muñoz.

11 de julio de 1919.—*Línea 3.*—Se produjo otra brecha entre Lamadrid y Las Martinetas.

Línea 6.—Cerca de Bolívar entre Bolívar y Unzué.

Los demás puntos igual. En Micheo peligró entre Esther y Pueblito, tres brechas se produjeron.

12 de julio de 1919.—*Líneas 1, 2 y 3.*—Igual.

Línea 7.—Se repararon las dos brechas entre Iturregui y Recalde.

Línea 4.—Se repararon todas las brechas entre Recalde y Emma.

Línea 5.—Se reparó la brecha Paula y Recalde.

Los demás puntos igual.

13 de agosto de 1919.—*Línea 3.*—Se reparó la brecha entre Las Martinetas y Rocha. Los demás puntos igual.

En el ramal de Saladillo a San Enrique cerca de Mamaguita en peligro y otro tanto entre Barrancosa y Saladillo.

14 de julio de 1919.—*Líneas 1 y 2.*—Reparadas todas las brechas. Las demás líneas igual. En peligro cerca de Puente Arroyo Saladillo y entre Del Carril y Roque Pérez.

15 de julio.—*Línea 6.*—Se reparó la brecha Bolívar-Unzué. Se rompió entre Saladillo y Barrancosa y se llevó el puente sobre el Arroyo Saladillo.

16 de julio.—*Línea 6.*—Se reparó la brecha Ibarra-Bolívar.

Línea 4.—Se reparó la brecha Otoño-Louge. Los demás puntos igual.

Entre Roque Pérez y Del Carril cerca del puente hacia Roque Pérez se produjo otra brecha. Hasta el 21 de julio igual.

Se reparó la brecha entre Louge y Arboledas.

22 de julio.—Se reparó la brecha entre Barrancosa y Saladillo.

5 de agosto.—Se reparó la brecha arriba del Arroyo Saladillo.

6 de agosto.—Reparación de dos brechas entre Esther y Pueblito.

8 de agosto.—Reparada la otra brecha a Pueblito.

9 de agosto.—Se reparó la brecha del puente Arroyo Saladillo.

22 de agosto.—La única brecha que faltaba reparar era entre Paula y Vallimanca, la que quedó terminada el 27 de agosto.

INUNDACIONES.—JULIO DE 1919

Los daños ocasionados a la vía, por las inundaciones empezadas el 4 de julio de 1919, son los siguientes:

RAMAL EMPALME, LOBOS, ALVEAR, OLAVARRÍA, ROQUE PÉREZ Y DEL CARRIL

Km. 143 a Km. 144: Balasto de la vía sacado hasta abajo de los durmientes.

Km. 149 a Km. 150: 7 palos. Terraplen notablemente carcomido en varios puntos.

Km. 151: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 65 m.

Km. 151: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 85 m.

Km. 151: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 70 m.

Km. 152.498: Puente sobre Arroyo Saladillo de 7 tramos de 10.00 m. Estribo y primer pilar Norte completamente destruidos. Provisoriamente las vigas del puente están sostenidas por estribo y pilar contruidos con piedra y durmientes.

ENTRE EMPALME RAMAL SAN ENRIQUE Y BARRANCOSA

Km. 194.850: Terraplen cortado en un largo de 10.00 m.

Km. 195.500: Terraplen cortado en un largo de 35.00 m.

Km. 198.000: Terraplen cortado en un largo de 20.00 m.

Además de éstos cortes, quedó la vía sin balasto hasta abajo de los durmientes en varios puntos entre los Kms. 188 y 198 por un largo de 3 kilómetros.

ENTRE CROTTO Y OLAVARRÍA

Las aguas pasaron sobre la vía en varios puntos entre los Kms. 318 y 324 y se llevaron una tercera parte del lado Este del terraplen. Además quedó cortado el terraplen en el Km. 323.000 en un largo de 18 m.

RAMAL A SAN ENRIQUE

Entre Empalme y Esther.—Kms. 202 a 203: Terraplen carcomido en varios puntos y pequeños cortes completos.

ENTRE ESTHER Y PUEBLITOS

Kms. 298 a 217: Terraplen carcomido en varios puntos y pequeños cortes completos.

Km. 212: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 27.00 metros.

Km. 213: 11 palos: Terraplen cortado en un largo de 13.00 metros.

Km. 216: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 50.00 metros.

LÍNEA CAÑUELAS—LAS FLORES, CRUCE DEL RÍO SALADO ENTRE Z. V. DORNA Y GORCHI

Terraplen afectado por las aguas entre Km. 127.200 y Km. 133.000.

RAMAL ALTAMIRANO—LAS FLORES, CRUCE DEL RÍO SALADO ENTRE VILLANUEVA
Y BONNEMENT

Terraplen seriamente afectado entre Km. 125.400 y 126.500 y entre Km. 134.000 y Km. 136.850.

RAMAL LAS FLORES—TANDIL, CRUCE CANAL Nº 11 ENTRE PLAZA MONTERO Y COLMEN

Terraplen afectado en los puntos donde había sido reforzado y protegido preventivamente.

RAMAL OLAVARRÍA—VELA, OLAVARRÍA, 16 DE JULIO

Km. 347.280 a Km. 347.460: Destrucción de una tercera parte del terraplen.

Km. 347.460 a Km. 348.230: Terraplen cortado en un largo de 770 metros.

Km. 348.230 a Km. 349.080: Destrucción de una tercera parte del terraplen.

Km. 349.080 a Km. 349.230: Terraplen cortado en un largo de 150 metros.

Km. 349.230 a Km. 349.350: Destrucción de una tercera parte del terraplen.

Km. 349.350 a Km. 349.540: Terraplen cortado en un largo de 190 metros.

Km. 349.540 a Km. 349.860: Destrucción de una tercera parte del terraplen.

LÍNEA OLAVARRÍA—PRÍNGLES, OLAVARRÍA, SANTA LUISA

Km. 347.300 a Km. 348.350: Aguas 0.45 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

HERMANAS A PARAGUIL

Km. 347.900 a Km. 440.000: Aguas 0.30 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

PARAGUIL A KRABBE

Km. 456.500 a Km. 458.000: Aguas 0.20 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

RESERVA A PRÍNGLES

Km. 473.400 a 474.500: Aguas 0.40 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 475.550 a 476.100: Aguas 0.30 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 478.100 a 474.160: Terraplen cortado en un largo de 60 metros.

Km. 476.160 a 476.250: Aguas 0.30 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 490.400 a 490.550: Aguas 0.45 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

LÍNEA AZUL, OLAVARRÍA, LAMADRID, SAAVEDRA, AZUL A NIEVES

Km. 292.000 a 293.000: Terraplen cortado en un largo de 140 metros.

MUÑOZ A ROCHA

Km. 394: 9 palos, a Km. 395: 6 palos. Balasto sacado hasta abajo de los durmientes en un largo de 150 metros.

Km. 397: 2 palos. Terraplen afectado en un solo lado de la vía en un largo de 10.00 metros.

ROCHA A MARTINETAS

Paso a nivel Sur Estación.—Guarda ganado Sur destruido.

Km. 400: 10 palos, a Km. 402: 2 palos. Terraplen carcomido en un solo lado de la vía por un largo de 150 metros, divididos en diferentes puntos.

Km. 404: 1 palo, a 404: 3 palos. Terraplen carcomido en un solo lado de la vía por un largo de 50 metros, dividido en diferentes puntos.

Km. 404: 4 palos, a 405: 5 palos. Terraplen cortado en un largo de 60 metros.

Km. 404: 5 palos, a 404: 6 palos. Terraplen carcomido en un solo lado de la vía por un largo de 25 metros, dividido en tres diferentes puntos.

PUENTE SOBRE RÍO SALADO DE 5 TRAMOS DE 6 MTS. 70 DE LUZ

El estribo y un pilar Sur del puente han sido destruidos y el estribo Norte ha quedado rajado; el terraplen lado Norte ha sido cortado en un largo de 130 metros. La vía corre actualmente sobre un puente provisorio.

Km. 423.183 a 423.269: Terraplen cortado en un largo de 86 metros.

Km. 423.501 a 423.577: Terraplen cortado en un largo de 76 metros.

LA MADRID A LA COLINA

Km. 435: 12 palos, a Km. 436: 2 ½ palos. Mitad del terraplen ha sido destruido en un largo de 30 metros y cortado en un largo de 6.00 metros.

RAMAL LA MADRID, PRÍNGLES, LA MADRID A LASTRA

Km. 434.230 a Km. 438.300: Aguas 0.45 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

LASTRA A LIBANO

Km. 456.400 a 470.900: Aguas 0.10 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 475.924 a 476.000: Terraplen cortado en un largo de 80 metros.

LIBANO A PONTAUT

Km. 487.400 a 488.625: Aguas 0.20 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 490.000 a 491.000: Aguas 0.15 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

Km. 497.077 a 498.230: Aguas 0.10 m. sobre nivel riel y terraplen afectado.

LÍNEA ALVEAR, RECALDE, LA MADRID, SAN BERNARDO A ESPIGAS

Km. 290: $\frac{1}{2}$ palo. Terraplen cortado en un largo de 8.00 m.

Km. 291: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 2.00 m.

Km. 380: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 4.00 m.

ESPIGAS, BLANCA GRANDE

Km. 342: 2 palos. Terraplen cortado en un largo de 7.00 m.

ITURREGUI, QUILCO

Km. 381: 4 palos. Mitad del terraplen ha sido destruido en un largo de 4 metros.

Km. 384: 12 palos, a Km. 385: $\frac{1}{2}$ palo. Terraplen cortado en un largo de 192 metros.

Km. 388: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 4 metros.

Km. 392.00 a Km. 392: $5 \frac{1}{2}$ palos. Mitad terraplen destruido en un largo de 423 metros.

Km. 392: $5 \frac{1}{2}$ palos. Terraplen cortado en un largo de 13.00 metros.

Km. 396: $6 \frac{1}{2}$ palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 393: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 2.00 metros.

Km. 393: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 18.00 metros.

Km. 393: 7 palos, a Km. 393: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 150.00 metros.

Km. 393: $9 \frac{1}{2}$ palos. Terraplen cortado en un largo de 4.00 metros.

QUILCO, LA MADRID

Km. 418: 11 palos. Terraplen cortado en un largo de 2.00 metros.

Km. 420: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 421.580 a 421.640: Puente de tres tramos de 10.00 metros de luz sobre Río Salado. El estribo Sur ha sido arrancado por las aguas y el terraplen destruido en un largo de 160 metros.

RAMAL BOLIVAR, RECALDE, BOLIVAR VALLIMANCA

Km. 313: 11 palos, a Km. 33: 12 palos. El terraplen ha sido cortado de 1 metro en cuatro puntos diferentes.

Km. 434: 6 palos, a Km. 334: 7 palos. El terraplen ha sido cortado de 1 metro en cuatro puntos diferentes.

Km. 338: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 1.00 metro.

Km. 340: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 12.00 metros.

Km. 340: 1 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 34.00 metros.

Km. 340: 1 ½ palos, a 340: 4 ½ palos. Mitad del terraplen ha sido destruido en un largo de 231.00 metros.

Km. 340: 1 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 32.00 metros.

Km. 340: 4 ½ palos a 340: 6 palos. Mitad del terraplen ha sido destruido en un largo de 115 metros.

Km. 340: 6 palos, a Km. 340: 8 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 192 metros.

Km. 342: 5 palos, a 342: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 77 metros.

Km. 342: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 12 metros.

Km. 343: 3 palos. Terraplen cortado en un largo de 18 metros.

Caños de cemento armado de 0.60 m. de diámetro destruidos.

Km. 343: 10 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 12.00 metros.

Km. 344: 3 palos. Terraplen cortado en un largo de 25.00 metros.

VALLIMANCA A PAULA

Km. 347: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 347: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 24.00 metros.

Km. 347: 10 palos, a Km. 349: 8 palos. Mitad del terraplen destruidos en un largo 923 metros, dividido en varios puntos.

Km. 348.000: Terraplen cortado en un largo de 24.00 metros.

Km. 348: 2 palos. Terraplen cortado en un largo de 24.00 metros.

Km. 348: 3 palos. Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 348: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 48.00 metros.

Km. 392: 3 palos, a Km. 394: 1 palo. Mitad del terraplen destruido en un largo de 1.847.00 metros.

Km. 394: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

ARBOLEDAS, LUGUE

Km. 400: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 18.00 metros.

Km. 400: 10 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 11.00 metros.

Km. 403: 12 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 5.00 metros.

Km. 407: 1 palo, a Km. 407: 2 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 77.00 metros.

Km. 407: 12 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 3.00 metros.

Km. 408.000: Mitad del terraplen destruido en un largo de 231.00 metros.

Km. 415: 1 palo, a Km. 415: 5 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 308.00 metros.

Km. 415: 4 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 415: 5 palos. Dos cortes en el terraplen de 5.00 metros de largo cada uno.

LOUGE, OTOÑO

Km. 416: 2 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 6.00 metros.

Km. 416: 6 palos, a Km. 416: 9 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 231.00 metros.

Km. 417: 10 palos, a Km. 417: 2 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 154.00 metros.

Km. 421: 3 palos, a Km. 421: 7 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 100.00 metros.

Km. 422: 4 palos, a Km. 422: 9 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 385.00 metros.

Km. 425: 11 palos, a Km. 426.000: Mitad del terraplen destruído en un largo de 10.00 metros.

Km. 428: 11 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 3.00 metros.

Km. 428: 12 ½ palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 6.00 metros.

LÍNEA EMPALME, LOBOS, BOLIVAR, SAAVEDRA, HUETEL, DEL VALLE

Km. 278.000 a Km. 280.000: Balasto de la vía sacado hasta abajo de los durmientes en un largo de 1 ½ km.

DEL VALLE, HALE

Km. 293: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 1.00 metro.

Km. 294: 2 palos. Terraplen cortado en un largo de 1.00 metro.

Km. 294: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 1.00 metro.

UNZUE, BOLIVAR

Km. 330: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 6.00 metros.

BOLIVAR, IBARRA

Km. 340: 2 ½ palos. Terraplen cortado en varios puntos en un largo total de 7.00 metros.

ALAMOS, GUAMINÍ

Km. 467: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 12.00 metros.

Km. 467: 7 palos, a 467: 8 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 78.00 metros.

Km. 468.2: 2 palos, a 468: 5 palos. Balasto superior destruído en un largo de 230.00 metros.

Km. 469: 7 palos, a Km. 470: 6 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 920.00 metros.

Km. 471: 5 palos, a 471: 11 palos. Terraplen cortado en un largo de 460.00 metros.

Km. 472: 11 palos, a 473: 12 palos. Balasto superior destruído en un largo de 1.080.00 metros.

GUAMINÍ, ARROYO VENADO

Km. 483: 5 palos. Guarda ganados de paso nivel destruídos.

Km. 483: 9 palos, a 483: 10 palos. Vía destruída en un largo de 78.00 metros a causa de socavamiento del terraplen.

Km. 484: 9 palos. Vía destruída en un largo de 30.00 metros, debido a socavamiento del terraplen.

CARHUE, ERIZE

Km. 528.000 a Km. 529.000: Vía destruída a causa de socavamiento del terraplen.

Km. 348: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 348: 11 palos. Terraplen cortado en un largo de 12.00 metros.

Km. 349.000: Terraplen cortado en un largo de 24.00 metros.

Km. 350: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 350: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 351.000: Terraplen cortado en un largo de 36.00 metros.

Km. 351: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 48.00 metros.

Km. 351: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 77.00 metros.

Km. 351: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 37.00 metros.

Km. 351: 11 palos, a 351: 12 palos. Terraplen cortado en un largo de 90.00 metros.

Km. 351: 12 ½ palos, a Km. 352.000: Terraplen cortado en un largo de 41.00 metros.

Km. 352: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 9.00 metros.

Km. 352: 6 palos, a Km. 352: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 3.00 metros.

Km. 352: 6 palos, a Km. 352: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 3.00 metros.

Km. 352: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 12.00 metros.

Km. 352: 11 palos, a 352: 12 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 83.00 metros.

RAMAL RECALDE, FIGUE, RECALDE, MAPIS

Km. 363: 7 palos, a Km. 363: 11 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 308 m.

Km. 364: 11 palos. Teraplen cortado en un largo de 6.00 metros.

Km. 364: 12 palos. Terraplen cortado en un largo de 6.00

Km. 365.000: Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 365: 1 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 365: 2 palos. Terraplen cortado en un largo de 25.00

Km. 365: 2 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 365: 3 palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 365: 4 palos. Terraplen cortado en un largo de 15.00 metros.

Km. 365: 4 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 50.00 metros.

Kms. 368 a 368: 5 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 385.00 metros.

Km. 370: 11 palos, a Km. 371: 3 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 385.00 metros.

Km. 374: 9 palos, a Km. 374: 12 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 231.00 metros.

Km. 374: 11 palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 374: 12 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 375.000 a Km. 375: 3 palos. Mitad del terraplen destruído en un largo de 231.00 metros.

MAPIS, ARBOLEDAS

Km. 377: 9 palos, a Km. 378: 3 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 539.00 metros.

Km. 380.000 a Km. 381: 7 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 1.539.00 metros.

Km. 380: 2 palos. Terraplen cortado en un largo de 6.00 metros.

Km. 380: 9 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 380: 12 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 20.00 metros.

Km. 381.000: Terraplen cortado en un largo de 35.00 metros.

Km. 381.787: Puente sobre el arroyo Quilco. Pilar Sur asentado (6 tramos de 5 metros).

Km. 385: 7 palos, a Km. 386: 3 palos. Mitad del terraplen destruido en un largo de 693.00 metros.

Km. 386: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 3.00 metros.

Km. 386: 10 palos, a Km. 391.000: Mitad del terraplen destruido en un largo de 4.231.00 metros.

Km. 388: 8 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 4.00 metros.

Km. 380: 8 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 48.00 metros.

LÍNEA TANDIL, TRES ARROYOS, BAHÍA BLANCA, LÓPEZ JUAREZ

Km. 407: 5 palos, a 407: 11 palos. Terraplen afectado en un largo de 460.00 metros.

Km. 408: 3 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 410.000 a Km. 410: 2 palos. Terraplen afectado en un largo de 154.00 metros.

JUAREZ, ALZAGA

Km. 433: 1 palo, a Km. 433: 3 palos. Terraplen afectado en un largo de 230.00 metros.

Km. 433: 6 palos, a Km. 434: 6 palos. Terraplen afectado en un largo de 100.00 metros.

Km. 434: 10 palos, a 435: 3 palos. Terraplen afectado en un largo de 460.00 metros.

Km. 435: 3 palos, a 435: 7 palos. Terraplen afectado en un largo de 308.00 metros.

Km. 435: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 20.00 metros.

Km. 435: 8 palos, a 436: 3 palos. Terraplen afectado en un largo de 616.00 metros.

Km. 435: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 60.00 metros.

Km. 436: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 436: 3 palos, a Km. 437: 4 palos. Terraplen afectado en un largo de 1.080.00 metros.

Km. 437: 7 palos. Terraplen carcomido hasta el centro de la vía en un largo de 70.00 metros.

Km. 437: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 30.00 metros.

Km. 437: 10 palos. Terraplen carcomido hasta el centro de la vía en un largo de 80.00 metros.

Km. 437: 12 palos. Terraplen cortado en un largo de 30.00 metros.

Km. 438.000 a Km. 438: 1 palo. Terraplen afectado en un largo de 77.00 metros.

Km. 438: 12 palos, a Km. 439: 5 palos. Terraplen afectado en un largo de 462.00 metros.

Km. 440: 2 palos, a 441: 1 palo. Terraplen afectado en un largo de 920.00 metros.

BARROW, TRES ARROYOS

Km. 504: 8 palos, a 504: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 100.00 metros.

TRES ARROYOS, CASCALLARES

Km. 508: 6 palos, a 508: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 140.00 metros.

CASCALLARES, IRENE

Km. 539.000 a Km. 540: 8 palos. Terraplen afectado en un solo lado de la vía en un largo de 620.00 metros.

Km. 541: 1 palo, a 541: 4 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 240.00 metros.

Km. 541: 7 palos, a Km. 541: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 160.00 metros.

Km. 542: 1 palo, a Km. 542: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 360.00 metros.

Km. 542: 11 palos, a Km. 543: 1 palo. Terraplen cortado en un largo de 190.00 metros.

RAMAL DE DORREGO A COPETONAS, ORIENTE, COPETONAS

Km. 660.346: Puente de 3 tramos de 20.00 metros y 2 de 10.00 metros sobre Arroyo Salado. El agua llegó a 3.90 m. más alto que en la inundación de 1915, afectando en varios puntos la defensa de los estribos. Actualmente las aguas no han bajado lo suficiente para poder inspeccionar el estado de los pilares.

RAMAL BARROW, J. E. BARRA, BARROW, C. MOLINA

Km. 512: 3 palos. Puente de 3 tramos de 10.00 metros de luz. Los dos pilares y las obras de acero fueron arrancados por la violencia de las aguas.

DE LA GARMA, J. E. BARRA

Km. 539: 7 palos, a Km. 539: 10 palos. Terraplen cortado en un largo de 100 metros.

RAMAL DEFERRARI, ORENSE, ENERGÍA, CRISTIANO MUERTO

Km. 518: 9 palos. Terraplen afectado en un largo de 60.00 metros.

Km. 521: 3 palos, a Km. 521: 4 palos. Terraplen afectado en un largo de 60.00 metros.

Km. 521: 5 ½ palos, a Km. 521: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 100.00 metros.

Km. 521: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 20.00 m.

Km. 521: 12 palos, a Km. 522: 1 palo. Terraplen afectado en un largo de 140.00 metros.

Km. 522: 4 palos. Terraplen afectado en un largo de 50.00 m.

Km. 523: 3 palos, a Km. 523: 6 palos. Terraplen afectado en un largo de 230.00 metros.

Km. 523: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 525: 9 palos, a Km. 526: 2 ½ palos. Terraplen afectado en un largo de 500.00 metros.

Km. 526. 2 ½ palos. Terraplen cortado en un largo de 20.00 metros.

Km. 526: 12 palos. Terraplen cortado en un largo de 20.00 metros.

Km. 528: 6 palos, a Km. 528: 9 palos. Terraplen afectado en un largo de 230.00 metros.

Km. 529: 7 palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 mts.

Km. 532: 6 palos, a 532: 9 palos. Terraplen afectado en un largo de 230.00 metros.

Km. 533: 6 palos, a 533: 7 palos. Terraplen afectado en un largo de 77.00 metros.

Km. 535: 6 palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 535: 6 palos, a 535: 7 palos. Terraplen afectado en un largo de 77.00 metros.

Km. 536: 6 palos. Terraplen cortado por el público para dar paso a las aguas.

CRISTIANO MUERTO, ORENSE

Km. 539: 7 palos. Terraplen cortado por el público para dar paso a las aguas.

Km. 542: 11 palos. Tres cortes en el terraplen hechos por los vecinos.

Km. 544: 12 palos. Un corte en el terraplen hechos por los vecinos.

Km. 545: 4 palos. Un corte en el terraplen hechos por los vecinos.

Km. 549: 8 palos. Terraplen cortado en un largo de 10.00 metros.

Km. 551: 9 palos. Terraplen cortado en un largo de 32.00 metros.

Km. 552: 4 palos. Corte en el terraplen hecho por los vecinos.

RAMAL TAMANGEYÚ, BARROW, DEFERRARI, SAN GAVETANO

Km. 560: 4 palos. Alcantarilla de 2.00 metros muy afectada.

SAN GAVETANO, OCHANDIO

Km. 582: 7 palos, a Km. 582: 8 palos. Dos cortes de terraplen de 20.00 metros de largo cada uno.

Km. 582.000 a Km. 583.000: Terraplén afectada en un largo de 1.000.00 metros.

Km. 585: 8 palos. Puente de 4 tramos de 10.00 metros sobre el arroyo Cristiano Muerto. Estribos en muy mal estado.

OCHANDIO, MAYOL

Km. 619: 2 palos, a Km. 619: 3 palos. Terraplen cortado en un largo de 17.00 metros.

Esta lluvia provocó inundaciones y crecidas en los cursos de agua que bajan de las sierras, las que originaron en la cuenca del Vallimanca los más grandes caudales que se recuerdan.

En «La Prensa» del 8 de julio se hace saber que en La Madrid, las lluvias han producido la inundación de más de la mitad de ese Partido y en «La Prensa» del 9 de julio que las aguas llegan hasta 4 m. de la plaza de Bolívar, cuya situación se agrava los días 10 y 11.

El 13 la situación es grave en Micheo y el 14 tuvo su máximo en Del Carril con 1.000 m³|s. y en Guerrero el 8 de agosto. Simultáneamente se produjeron colosales crecidas del Tapalqué, cuyos detalles pueden verse en «La Prensa» del 7 de julio y días subsiguientes.

Las aguas inundaron barrios de Olavarría, hasta con 2.50 m. de altura de agua, ahogándose personas, arrastrando tres puentes y pereciendo ahogados de un solo estanciero, Señor Rivero, 5.000 ovejas. Fué en este pueblo la creciente más grande que se recuerda y llevó en esta ocasión el Tapalqué más de 2.000 m³|s.

También se produjeron crecidas extraordinarias de los arroyos Azul, Chapaleofú etc., pero la influencia de esta gran avenida en la cuenca de los canales 9 y 11 no fué tan considerable en la parte baja puesto que el canal 9 resistió sin romperse y las inundaciones no fueron de importancia.

Que esta inundación pudo evitarse, no cabe la menor duda, puesto que en la cuenca del Vallimanca tuvo un promedio de 130 mm. y tomando un 75 por ciento como escurrimiento, tendríamos 97 mm. que se almacenan en un 10 por ciento de bajos de 1 metro de profundidad o su volumen equivalente por ejemplo en un 20 por ciento debajo de 0.50 m. y es evidente que este volumen en depresiones existe si se mantienen desocupadas por un drenaje conveniente.

Por otra parte el cuadro comparativo con las lluvias ocurridas del 21 al 24 de febrero de 1915 y las del 15 al 28 de marzo de 1926, que se adjunta y que no provocaron inundaciones, prueba mi aserto.

Se observa que en las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, el Saladillo acusó un caudal en Del Carril de 1.000 m³|s. y el Salado en Guerrero llegó a 1.028 m³|s. según

la D. D. y en realidad a 1400 m³|s. aproximadamente. (Página 172).

Cuencas diversas	Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915		Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919		Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	
	Precipit. media en mm.	Total en Hm ³ .	Precipit. media en mm.	Total en Hm ³ .	Precipit. media en mm.	Total en Hm ³ .
Cuenca del Valilmanca según Duclout, 12.867 Km ²	139,6	1.796	130	1.676	143,64	1.848
Cuenca Y, A, B, Q de Duclout tributaria del Vallimanca, 9300 kilómetros cuadrados	91,6	852	90,80	844	196	1.823
Zona al Oeste de N, Q, L, hasta Meridiano V, superf. 50.400 kilómetros cuadrados	97	4.889	133,9	6.748	137,59	6.934
Total		7.537		9.268		10.605

Computando las cuencas de 12.867 Km². y 9.300 Km². se llega a un total de precipitación para ambas de 2.520 Hm³. en los 8 días que duró la tormenta.

En la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, la precipitación en ambas cuencas que suman en su conjunto 22.167 Km² llegó a un total de 2.648 Hm³., mayor volúmen y mayor violencia de la precipitación que se produjo en 3 días en vez de 8 días, habiendo ocurrido en año lluvioso, precedido de lluviosos. No alteró mayormente el régimen del Saladillo en Del Carril ni del Salado en Gorchs, Bonnement, Villanueva y Guerrero.

En la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 se precipitaron en ambas cuencas 3.671 Hm³. sin conseguir llevar el Saladillo en Del Carril ni el Salado en Gorchs, Bonnement, Villanueva ni Guerrero, a su régimen normal.

El año 1926, en el cual hubo inundaciones parciales en Dolores, en agosto tuvo una precipitación de 953.6 mm., precedido el año 1925 con 918.8 mm., con exceso sobre los 830.9 mm. del año normal. (Véase planilla 335).

No hay que atribuir pues a la zona alta la causa de las inundaciones ni de los mayores perjuicios, sino a la acumulación del agua en las depresiones que anula la capacidad de la cuenca.

Todos los planes de desagües basados en la preponderancia de la parte alta son fundamentalmente erróneos como principio, costosísimos e ineficaces.

Estas lluvias de junio y julio de 1919, llevaron el caudal del Salado de 220 m³|s. que tenía el 1º de julio a 1.400 m³|s. que alcanzó el 8 de agosto de 1919.

EL CAUDAL VERTIDO POR LAS CUENCAS DEL VALLIMANCA Y LAS FLORES-TAPALQUÉ DE ACUERDO A DATOS DEL F. C. S.

Veremos más adelante que el F. C. S. estima la cuenca del Vallimanca hasta la línea Bolívar-Recalde en 13.603 Km². y adoptando esto como cierto, resulta la extensión de la cuenca del Vallimanca, hasta Gorchs 18.800 Km². en vez de 12.867 Km². que supone Duclout y que adoptamos como base para el estudio de las cuencas.

De acuerdo con estos datos, es la siguiente planilla para las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919 y para los caudales vertidos por las mismas.

Cuencas	Extensión Km ² .	Precipit. media en mm.	Precipit. Total Hm ³ .	Caudales vertidos m ³ /s.
Vallimanca	18.800	130,3	2.450	1.440 m ³ /s.
Las Flores - Tapalqué .	10.294	106,9	1.100	1.124 m ³ /s.

En el cálculo de los caudales, se verá más adelante de donde procede el método seguido para estimarlos. (Pág. 333).

En cuanto al tiempo empleado desde la iniciación de la lluvia hasta la llegada del máximo a Gorchs en la cuenca del Vallimanca, se verá también que fué de 16 días a contar desde el 4 de julio que con los días 5 y 6 produjeron la violenta precipitación, de modo que la fecha de su producción en Gorchs fué el 20 de julio. (Fig. 78).

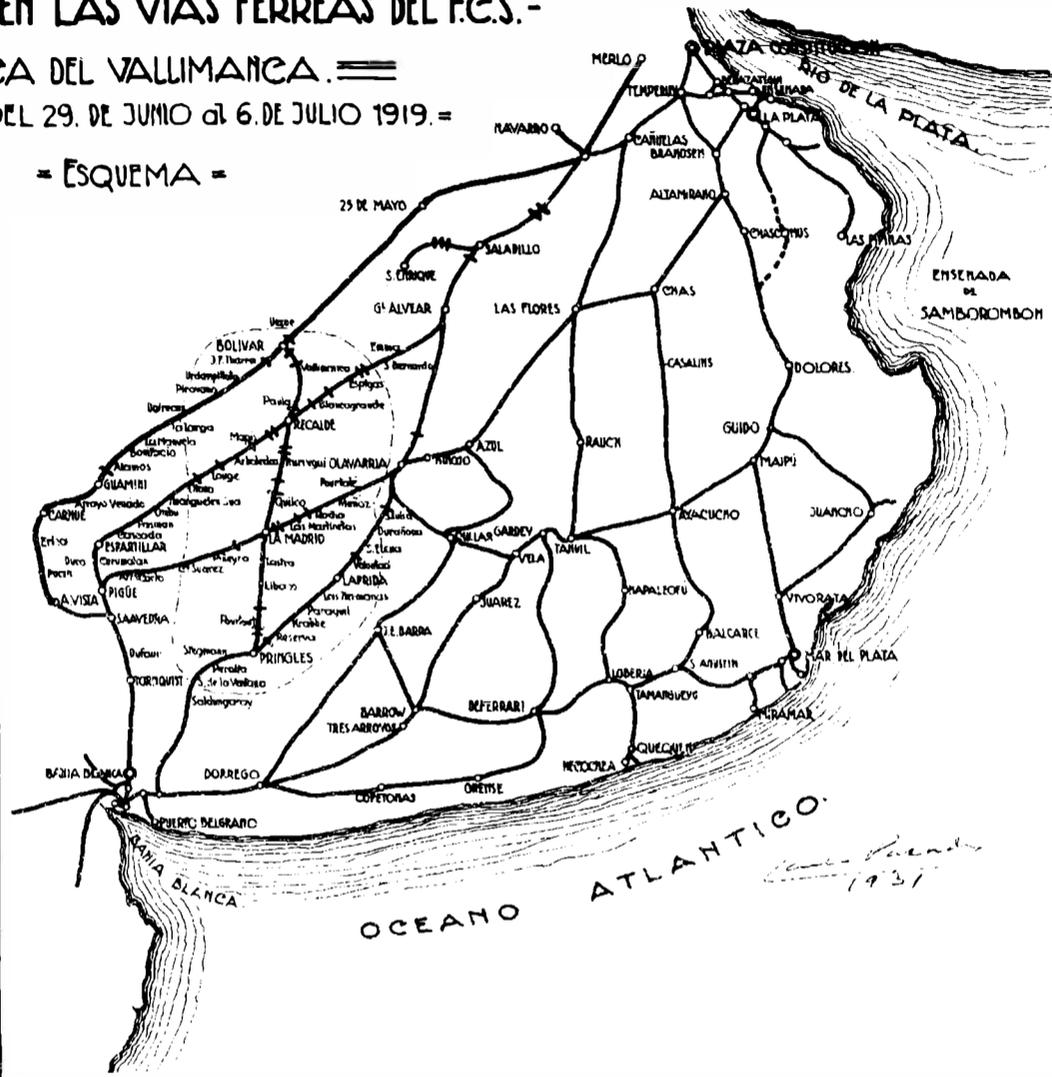
La creciente de Las Flores-Tapalqué debió tardar aproximadamente 9 días en llegar a Gorchs no alcanzando en consecuencia a superponerse ambos máximos. Debido a la depresión que sufre la onda inundante a esta altura y a la pequeña diferencia del caudal en los días que preceden y siguen al máximo, el máximo total en Gorchs puede casi considerarse vecino y menor de la suma de ambos máximos, es decir de 1.440 m³|s. y 1.124 m³|s. o sea de 2.564 m³|s.

Con los datos de altura de agua y remansos registrados por el F. C. S. en esta ocasión y empleando las fórmulas

Ø INUNDACIÓN DEL AÑO 1919. Ø

- DESTROZOS EN LAS VIAS FERREAS DEL F.C.S. -

≡ CUENCA DEL VALLIMANCA. ≡
 = TORMENTA DEL 29. DE JUNIO al 6. DE JULIO 1919. =
 = ESQUEMA =



CUENCA DEL ARROYO VALLIMANCA.	
LARGO DE TERRAPLENES DESTRUÍDOS DEL F.C.S.	
ENTRE ESTACIONES:	
ROQUE PEREZ - DEL CARRIL	220 m ²
SAN ENRIQUE - BARRANCOSA	65 "
CROTTO - OLAVARRIA	18 "
ESTER - PUEBLITOS	90 "
RESERVA - PRINGLES	60 "
MUNOZ - ROCHA	10 "
ROCHA - MARTINETAS	285 "
MARTINETAS - LAMADRID	292 "
LAMADRID - LACOLINA	36 "
LIGANO - PUNTANT	80 "
ITURREGUI - QUILOO	829 "
QUILOO - LAMADRID	17 "
BOLIVAR - VALLIMANCA	769 "
VALLIMANCA - PASAJA	1695 "
RECALDE - MADIS	1712 "
MADIS - ARBOLEDAS	8990 "
ARBOLEDAS - LOUGE	673 "
TOTAL TERRAPLENES DESTRUÍDOS	15.837 m ²

En esta tormenta del mes de Julio se precipitaron 130,3 mm de agua, y se destruyeron en la cuenca del Vallimanca 15.837 m² de terraplén.

dib. Rau.

Figura 7.7

prescriptas a las Empresas Ferroviarias por la Dirección General de Ferrocarriles, se ha llegado a calcular el caudal en Gorchs llegándose así a 2355.4 m³|s. por un procedimiento y a 3082 m³|s. por el otro.

Para orientarse debe tenerse a la vista el mismo plano para las crecientes de septiembre de 1913 en esta misma localidad.

LÍNEA CAÑUELAS-LAS FLORES. — CRUCE DE LA VÍA DEL F. C. S. CON EL RÍO SALADO CERCA DE LA ESTACIÓN GORCHS. — CRECIENTE DEL 20 DE JULIO DE 1919

El Río Salado en esta parte es muy explayado. En la creciente del año 1919 las aguas se extendieron sobre un ancho de más de 9 Km., o sea entre Km. 126 y Km. 135.300.

Para el paso de las aguas hay un puente de 177 m. de luz en Km. 131.545, esto es en el cauce principal del Río y 6 puentes auxiliares distribuidos sobre el cauce mayor.

Según los datos registrados en el archivo del F. C. S. el agua llegó a tener el nivel de 22.03 aguas arriba y 21.56 aguas abajo en todos puentes mencionados, habiendo pues un desnivel de 0.47.

En ningún puente había obstrucción de las vigas, de modo que la altura de escurrimiento (h) era la diferencia entre el nivel del agua, aguas abajo — 21.56 y el nivel del fondo medio de los puentes. (Consúltese la fig. 53).

Considerando primero los puentes auxiliares, los datos son los siguientes:

	Altura h.	Luz ml.	Sección m ² .	Velocidad m/seg.	Caudal m ³ /s.	
Puente Km.	126.672	0,35	6,—	2,10	3,04	6,4
» »	127.795	1,96	30,—	58,80	3,04	178,—
» »	129.201	1,60	15,—	24,—	3,04	73,—
» »	130.295	1,80	15,—	27,—	3,04	82,—
» »	132.215	1,13	50,—	56,30	3,04	172,—
» »	133.897	0,89	20,—	17,80	3,04	54,—
				Total		565,4
Considerando ahora el puente principal, los datos son los siguientes:	3,33	177,—	5,90	3,04	1.799,—	
Total que ha pasado por el Río Salado es así: . . .						2.355,4

Dado lo exployado del cauce no debe suponerse que ha habido mucha correntada en dirección normal a los puentes auxiliares, pero si debe forzosamente haber habido marcada corriente en el cauce propio del río, o sea, debe haber habido una cierta velocidad de llegada del agua que pasó por aquel puente.

Haciendo el cálculo correspondiente resulta:

$$Q = 177 \times \sqrt{\frac{2g \times 0.47}{\frac{1}{0.94^2 \times 3.33^2} - \frac{1}{1.25 \times 3.80^2}}} = 177 \times 14.22 = 2517 \text{ m}^3/\text{s}.$$

contra los 1790 m³/s. arriba mencionados o sea 727 m³/s. más.

Admitiendo este caudal como bueno el total volúmen que ha pasado por el Río Salado cerca de Gorchs se elevaría a 3082 m³/s.

Excavaciones de 1.20 m. en el fondo del lecho del puente, con relación al relevamiento del mismo de 1914, comprueban la velocidad y en consecuencia el caudal.

LÍNEA ALTAMIRANO-LAS FLORES

Cruce de la vía del F. C. S. con el Río Salado cerca de la Estación Villanueva. (Ver fig. 51).

CRECIENTE JULIO DE 1919

El día 25 de Julio de 1919 el agua llegó al nivel 1.10 debajo del riel en Km. 134.575; Remanso 0.45.

	Km.	Km.	Km.
Puente	134.575	134.709	135.090
Nivel del riel	23.34	23.11	22.78
Nivel inferior de la Superestructura	21.42	22.47	21.83
Nivel agua, aguas arriba	22.24	22.24	22.24
Nivel agua, aguas abajo	21.79	21.79	21.79
Nivel medio del fondo	14.72	19.06	18.86
Altura libre de escurrimiento (h)	6.70	2.73	2.93
Luz libre m. l. (L)	41.81	100.—	38.25
Sección de escurrimiento (L x h)	280.13	273.—	112.07
Remanso (Z)	0.45	0.45	0.45
Velocidad = $\sqrt{2gz}$	2.97	2.97	2.97
Caudal = 0,9 x Veloc. L x h	748.79	729.73	299.56
Caudal total		1778.08 m ³ /s.	

Cálculo del caudal teniendo en cuenta la velocidad de llegada:

	Km. 134.575	Km. 134.709	Km. 135.090
Altura aguas, aguas arriba	7.52	3.18	3.38
Altura aguas, aguas abajo	7.07	2.73	2.93

Para el puente en Km. 134.575:

$$Q = 41.81 \times 2.97 \times \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{0.88 \times 7.07^2} - \frac{1}{1.21 \times 7.52^2}}} = 124.18 \times 11.09 = 1377.16 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Reduciendo este caudal a la proporción que correspondería a la altura de escurrimiento enteramente libre debajo de la viga:

$$Q = \frac{6.70}{7.07} \times 1377.16 = 1.305 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Para el puente en Km. 134.709

$$Q = 100 \times 2.97 \times \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{0.88 \times 2.73^2} - \frac{1}{1.21 \times 3.18^2}}} = 2.97 \times 3.76 \times 100 = 1117 \text{ m}^3 \text{ s}.$$

Para el puente en Km. 135.090

$$Q = 38.25 \times 2.97 \times \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{0.88 \times 2.93^2} - \frac{1}{1.21 \times 3.38^2}}} = 113.60 \times 3.98 = 452 \text{ m}^3 \text{ s}.$$

$$\text{Total} = 1305 + 1117 + 452 = 2874 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se observa que el caudal es de 2874 m³/s. Con el segundo procedimiento de cálculo, es decir, 208 m³/s. menos que en Gorchs.

EL CAUDAL EN GUERRERO

La altura máxima de las aguas en Guerrero la adquirió el Salado los días 7 y 8 de agosto, con 2.08 m. bajo los rieles cuya cota es 8.906 m.

La cota del plano de agua fué pues de:

$$8.906 - 2.06 = 6.846$$

y la altura h sobre el fondo de cota 2.16 m., será:

$$h = 6,848 \text{ m.} - 2,16 \text{ m.} = 4,686 \text{ m.}$$

valor que introducido en la ecuación de Romero:

$$Q = 191 + 30 (h - 3)^{3/2} + 288 (h - 3)^2$$

nos da un caudal de 1075.15 m³|s. similar al 1028 m³|s. que consigno en el cuadro respectivo, obtenido del diagrama de la Dirección de Desagües.

Hay que tener en cuenta que el puente fué cambiado en 1910 aumentándose su sección libre hasta el cordón inferior en un 11.8 por ciento, de modo que debemos suponer como más aproximado un caudal:

$$Q = 1075.15 \times 1.118 = 1202 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Habría que considerar lo pasado además por los puentes laterales que casi con el mismo nivel 6.78 m. fué el 10, 13 y 14 de octubre de 1900 un caudal de 70.95 m³|s., de modo que el caudal aproximado sería:

$$Q = 1202 + 70.95 = 1272.95 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Es conveniente no olvidar que esta lluvia de 1919 encontró el Salado mucho más bajo que la de septiembre de 1913, de modo que en cada puente su pendiente superficial debió ser mayor y así solo se explica que en el puente de Gorchs en septiembre de 1913 con 0.18 m. más de altura que en julio de 1919 diese el puente principal 75 m³|s. menos de caudal, todo de acuerdo al siguiente cuadro, ya citado.

Fechas	Cotas de las aguas	Caudales	Remansos
Septiembre de 1913	22.21 m.	2442 m ³ s.	0.30 m.
Julio de 1919	22.03 »	2517 »	0.47 »

Es muy posible pues que el caudal en Guerrero haya sido algo mayor que el indicado 1272.95 m³|s., probablemente 1400 m³|s. sería más aproximado.

En cuanto a la disminución de caudal de Villanueva a Guerrero de 2874 m³|s. a la cifra indicada se explica fácilmente, por la enorme capacidad de lagunas y cañadas por donde reflujo el agua en esta crecida, amortiguando su violencia, entre las cuales podemos citar, las lagunas de la cuenca de Camarones, Esquivel, Tablilla, Chis-Chis, Manantiales, Chasco-mús, La Tigra, etc.

Esto es una sabia lección, para los que proponen endicamientos del Salado, que no harían otra cosa que cercenar a este río sus reguladores y dificultar el exceso de las aguas locales agravando así el problema de los desagües.

LA INFLUENCIA DEL TRONCO SUPERIOR DEL SALADO

Se adjunta la planilla de las alturas de agua en Ernestina por la que puede verse que quedó bajo su nivel normal durante el mes de julio o sea que no influyó el Salado Superior en el caudal de Gorchs.

RÍO SALADO

Nivel normal a 4,00 m., bajo los rieles

Días	Alturas
1	4.40
2	4.40
3	4.40
4	4.40
5	4.40
6	4.40
7	4.20
8	4.20
9	4.15
10	4.15
11	4.15
12	4.20
13	4.20
14	4.20
15	4.20
16	4.20
17	4.20
18	4.15
19	4.15
20	4.20
21	4.15
22	4.15
23	4.20
24	4.20

Días	Alturas
25	4.20
26	4.10
27	4.10
28	4.30
29	4.30
30	4.30
31	4.30

Por el puente de Del Carril pasaron 1000 m³s. y esa cuenca del Villamanca vertió alrededor de 1700 m³s. en esta ocasión. Los caudales y las alturas de los ríos se detallan para esta lluvia.

PUENTE DEL CARRIL. — OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4,00 m.

Día	Junio	Julio	Agosto
1	2.30	2.10	1.50
2	»	2.00	»
3	»	1.90	»
4	2.10	1.90	»
5	»	2.00	»
6	»	2.00	»
7	»	1.90	»
8	»	»	»
9	»	»	»
10	2.10	2.00	»
11	2.00	1.90	»
12	2.10	1.90	»
13	»	Sin datos	»
14	»		»
15	»		»
16	»	1.00	»
17	»	1.30	»
18	»	»	»
19	2.10	»	»
20	2.20	»	»

Día	Junio	Julio	Agosto
21	2.40	1.30	»
22	2.20	1.50	»
23	»	»	»
24	»	»	»
25	»	»	»
26	2.20	»	1.50
27	2.10	»	1.80
28	»	»	1.50
29	»	»	2.10
30	2.10	»	1.50
31	—	1.50	2.50

NOTA. — La cota del riel en P. F. C. S. era 33 m. 26. Desde agosto de 1919 es 34 m. 20. La altura máxima registrada es de cota 33 m. 21 en julio 14/1919.

EL CÁLCULO DEL CAUDAL DEL SALADILLO EN DEL CARRIL, EN JULIO DE 1919 SEGÚN EL F. C. S.

LÍNEA EMPALME LOBOS - SALADILLO

Puente 7|9.99 sobre el Arroyo Saladillo. Km. 152.537 cerca de Del Carril.

Creciente máxima 14|7|1919 — El eje longitudinal del puente forma 55° con la corriente. Largo de cada abertura normal a la corriente 8 m. 04. Son 7 tramos. (Fig. 79).

$$Q = 0.9 \times 3.54 \times 7 \times 8.04 \times \sqrt{2 \text{ g} \times 0.60} = 615 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Entre Km. 148.3 y Km. 151.7 han pasado 66.5

$$\text{Total .. } 680 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Nota del Sr. Spilsbury

«Caudal observado en arroyo Saladillo y desborde cerca de Del Carril = 680 m³|s. Debido al desborde del arroyo, mucha agua cruzaba la vía más abajo desparramándose hasta Km. 198 aproximadamente. Esa cantidad era 439 m³|s. aproximadamente, dando un total de 680 + 439 = 1119 m³|s. De este volumen 105 m³|s. puede esperarse que sea llevado por el canal 16. Caudal pues: 1119 — 105 = 1014 m³|s.»

Km. 191.310	12 m ³ s.	
» 192-194. Desborde aprox. terrap. ..		2 m ³ s.
» 192.769	5 »	
» 194.349 (Canal 16)	203 »	
» 195.157	85 »	
» 195.157 Desborde		17 »
» 196 »		64 »
» 197 »		32 »
» 197.71	19 »	
	<u>324 m³ s.</u>	<u>115 m³ s.</u>
	439 m ³ s.	

No es lógico no tomar en cuenta la velocidad de la corriente, aguas arriba del puente en esta ocasión, pues a 500 metros aguas arriba del citado puente arrastró una lancha a nafta — que dá normalmente 2.78 m|s. de velocidad — con gran peligro para sus tripulantes y considerando que aquella no era nula a la llegada del puente, calculamos para la parte central con la otra fórmula, su caudal.

CÁLCULO DEL CAUDAL EN DEL CARRIL, POR LA FÓRMULA

$$Q = 1 \sqrt{\frac{2 g z}{\frac{1}{m^2 h^2} - \frac{1}{1.21 (h + z)^2}}}$$

$$Q = 1 \sqrt{\frac{2 g \times 0.60}{\frac{1}{0.89 \times 3.88^2} - \frac{1}{1.21 \times 4.48^2}}} = 1 \sqrt{\frac{11.75}{\frac{1}{0.89 \times 15} - \frac{1}{1.21 \times 20,8}}}$$

$$Q = 1 \sqrt{\frac{11.75}{\frac{1}{13.35} - \frac{1}{25.2}}} = 1 \sqrt{\frac{11.75}{0,0756 - 0,0397}} = 1 \sqrt{\frac{11.75}{0,0359}}$$

$$= 7 \times 8,04 \sqrt{328} = 7 \times 8,04 \times 18,15 = 1018 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Tendremos que reducir este caudal multiplicandolo por la relación de la altura libre a la altura total del agua es decir por la relación:

$$\frac{3,54}{3,88} \text{ o sea que el caudal sería:}$$

$$Q = 1018 \times \frac{3,54}{3,88} = 918 \text{ m}^3 \text{ |s.}$$

Alturas de las aguas en los puentes del Salado

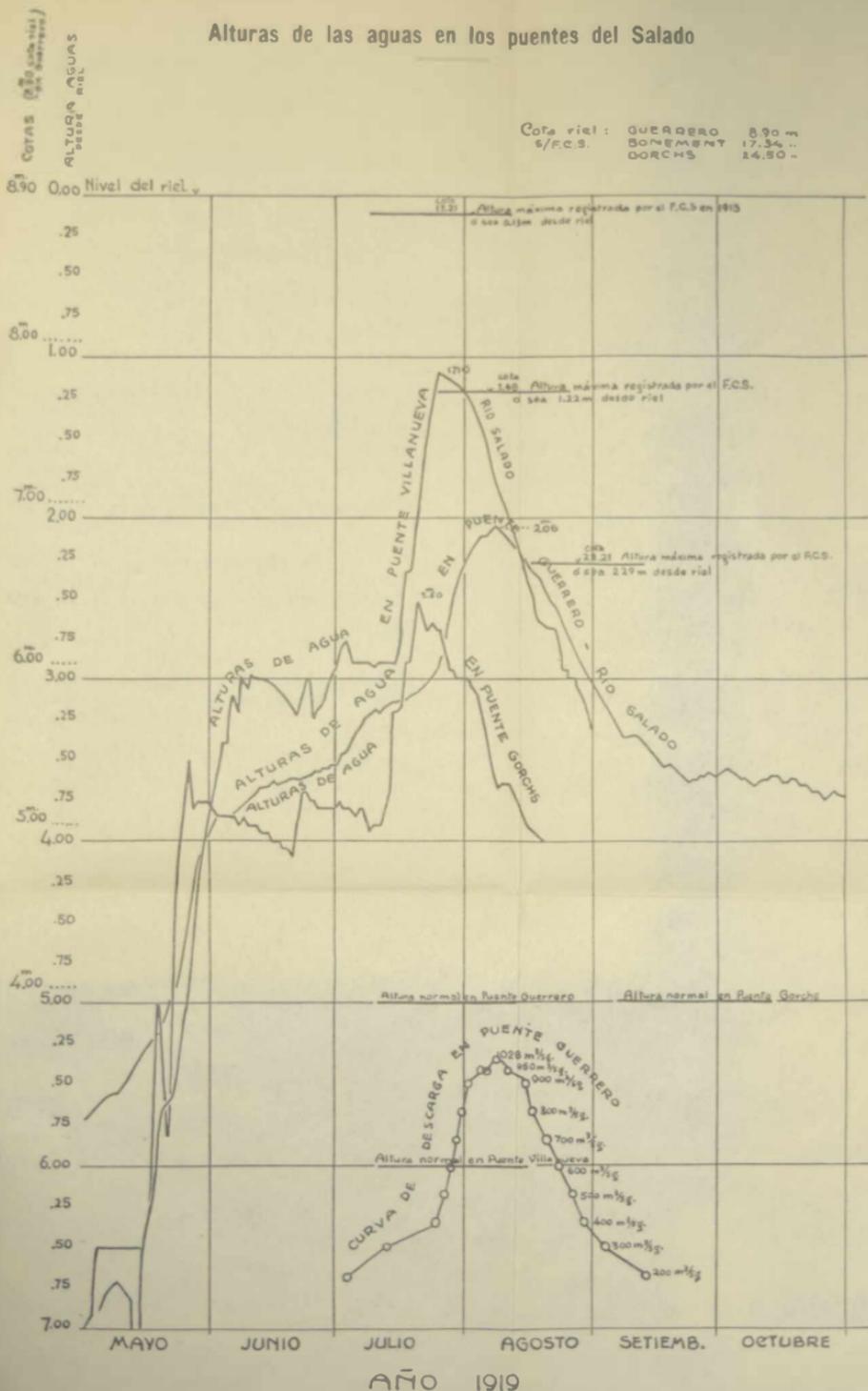


Figura 28

Diagrama de altura de agua del Salado en los puentes del E. C. R. y también en Guerrero, según la Dirección de Inveestig.

Con reseñas técnicas de Guerrero por J. G. G. y S. de la C.

El caudal pasado por el puente y la brecha al norte del puente sería:

$$Q = 918 + 66 = 984 \text{ m}^3/\text{s}.$$



Figura 79

Puente de Del Carril, Río Saladillo (croquis)
Creciente de julio 14 de 1919

EL CAUDAL TOTAL

No todas las indicaciones que preceden toman en cuenta el caudal total a través de las vías del F. C. S. en esta ocasión.

Citaré por ejemplo entre otros, el derrame por sobre las vías que ocurrió en el kilómetro 144 y que no menciona la empresa, originado por el represamiento de las aguas y su consiguiente desviación hacia Roque Pérez, etc.

Sin embargo el caudal total no resulta menor de $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$. como se comprueba a continuación: (fig. 123):

Caudal pasado por el puente de Del Carril e in-	
mediaciones	984 m^3/s .
Caudal pasado por el tramo Saladillo-Barrancosa	439 »
	—————
	1423 m^3/s .

Si se toma en cuenta los aforos de la Dirección de Desagües son $550 \text{ m}^3/\text{s}$. en vez de $439 \text{ m}^3/\text{s}$. que menciona el F. C. S., de modo que el caudal resulta:

$$984 + 550 = 1534 \text{ m}^3/\text{s}.$$

RIO SALADO PUENTE «GUERRERO»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.— AÑO 1919

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 5,00 m.

Día	Junio		Julio		Agosto	
	Alturas en metros	Caudal en m ³ /s.	Alturas en metros	Caudal en m ³ /s.	Alturas en metros	Caudal en m ³ /s.
1	3.96	160	3.46	218	2.24	917
2	3.86	171	3.44	221	2.20	967
3	3.84	173	3.42	225	2.16	984
4	3.96	160	3.36	238	2.12	1002
5	3.84	173	3.32	249	2.12	1002
6	3.82	175	3.28	260	2.10	1011
7	3.78	179	3.20	285	2.06	1028
8	3.75	180	3.20	285	2.06	1028
9	3.74	181	3.16	298	2.10	1011
10	3.72	182	3.20	285	2.12	1002
11	3.70	183	3.18	291	2.14	993
12	3.70	183	3.18	291	2.16	984
13	3.66	185	3.16	298	2.20	967
14	3.64	186	3.14	305	2.22	942
15	3.61	187	3.12	311	2.26	891
16	3.62	187	3.14	305	2.32	824
17	3.64	186	3.12	311	2.36	788
18	3.60	188	3.10	318	2.36	788
19	3.62	187	3.08	327	2.40	763
20	3.60	188	3.06	336	2.48	705
21	3.58	193	3.02	354	2.48	705
22	3.57	195	3.00	363	2.54	654
23	3.55	200	2.96	397	2.60	617
24	3.56	197	2.92	374	2.68	566
25	3.54	202	2.86	447	2.74	529
26	3.52	206	2.74	529	2.76	515
27	3.52	206	2.62	605	2.84	460
28	3.54	202	2.52	670	2.90	420
29	3.50	211	2.40	763	2.96	397
30	3.50	211	2.34	804	3.00	363
31	—	—	2.28	866	3.02	354

NOTA.— La cota del riel en puente F. C. S. es 8.906 m. Hasta el 31 de julio de 1910 la cota del riel era 7.350 m. La altura máxima registrada es de cota 7.687 m., los días 25, 26 y 27 de septiembre de 1913. Estos caudales obtenidos con el gráfico de la D. D. habría que multiplicarlos por 1.118 pues el nuevo puente tiene 11,8 % más de sección.

Se vé en el gráfico adjunto como los excesos de marzo, abril y mayo, colmaron los bajos y prepararon la inundación. (Figura 76).

AÑO 1922

LLUVIAS DEL 15 AL 16 DE AGOSTO DE 1922

(fig. 81)

Este año 1922, figura en el total anual de la Capital Federal con 1193 mm., es decir lluvioso. El año normal es de 951.2 mm. (Figs. 28 y 29).

El total anual para la zona inundable de la Provincia es 938.7 mm., es decir algo lluvioso. El año normal es de 830.9 mm. (págs. 48 y 49).

Días después de esta tormenta se produjeron lluvias cuyas isohietas se pueden ver en el plano que acompaño, el 22 y 23 de agosto. (Fig. 82). Estas ocurrieron en la cuenca N. del Salado, de modo que no afectaron la zona de Dolores y Lavalle, que fué la que más sufrió con las inundaciones provocadas por las lluvias del 15 y 16 de agosto. Fueron las últimas inundaciones parciales graves ocurridas en la Provincia, produciendo la rotura del canal 9, en los Hms. 358 y 650 del lado S., la visita del Gobernador y gran desaliento en los pobladores. En «La Prensa» del 22 de agosto de 1922, se registran los siguientes títulos:

Inundaciones en Dolores. — Rotura del Canal de Desagües N° 9. — Desbordamiento de otros conductos de agua. — Grandes extensiones anegadas. — Exodo de familias, etc.

Por su pequeñez, esta lluvia apenas merece citarse y solo el estar la Provincia semi inundada por la acumulación de lluvias en los depósitos naturales (fig. 80) puede explicar este desastre. (Véase el derrame, página 354).

LLUVIAS DE AGOSTO DE 1922

Cuencas diversas	Extensión en Km2.	Lluvias 15 y 16 agosto de 1922		Lluvias 22 y 23 agosto de 1922		Lluvias 15 al 23 agosto de 1922	
		Media mm.	Total Hm3.	Media mm.	Total Hm3.	Media mm.	Total Hm3.
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A	51.468	47,4	2.439	2,91	150	50,31	2.589
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1-2; 3-5; 6-7; etcétera, I, J, E, H, I	27.021	52,5	1.418	8,87	240	61,37	1.658
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, (sin tener en cuenta el colector), D, G, F, H, I, J, D	20.158	62,9	1.268	7,58	153	70,48	1.421
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	59	4.024	23,05	1.572	82,05	5.595
Cuenca tributaria del Salado, (considerada como si no existiesen obras de desagüe, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, G	87.067	60	5.224	18,75	1.632	78,75	6.856
Cuenca tributaria y directa al mar, según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	53,2	1.561	11	323	64,20	1.884
Cuenca del Vallmanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	24	309	3,94	51	27,94	369
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) Y, X, F, V, W	10.294	43	443	3,15	32	46,15	475
Zona I de Mercan: U, I, J, E, U	16.298	50	815	3,27	53	53,27	868
Zona II de Mercan: U, I, J, D, Z, U	18.024	63,5	1.144	1,58	28	65,08	1.172
Zona IV de Mercan: O, P, U, E, O	18.014	58,6	1.056	23,10	416	81,70	1.472
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Meridiano V	50.400	10,26	517				

Como se prepararon las inundaciones de Septiembre de 1922. —
 Promedio: G.Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarria, Choscomús, Saladillo y Bragado.

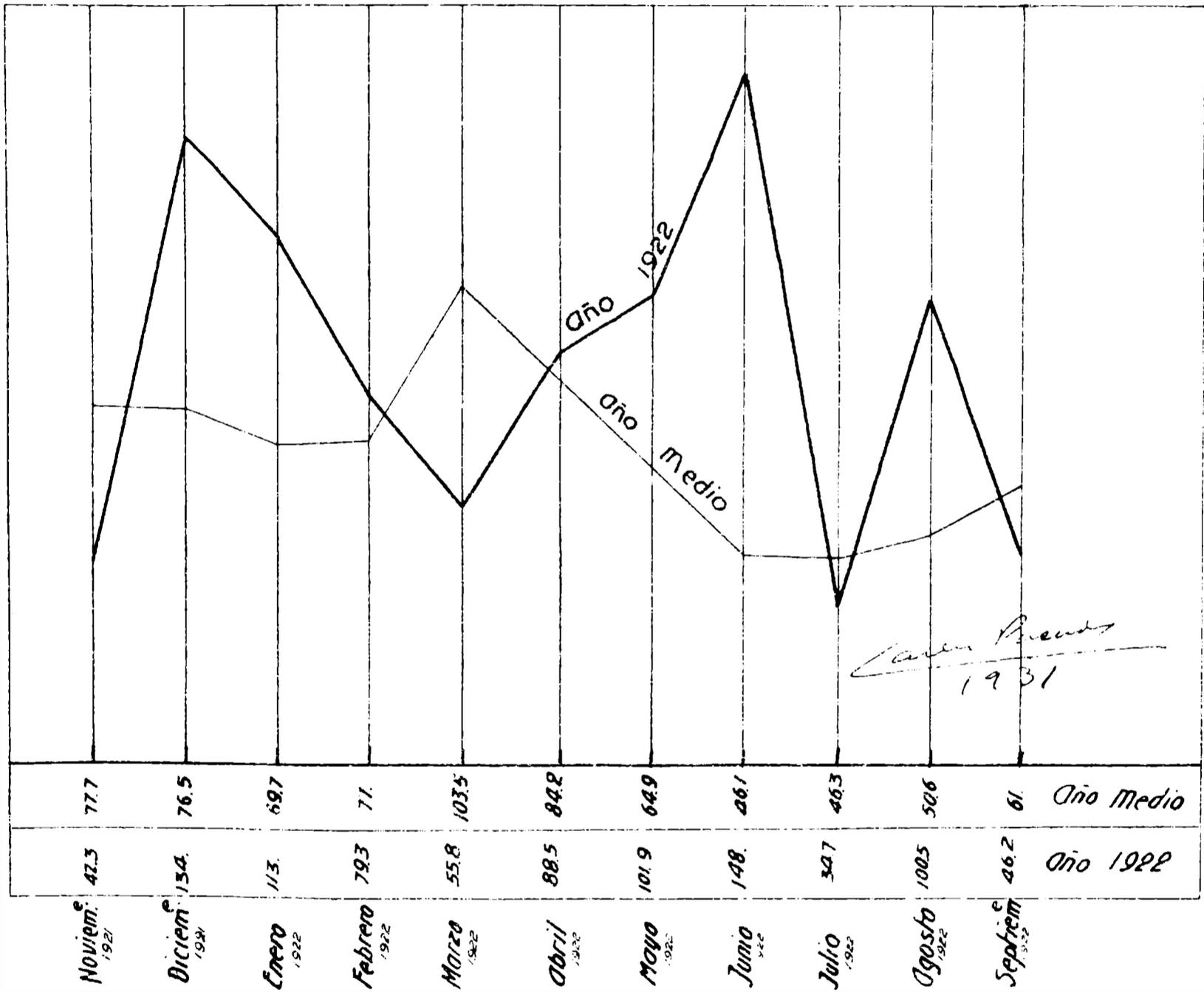


Figura 80

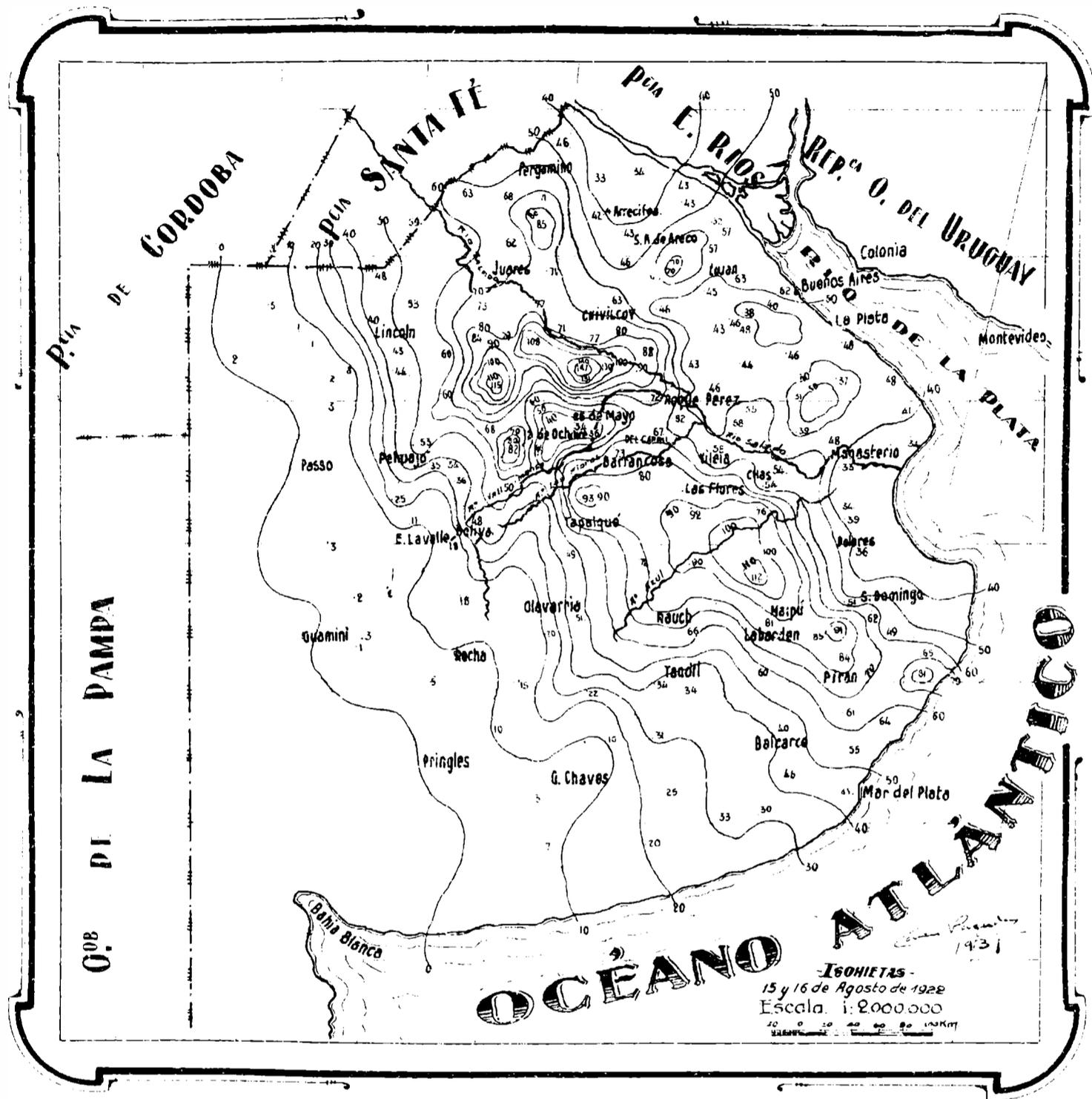


Figura 81

Esta insignificante lluvia provocó las últimas inundaciones parciales de alguna gravedad ocurridas en la Provincia.

Se produjo la rotura del canal 9 con graves inundaciones en la zona de Dolores y también Lavalle y otras.

En la cuenca de los canales 9 y 11 se precipitaron en esta ocasión 1268 Hm.3, volumen inferior con mucho al de las tormentas del 15 y 16 de septiembre de 1912, a las de mayo de 1913; a las de abril de 1914 que causaron inundaciones generales; al de la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915; al de la tormenta del 9 al 10 de junio de 1919; al de la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1928 y que no causaron daño.

Causa: La misma de siempre, bajos colmados, en septiembre de 1922.

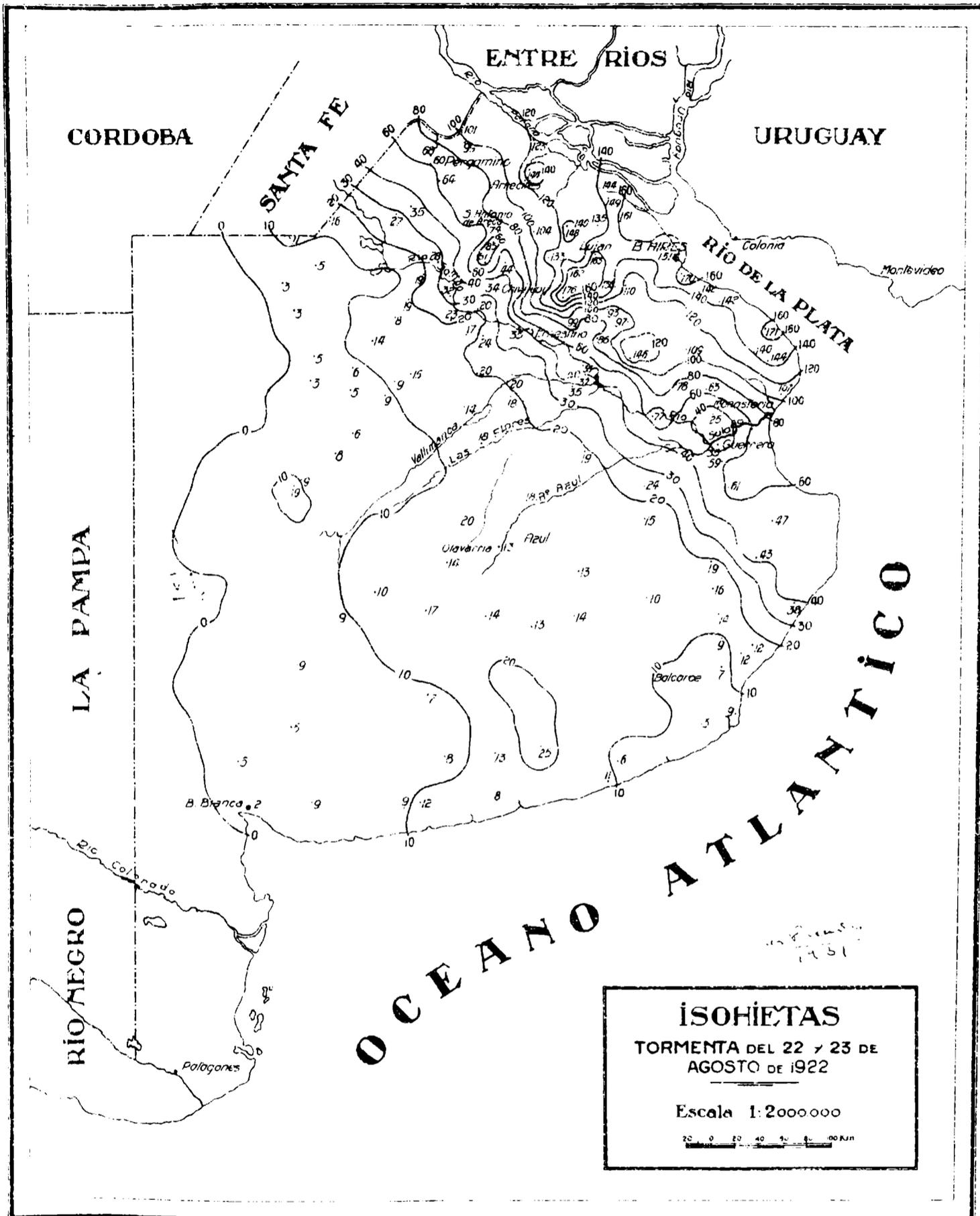


Figura 82

Esta lluvia se produjo después de la rotura del canal 9 por la lluvia del 15 y 16 de agosto. Viene consignada en «La Prensa», fecha 22 de agosto. Se puede decir que no ocurrió en la cuenca sur del Salado.

AÑO 1922. — RIO SALADILLO — PUENTE DEL CARRIL

Fechas	Altura de las aguas bajo los rieles	(Nivel normal 4 mts. bajo los rieles.)
Agosto 15	3.70 m.	
» 16	3.00 »	
» 21	2.70 »	
» 31	3.00 »	
Septbre. 12	2.80 »	
» 30	3.75 »	

RIO SALADO

Ernestina — Nivel normal a 4 metros bajo los rieles.

Agosto 15	3.50 m.
» 16	3.20 »
» 19	2.70 »
» 31	2.90 »
Septbre. 1º	2.80 »
» 30	4.00 »

Guerrero — Nivel normal a 5.00 metros bajo los rieles.

Fechas	Altura de las aguas bajo los rieles	Caudales
Agosto 15	3.54 m.	205 m ³ s.
» 16	3.52 »	207 »
» 31	2.96 »	400 »
Septbre. 1º	2.98 »	392 »
» 12	2.82 »	460 »
» 30	3.22 »	280 »

Se adjunta el diagrama de los gastos en Guerrero según la D. D. con ligeras diferencias. (Fig. 83).

Los efectos de esta lluvia se hicieron sentir principalmente en Dolores donde la rotura del canal 9 en dos partes causó grandes inundaciones.

Se ve que en la cuenca de los canales 9 y 11 cayeron solo 1.268 Hm³. cifra inferior a la lluvia caída del 15 al 16 de septiembre de 1912 que fué de 2.229 Hm³., y que no hizo ningun daño, a pesar de estar la tierra saturada y los bajos semi-colmados.

Fué inferior a los 3378 Hm³ caídos y almacenados en mayo de 1913.

Fué también inferior a la caída en la misma cuenca de los canales 9 y 11, en la lluvia del 21 al 24 de febrero de 1915 que fué de 2.096 Hm³. y cuyos efectos tampoco se hicieron sentir debido a la precedente evaporación del verano. Esta lluvia del 21 al 24 de febrero de 1915 fué

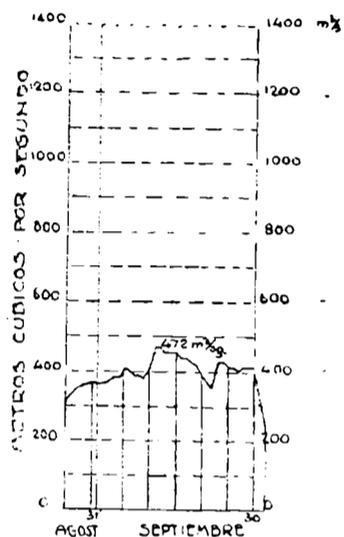


Figura 83

Diagrama de caudales observados en Guerrero según la Dirección de Desagües. Año 1922.

en año lluvioso y de inundaciones; precedida y seguida de año y épocas lluviosas, lo que prueba que con un drenaje equivalente a la evaporación en tales condiciones, se evita la inundación.

Fué también poco superior a la caída de 1º al 10 de junio de 1919 que fué de 1.159 Hm³. Fué inferior a la caída del 21 al 23 de abril de 1928 que no hizo daño alguno y cuya precipitación fué de 2.231 Hm³.

Fué por fin inferior a la caída en la colosal tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 en la que se precipitaron en esa cuenca de los canales 9 y 11 el volumen de 3.060 Hm³.

, sin causar el menor daño, siendo este volumen mayor que el que se precipitó en la tormenta del 18 al 23 de agosto de 1913 que rompió el canal N° 9 y cuyo volumen fué de 2.773 Hm³. (Véase figura 27).

Esta inundación pudo ser evitada.

En la planilla figura la segunda parte de esta tormenta (página 180) o sea la lluvia caída el 22 y 23 de agosto, la que debido a haber ocurrido en casi su totalidad en la cuenca N. del Salado, y ser posterior al máximo ocurrido el 21 de agosto en Dolores no pudo haber influenciado Dolores ni Lavalle.

Se hace notar por fin que el Salado aumentó en Guerrero de 195 m³|s. su caudal con esta lluvia insignificante, mientras que con la colosal tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 solo aumentó de 40 m³|s. (Pág. 186).

Se desprende la colosal importancia de mantener las lagunas con el agua de los años normales y aún con moderado exceso, con el fin de evitar las inundaciones.

AÑO 1926

LLUVIAS DEL 15 AL 28 DE MARZO DE 1926

(Figuras 85, 86 y 87)

El año 1926 figura en los totales anuales de la Capital Federal, con 886.8 mm. es decir ligeramente seco, y en los de la zona inundable, de la Provincia, con 953.6 mm. es decir con un exceso de 123 mm. sobre el normal o sea ligeramente lluvioso. El año medio en la Provincia mide 830. mm. (Figs. 28 y 29 y págs. 48 y 49).

Esta colosal tormenta, la más grande de cuantas han caído en esta zona, con excepción de las de marzo de 1900 y abril de 1914, se almacenó se puede decir íntegramente, pues no alcanzó el Saladillo en Del Carril su nivel normal y el Salado en Guerrero tuvo un aumento de solo 40 m³. no alcanzando a su nivel normal tampoco en los puentes de Gorchs, Bonnement y Villanueva.

Igual resultado hubiera dado si esta tormenta hubiera caído en 24 horas. salvo la diferencia en infiltración y evaporación que se hubiese producido y que no pudo ser considerable, dado que la tierra no estaba reseca y la evaporación es en pocos días tormentosos, con la atmósfera saturada, despreciable y poco activa además a mediados de marzo.

Se acompaña una planilla de la variación de las alturas de agua en Ernestina, Guerrero y Del Carril, y también el diagrama de la Dirección de Desagües con ligeras variantes.

AÑO 1926. — RÍO SALADO — ERNESTINA — NIVEL NORMAL A 4.00 METROS BAJO LOS RIELES

Fechas	Altura de las aguas bajo los rieles
1 al 23 de Marzo	5.10 m.
29 » »	4.70 »
10 de Mayo	4.10 »
22 » »	5.10 »
26 » »	5.90 »
31 » »	5.10 »

Se elevó despues algo el nivel a causa de otras lluvias. No alcanzó pues a su nivel normal.

Después empezó a bajar resultando así que la variación de altura de aguas fué de: 6.00 m. — 5.08 m. = 0.92 m.

Estos datos fueron tomados personalmente por el que suscribe y se adjunta los datos oficiales de la empresa, con pequeñas diferencias.

RIO SALADILLO — DEL CARRIL — NIVEL NORMAL A 4 MTS. BAJO LOS RIELES

Fechas	Altura de las aguas bajo los rieles
7 de abril	5.00 m.
4 y 5 de mayo	4.60 »

Después empezó a bajar es decir no alcanzó el nivel normal; solo subió 0.40 m. por estas colosales lluvias.

INFORMES DEL F. C. S.

Fechas	Río Salado R. Pérez	Arroyo Saladillo Del Carril
Abril 1	3.25.—	5.00.—
» 2	3.25.—	5.00.—
» 3	3.17.—	5.00.—
» 4	3.15.—	5.00.—
» 5	3.15.—	5.00.—
» 6	3.15.—	5.00.—
» 7	3.15.—	5.00.—
» 8	3.15.—	5.00.—
» 9	3.15.—	5.00.—
» 10	3.15.—	5.00.—
» 11	3.15.—	5.00.—
» 12	3.15.—	5.00.—
» 13	3.23.—	5.00.—
» 14	3.05.—	5.00.—
» 15	3.05.—	5.00.—
» 16	2.95.—	5.00.—
» 17	2.95.—	5.00.—
» 18	2.92.—	5.00.—
» 19	2.92.—	5.00.—
» 20	2.92.—	5.00.—
» 21	2.92.—	5.00.—

Precipitaciones mensuales medias que precedieron
 a las lluvias de Marzo 1926
 Promedio: G. Loualle, Los Flores, Tandil,
 Olavarría, Chascomus, Saladillo y
 Bragado. —

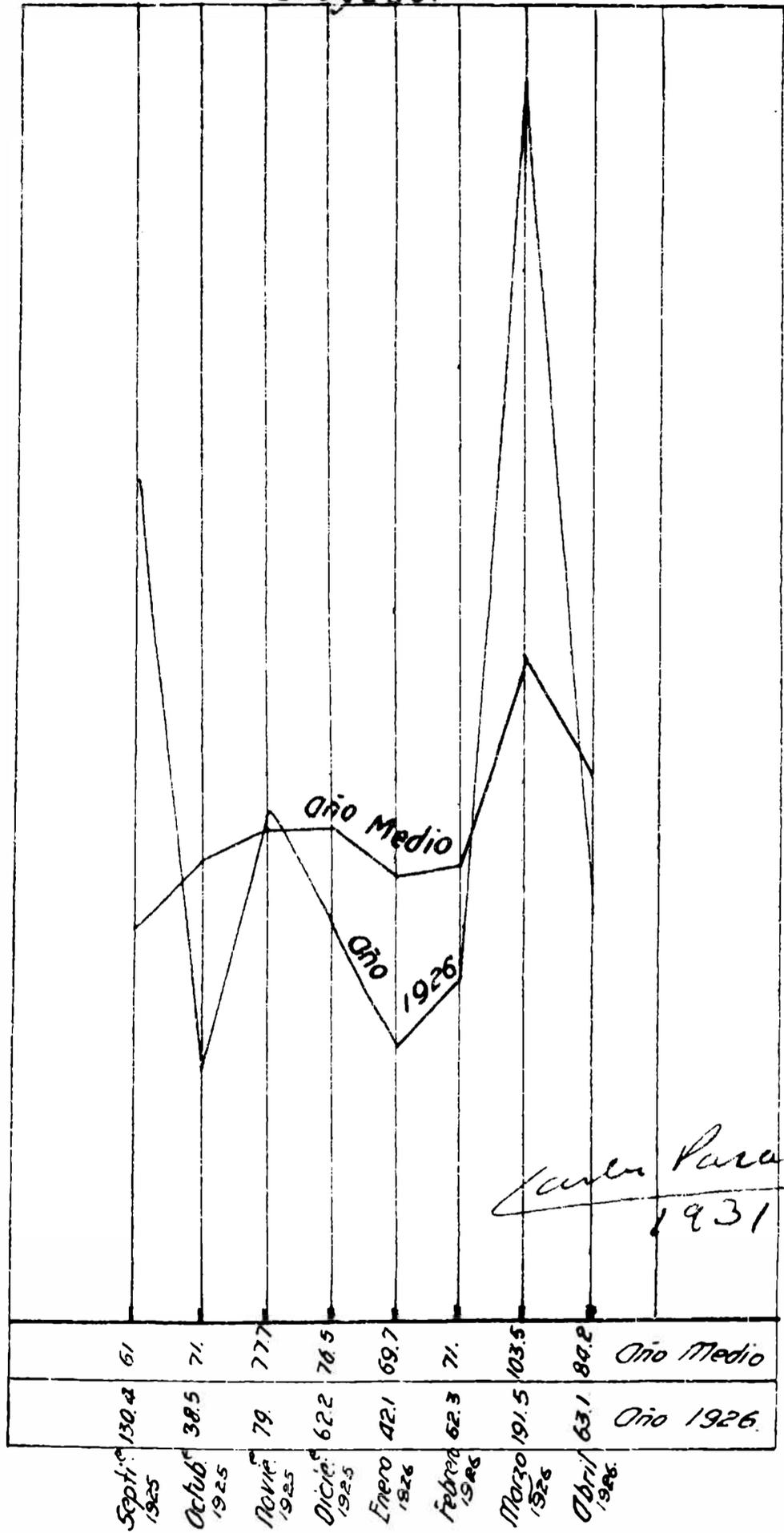


Figura 84

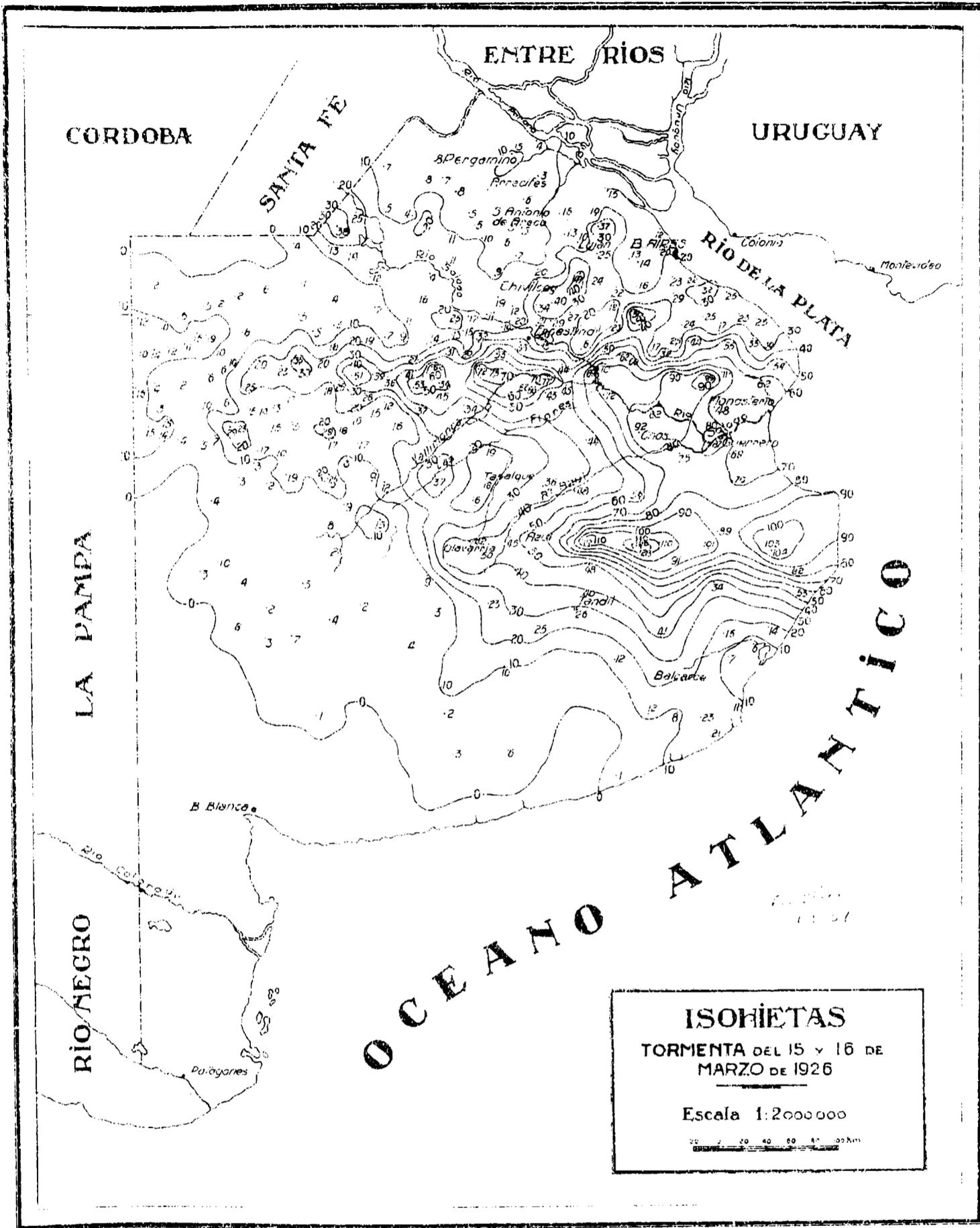


Figura 35

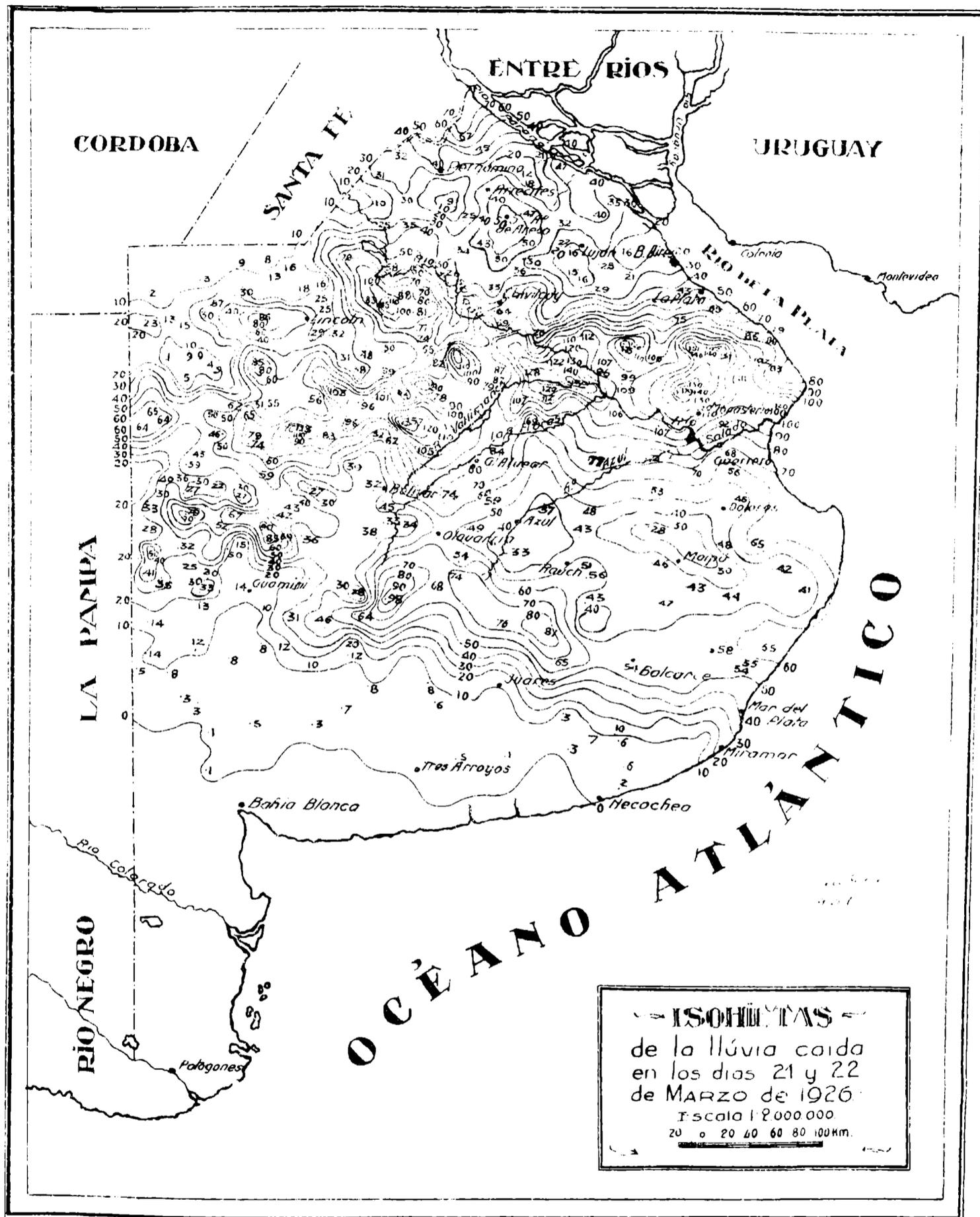


Figura 86

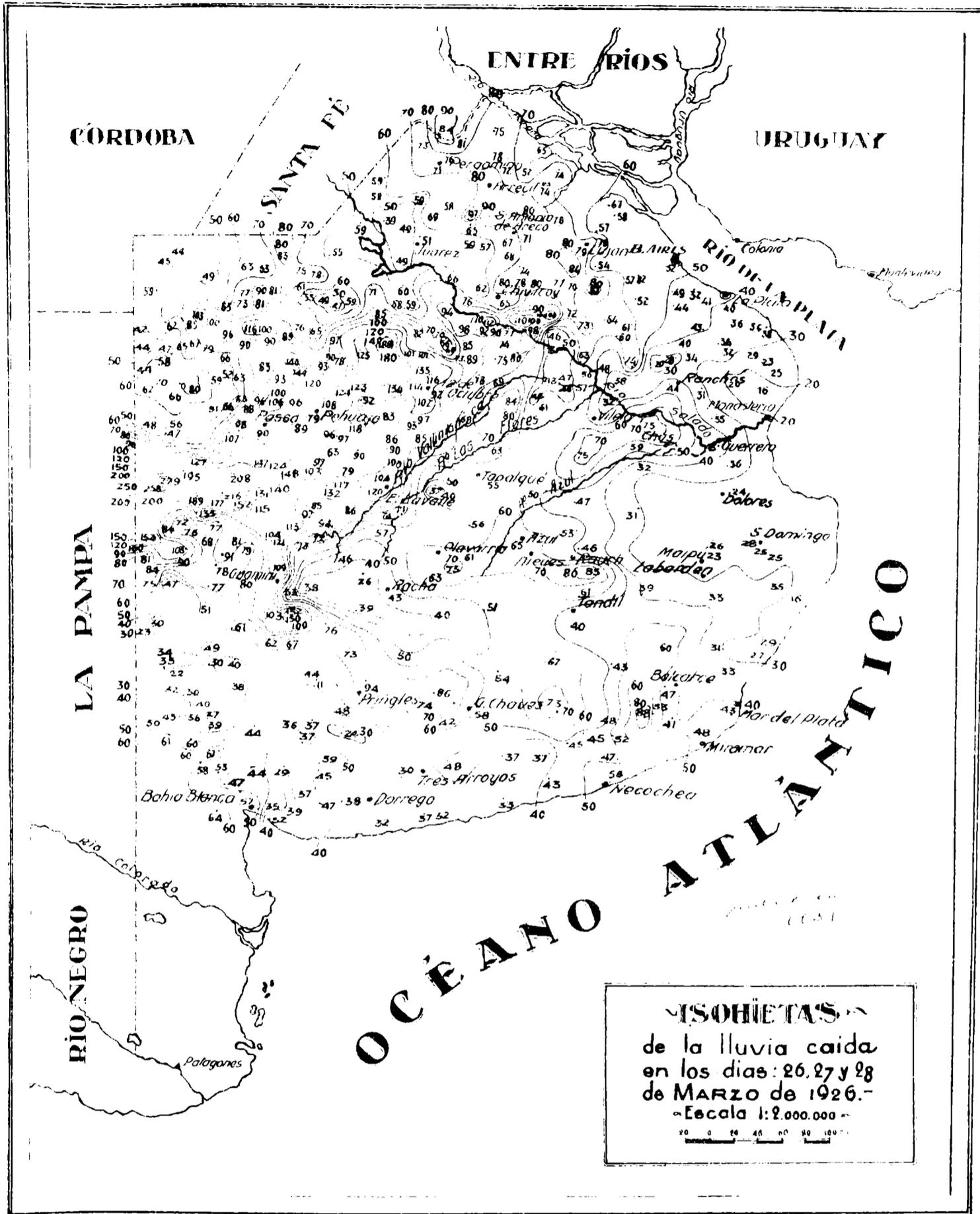


Figura 87

Observación: En esta colosal tormenta se precipitaron en los 87.067 Km.2 de cuenca del Salado, 14.692 Hm.3, la mayor que se registró con excepción de la de abril de 1914 y la de marzo de 1900, que originó una precipitación en la misma cuenca de 20.374 Hm.3.

Si agregamos a esta cuenca los 50.400 Km.2 de la misma hasta Meridiano V para las lluvias de 1926, tenemos en total 21.626 Hm.3 que se almacenaron íntegramente, teniendo el año 1926, exceso de precipitación sobre el año normal y precedido del año 1925, también con exceso. En agosto de 1926 hubo inundaciones parciales en Dolores.

Fuó la tormenta de mayor precipitación, después de la de marzo de 1900 y abril de 1914; inundó los campos y el agua no corrió por los arroyos.

No consiguió llevar el Saladillo en Del Carril, ni el Salado en sus puentes, al régimen normal, al igual que las de marzo de 1912 y abril de 1919.

Abril 22	2.92.—	5.00.—
» 23	2.92.—	5.00.—
» 24	2.92.—	5.00.—
» 25	2.92.—	5.00.—
» 26	2.92.—	5.00.—
» 27	2.92.—	5.00.—
» 28	3.12.—	5.00.—
» 29	3.12.—	5.00.—
» 30	3.17.—	5.00.—
Mayo 1	3.12.—	5.00.—
» 2	3.12.—	5.00.—
» 3	3.12.—	5.00.—
» 4	3.35.—	5.00.—
» 5	3.35.—	5.00.—
» 6	3.35.—	5.00.—
» 7	3.35.—	5.00.—
» 8	3.35.—	5.00.—
» 9	3.35.—	5.00.—
» 10	3.35.—	5.00.—
» 11	3.35.—	5.00.—
» 12	2.82.—	5.00.—
» 13	2.82.—	5.00.—
» 14	3.40.—	5.00.—
» 15	3.40.—	5.00.—
» 16	3.40.—	5.00.—
» 17	3.40.—	5.00.—
» 18	3.22.—	5.00.—
» 19	3.22.—	5.00.—
» 20	3.22.—	5.00.—
» 21	3.22.—	5.00.—
» 22	3.22.—	5.00.—
» 23	3.22.—	5.00.—
» 24	3.22.—	5.00.—
» 25	3.22.—	5.00.—
» 26	3.22.—	5.00.—
» 27	3.22.—	5.00.—
» 28	3.22.—	5.00.—
» 29	3.16.—	5.00.—
» 30	3.16.—	5.00.—
» 31	3.16.—	5.00.—

OBSERVACIONES

Según estos informes oficiales del F. C. S. no habría variado el nivel del Saladillo en Del Carril.

SALADO EN GUERRERO

	Fechas	Altura bajo los rieles	Caudales m ³ /s.
Abril	1	5.84.—	20.—
»	2	5.84.—	20.—
»	3	5.80.—	21.—
»	4	5.80.—	21.—
»	5	5.80.—	21.—
»	6	5.76.—	22.—
»	7	5.75.—	22.—
»	8	5.72.—	24.—
»	9	5.68.—	26.—
»	10	5.66.—	26.—
»	11	5.64.—	28.—
»	12	5.60.—	30.—
»	13	5.58.—	30.—
»	14	5.58.—	30.—
»	15	5.58.—	30.—
»	16	5.56.—	32.—
»	17	5.54.—	33.—
»	18	5.52.—	34.—
»	19	5.50.—	35.—
»	20	5.48.—	36.—
»	21	5.46.—	37.—
»	22	5.46.—	37.—
»	23	5.42.—	38.—
»	24	5.40.—	38.—
»	25	5.40.—	40.—
»	26	5.36.—	42.—
»	27	5.36.—	42.—
»	28	5.32.—	46.—
»	29	5.32.—	46.—
»	30	5.32.—	46.—

ALTURA DE LAS AGUAS EN GUERRERO.—RÍO SALADO

	Fechas	Altura del agua	Caudales m ³ /s.
Mayo	1	5.30.—	47.—
»	2	5.28.—	48.—
»	3	5.26.—	50.—
»	4	5.32.—	46.—
»	5	5.20.—	54.—
»	6	5.18.—	56.—
»	7	5.16.—	56.—
»	8	5.14.—	58.—
»	9	5.14.—	58.—
»	10	5.12.—	60.—
»	11	5.12.—	60.—
»	12	5.12.—	60.—
»	13	5.10.—	60.—
»	14	5.08.—	62.—
»	15	5.08.—	62.—
»	16	5.10.—	60.—
»	17	5.14.—	58.—
»	18	5.16.—	56.—
»	19	5.16.—	56.—
»	20	5.16.—	56.—
»	21	5.16.—	56.—
»	22	5.18.—	56.—
»	23	5.16.—	56.—
»	24	5.14.—	58.—
»	25	5.14.—	58.—
»	26	5.12.—	60.—
»	27	5.12.—	60.—
»	28	5.12.—	60.—
»	29	5.10.—	60.—
»	30	5.10.—	60.—
»	31	5.12.—	60.—

ALTURA DE LAS AGUAS EN GORCHS Y VILLANUEVA
PARA MARZO Y ABRIL DE 1926

Fechas	GORCHS Nivel normal a 5.60 m. bajo los rieles		VILLANUEVA Nivel normal a 6.00 m. bajo los rieles	
	Marzo	Abril	Marzo	Abril
1	—	6.50	8.18	6.50
2	—	6.50	8.20	6.50
3	—	6.50	8.20	6.50
4	—	6.48	8.20	6.50
5	—	6.45	8.20	7.20
6	—	6.45	8.20	7.22
7	—	6.45	8.20	7.22
8	—	6.43	8.20	7.24
9	—	6.40	8.20	7.15
10	—	6.40	8.20	7.15
11	—	6.40	8.20	7.04
12	—	6.40	8.20	7.04
13	—	6.40	8.20	7.05
14	—	6.40	8.20	7.04
15	7.30	6.43	8.18	7.05
16	7.20	6.45	8.10	6.80
17	7.10	6.45	8.07	6.76
18	7.05	6.45	8.07	6.70
19	7.00	6.48	8.07	6.70
20	6.90	6.50	8.07	6.68
21	6.80	6.50	8.20	6.65
22	6.70	6.50	8.20	6.64
23	6.60	6.50	8.20	6.65
24	6.60	6.50	8.00	6.63
25	6.50	6.50	7.80	6.65
26	6.50	6.50	7.50	6.65
27	6.50	6.50	7.19	6.70
28	6.50	6.50	6.95	6.70
29	6.50	6.50	6.50	6.75
30	6.50	6.50	6.50	6.75
31	6.50	—	6.50	—

TORMENTA DE LOS DÍAS 15 Y 10 DE MARZO DE 1926

Cuencas diversas	Extensión en Km ² .	Precipitación	
		Media en mm.	Total en Hm ³ .
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A ..	51.468	33,5	1.724
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) (tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	59	1.594
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, G, F, H, I, J, D	20.158	48,6	980
Cuenca directa y tributaria del Salado considerada como si no existiesen obras de desagües (es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	37,70	3.282
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	29,75	2.029
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	60,60	1.778
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	19,63	252
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, Y, X, F, V, W	10.294	20,15	207
Zna I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	48,20	786
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	40,80	735
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	75	1.351
Zona al Oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V	50.400	8,19	413

TORMENTA DE LOS DÍAS 21 Y 22 DE MARZO DE 1926

Cuencas diversas	Extensión en Km ² .	Precipitación	
		Media en mm.	Total en Hm ³ .
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A ..	51.468	57,2	2.944
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) (tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera I, J, E, H, I	27.021	44,4	1.199
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11 (sin tener en cuenta el colector) D, G, F, H, I, J, D	20.158	52,8	1.064
Cuenca directa y tributaria del Salado considerada como si no existiesen obras de desagües (es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	69,4	6.042
Cuenca directa y tributaria del Salado (excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	73,6	5.019
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	46,5	1.364
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	62,5	804
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, Y, X, F, V, W	10.294	66,3	682
Zna I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	46,6	759
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	53,9	971
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	49,2	886
Zona al Oeste de N, B, Q, L, hasta el Meridiano V	50.400	39,9	2.010

TORMENTA DEL 15 AL 28 DE MARZO DE 1926.—LLUVIAS DEL 26, 27 Y 28 DE MARZO DE 1926.

Cuencas diversas	Extensión en Km. ²	Precipitación		Precipitación del 15 al 28 de marzo de 1926	
		Media en mm.	Total Hm ³ .	Media en mm.	Total Hm ³ .
Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A	51.468	54,4	2.800	145,1	7.468
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	50,89	997	140,29	3.790
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	50,4	1.016	151,8	3.060
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	63,49	4.330	166,84	11.378
Cuenca tributaria del Salado, (considerada como si no existiesen obras de desagües (es decir la cuenca total que da el ingeniero Duclout) J, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	61,65	5.368	168,75	14.692
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	35,75	1.049	142,85	4.191
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y W, C	12.867	61,5	791	143,63	1.848
Cuenca del Vallimanca según el F. C. S. — Y, A, AI, DI, CI, BI, Y	18.800	—	—	113,8	2.139
Cuenca al Norte del Vallimanca y tributaria del mismo Y, A, B, Q, Y	9.300	—	—	196	1.828
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) Y, X, F, V, W, Y	10.294	56,9	586	143,35	1.475
Zona I de Mercan: U, I, J, E, U	16.298	43,6	710	138,40	2.255
Zona II de Mercan: U, I, J, D, Z, U	18.024	56,0	1.009	150,70	2.716
Zona IV de Mercan: O, P, U, E, O	18.014	26,8	483	151	2.720
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Meridiano Y	50.400	89,5	4.511	137,59	6.934

INUNDACIONES DE AGOSTO DE 1926 EN DOLORES

Esta ciudad se encuentra entre los canales 9 y 1 que con sus terraplenes, desvían las aguas de la cuenca de los canales 9 y 11 de 20.158 Km². de extensión.

A continuación, se expone una planilla detallada de las precipitaciones medias y totales de cada cuenca para las lluvias de

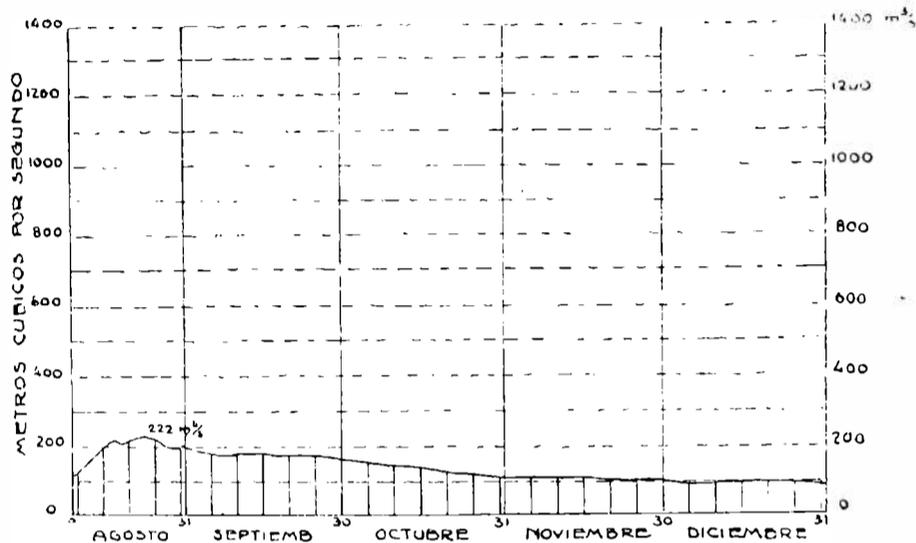


Figura 88

Diagrama de los caudales observados en Guerrero
Según la Dirección de Desagües, año 1926

agosto de 1926 que ocasionaron las últimas inundaciones parciales en la zona de Dolores, menos graves que las de agosto de 1922 en la misma zona.

Se verá que estas pudieron ser evitadas muy fácilmente.

LLUVIAS DEL 3 AL 16 DE AGOSTO DE 1926

Figuras 89 y 90

Las lluvias que anteceden ya estudiadas, y caídas en el mes de marzo, no produjeron aumento sensible en los caudales de los arroyos aunque si inundaciones, llenándose las depresiones del suelo, en proporciones tales que hubo que disminuir notablemente el área destinada comunmente a trigo para dedicarla luego a maíz en una proporción de 70 por ciento en partidos como Roque Pérez y Saladillo.

Las lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926 a pesar de su copiosidad se almacenaron íntegramente por estar precedidas del verano que con su evaporación creó la capacidad necesaria dis-

TORMENTAS DEL 3 AL 16 DE AGOSTO DE 1926 EN LA ZONA INUNDABLE DE LA PROVINCIA

Cuencas	Extensión en Km ² .	Lluvia del 3 al 5 de agosto de 1926		12 al 16 de agosto de 1926		3 al 16 de agosto de 1926	
		Media	Total	Media	Total	Media	Total
		Cuenca tributaria del Colector A, B, C, D, E, A	51.468	63,5	3.268	22,25	1.145
Cuenca directa al mar (sin tener en cuenta el colector) tributaria de los canales 1, 2; 3, 5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	94,7	2.559	37,2	1.005	131,9	3.564
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	91,0	1.834	24,4	492	115,4	2.326
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	55,8	3.805	15,2	1.037	71,0	4.842
Cuenca tributaria del Salado, (considerada como si no existiesen obras de desagües, es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	63,2	5.503	16,1	1.402	79,3	6.905
Cuenca tributaria y directa al mar según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	94,6	2.775	30,7	901	125,3	3.676
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y W, C	12.867	27,7	356	7,6	98	35,3	454
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) Y, X, F, V, W, Y	10.294	53,8	554	14,2	146	68,0	700
Zona I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	75,5	1.230	34,6	564	110,1	1.794
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	80,0	1.442	26,7	481	106,7	1.923
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	113,0	2.036	24,7	445	137,7	2.481
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Meridiano V	50.400	12,27	618	16,3	822	28,57	1.440

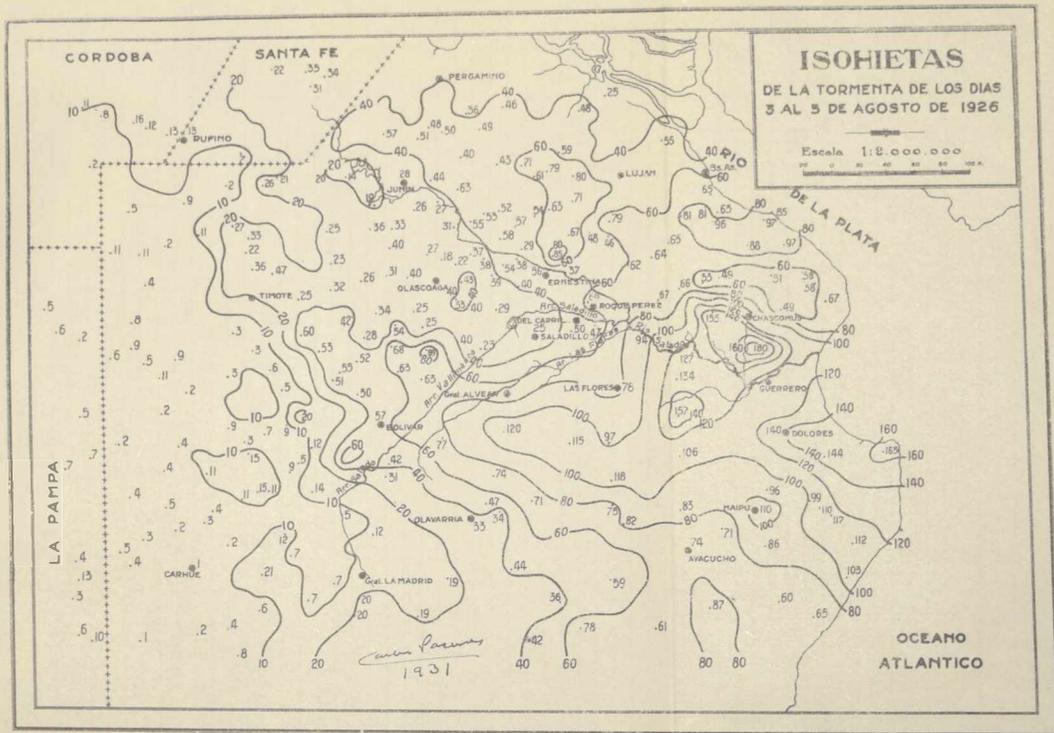


Figura 89

En las tormentas del 3 al 5 de agosto y 12 al 16 de agosto se precipitaron en los 87,067 Km.2 de cuenca del Salado, 6905 Hm.3, es decir, casi 7000 Hm.3 con una precipitación media de 79.3 mm.

En los 50,400 Km.2 de cuenca al Oeste hasta Meridiano V, se precipitaron 1440 Hm.3 más, es decir, en total, 8345 Hm.3. El Salado en Guerrero varió unos 80 m.3/s. de caudal.

En la tormenta del 21 al 24 de septiembre de 1884 se precipitó en la cuenca del Salado, 9000 Hm.3, produciéndose una de las mayores inundaciones que se recuerdan.

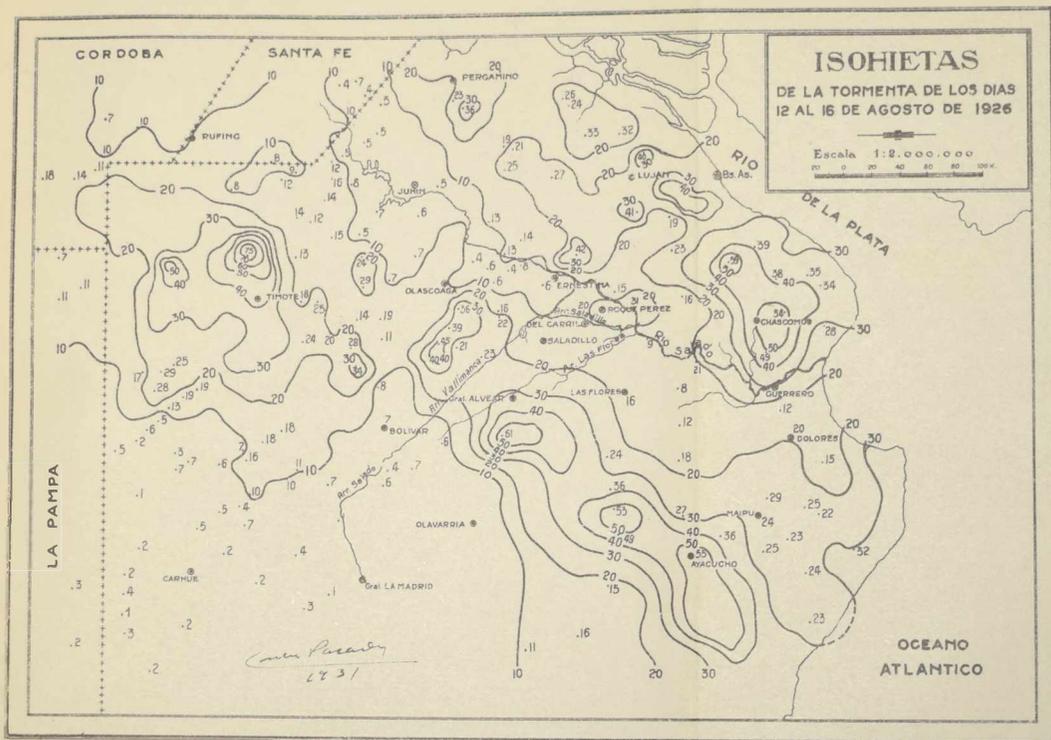


Figura 90

En las tormentas del 3 al 5 de agosto y 12 al 16 de agosto se precipitaron en los 87.067 Km.2 de cuenca del Salado, 6905 Hm³, es decir, casi 7000 Hm³ con una precipitación media de 79.3 mm.

En los 50.400 Km.2 de cuenca al Oeste hasta Meridiano V, se precipitaron 1440 Hm³ más, es decir en total, 8345 Hm³. El Salado en Guerrero varió unos 80 m³/s. de caudal.

En la tormenta del 21 al 24 de septiembre de 1884 se precipitó en la cuenca del Salado, 9000 Hm³, produciéndose una de las mayores inundaciones que se recuerdan.

minuyendo el nivel del agua en las depresiones. Se dijo ya que el año 1925 tuvo una precipitación media en la zona inundable de 918.8 mm. y el año 1926 de 953 mm., ambas superiores a la normal 830 mm. para esa zona.

Estas lluvias del 3 al 16 de agosto, ocurridas al final del invierno con escasa evaporación produjeron inundaciones en Dolores. Estas inundaciones son las últimas de cierta importancia ocurridas en la zona de Dolores y aunque fueron menores que las de agosto de 1922, tuvieron sin embargo su importancia.

En «La Prensa» del 13 de agosto de 1926 se hallan las noticias concernientes, con el siguiente título:

«Es grave la situación de Dolores debido a la inundación producida por el desbordamiento de los canales».

Relata luego el estado en que se encuentra la ciudad debido a la amenaza de la rotura de los terraplenes de los canales 1 y 9 y dice que debido a la lluvia caída en la noche del 12 se teme se agrave la situación.

Se anuncia que el ganado de los campos ha sido retirado y que en la ciudad circulan botes en vez de carruajes en muchas calles, temiéndose que esta inundación alcance las proporciones de la de 1922, en la que se rompió el canal 9 en dos partes.

En los días anteriores a la fecha 13 de agosto de «La Prensa» ni en los posteriores, se encuentra información alguna al respecto, lo que significa que el período álgido debió corresponder del 12 al 13 de agosto, es decir, que lo que causó esta inundación fueron las lluvias del 3 al 5 de agosto y que las del 12 al 16 del mismo mes no influyeron en la situación de Dolores.

La precipitación media en la cuenca de los canales 9 y 11 que arroja sus aguas hacia Dolores fué de 91 mm. y la total de 1.834 Hm³.

Por aforos practicados por la Dirección de Desagües en el verano siguiente, valiéndose de las señas dejadas por las resacas y testimonios de vecinos se llega a las siguientes conclusiones:

Que el F. C. S. cruza el canal 9 en el Km. 200 y el canal 1 en el 229, es decir 29 Km. de ancho, el escurrimiento de la cuenca de los canales 9 y 11 a través de las vías del F. C. S.

Según la Dirección de Desagües, entre el Km. 200 y el Km. 212, se escurrió un caudal superior a 261.72 m^3 , pues afirma que estima los caudales en menos de lo probable real, de modo que groseramente aproximado podemos decir que para 29 Km. debió pasar un caudal de $630 \text{ m}^3/\text{s}$.

Además en el vertedero de Vichaguel, fueron aforados el 6 de agosto 99.68 m^3 . y en el Km 129 del canal 9, el 7 de agosto un caudal de 231.30 m^3 aunque se observa que el caudal debió ser mayor. Tenemos pues groseramente aproximado que esa cuenca debió verter algo así como $961 \text{ m}^3/\text{s}$. y esta avenida fué mucho menor que la de agosto de 1922 en la cual la misma cuenca con 62.9 mm . de precipitación arrojó un caudal aproximado de $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$. según veremos más adelante, (pág. 356).

El hecho de que con 91 mm . de precipitación media para esta lluvia en esta cuenca y 1.834 de precipitación total arroje menor caudal y haga muchísimos menos perjuicios que con 62.9 mm . en las lluvias del 15 al 16 de agosto de 1922 de precipitación media y 1.268 Hm^3 . de precipitación total se debe exclusivamente al menor colmado de los bajos. Fué ese año de 1922 un año de precipitación media en la zona inundable de 938.7 mm . superior a la normal 830.9 mm .

Finalmente presento cuadro comparativo de las precipitaciones en la cuenca de los canales 9 y 11 en las diversas tormentas estudiadas.

CUADRO COMPARATIVO DE LAS DIVERSAS TORMENTAS
EN LAS CUENCAS DE LOS CANALES 9 Y 11

(Véase figura 90 a)

Superficie 20.158 Km². Precipitación anual media de la zona inundable 830.9 mm.

Año de la tormenta	Precipitación media del año	Precipitación media del año anterior	Precipitación en la cuenca de los canales 9 y 11.		Efectos producidos
			Media mm.	Total Hm ³	
16 y 16 septiemb. 1912.	1056.9	897.6	110.6	2,229,—	Se almacenó íntegramente.
2 al 29 de mayo de 1913	1064.9	1056.9	167.6	3,378,—	Almacenamiento íntegro.
18 al 15 Agosto 1913 ..	1064.9	1056.9	137.6	2,773,—	Rotura de los canales, inundaciones generales.
7 al 29 de abril de 1914	1495	1064.9	191	3,850,—	Almacenamiento íntegro inundaciones generales.
21 al 14 Febrero 1915..	961.7	1495.—	104	2,096,—	Almacenamiento íntegro.
10 al 25 Abril 1915 ...	961.7	1495.—	142	2,865,—	Ligeros desperfectos en los canales, semi-inundación.
9 al 10 Junio 1919	1137.3	835.2	57.5	1,159,—	Almacenamiento íntegro.
29 de Junio al 6 de Julio de 1919	1137.3	835.2	84.1	1,695,—	Algunos desperfectos en los canales.
15 y 16 Agosto 1922...	938.7	799.2	62.9	1,268,—	Rotura de canales. Inundaciones parciales de gravedad,
15 al 28 Marzo 1926 ...	953.6	918.8	151.8	3,060,—	Almacenamiento íntegro.
3 al 5 Agosto 1926	953.6	918.8	91	1,834,—	Inundaciones parciales menores que en agosto 1922
21 al 23 Abril 1928	732.3	747.7	110.7	2,231,—	Almacenamiento íntegro.

Llamó la atención, sobre que la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 que después de las de marzo de 1900, de la de mayo de 1913 y la de abril de 1914 — y que no ocasionó daño alguno en el canal 9, vale decir, que se escurrió poco caudal — fué la de mayor precipitación ocurrida en año con exceso sobre el normal, precedido de otro ídem, es decir, ligeramente lluviosos ambos, y sin embargo se almacenó íntegramente no solo en esta cuenca sino en toda la cuenca del Salado, acusando éste en Guerrero, insignificante variación de caudal.

El hecho de que la tormenta haya ocurrido en trece días en vez de dos días como sucedió en 1922 y la anterior de 1926 no

implica absolutamente nada en cuanto a caudal escurrido si ésta se almacena. Igual resultado hubiese dado si la precipitación citada de 151.8 mm. hubiese ocurrido en 24 horas salvo la escasa diferencia en infiltración y evaporación y digo escasa porque el año 1926 tuvo exceso sobre la normal del mismo modo que el año 1925, las tierras no estaban pues reseca, esto en cuanto a infiltración. En cuanto a evaporación, en el mes de marzo es poco activa y sobre todo en pocos días tormentosos y de atmósfera saturada, escasa.

El año 1926 tenía el nivel de la napa freática muy elevado en comparación a la precipitación ocurrida este año y el precedente en la zona inundable y las aguas afloraban en las depresiones algo profundas.

Hay pues que pensar que hubo copiosas lluvias que se infiltraron al O. en años anteriores y que luego se escurrieron preparando así el semi colmado de los bajos para la inundación que se produjo.

Publiqué en otra ocasión la carta del señor Juan Larrea, conceptuoso vecino de Róque Pérez, que afirmaba quedaron sin sembrar el 70 por ciento de las tierras que se destinan a trigo. Hubo que esperar a noviembre para sembrarlas de maíz.

De todos modos es sugerente que del 15 al 28 de marzo de 1926 una precipitación de 151.8 mm. no haga ningún daño y que del 3 al 5 de agosto del mismo año 91 mm. causen graves inundaciones parciales. Influencia de la evaporación de la estación estival en el agua estancada en las depresiones creando así la capacidad que faltara en el mismo año en el mes de agosto.

La misma razón que explica las graves inundaciones de agosto de 1922 con sólo 62.9 mm. de precipitación.

Estas inundaciones con un drenaje paulatino pudieron pues con toda facilidad ser evitadas.

AÑO 1928

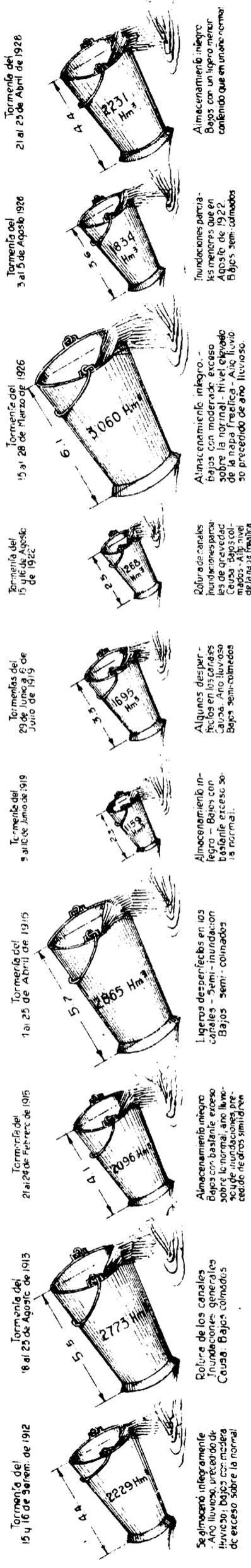
LLUVIA DEL 21 AL 23 DE ABRIL DE 1928

El año 1928 figura en el total de la Capital Federal con 924 mm., es decir, casi normal. En el total anual de la Provincia en la zona inundable figura con 732 mm., es decir, ligeramente seco. (Figs. 93, 28 y 29 y págs. 48 y 49).

-CUENCA DE DOLORES-

Superficie 20158 Km². - Cuenca de los canales 9 y II.

Escala: 2cm. representan 1000 Hm³



Se almacenó íntegramente
- Año lluvioso, precedido de
lluvioso. Bajos con moderada
de exceso sobre la normal

Rotura de los canales
Inundaciones generales
Causa: Bajos colmados

Almacenamiento íntegro
Bajos con bastante exceso
sobre lo normal, año lluvioso
ocurre inundaciones precedido
de otros similares

Ligeros desperfectos en los
canales - Semi-inundación
Bajos semi-colmados

Almacenamiento íntegro - Bajos con
bastante exceso sobre lo normal.

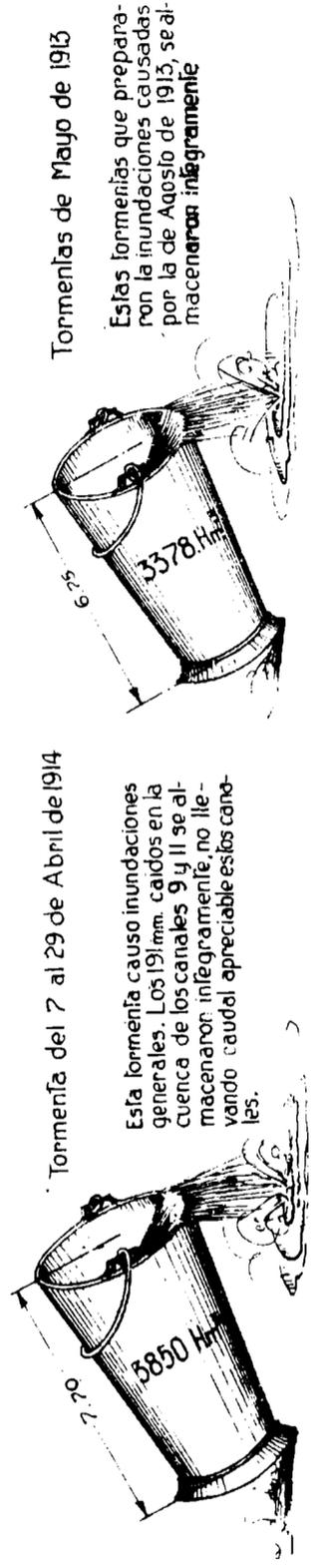
Algunos desperfectos en los canales
Causa: Año lluvioso
Bajos semi-colmados

Rotura de canales
Inundaciones parciales de gravedad
Causa: Bajos colmados
de gran frecuencia
Año lluvioso

Almacenamiento íntegro.
Bajos con moderado exceso
sobre lo normal. Nivel elevado
de la marea freática - Año lluvioso
con precipitación de año lluvioso.

Inundaciones parciales
Bajos que en Agosto de 1922.
Bajos semi-colmados

Almacenamiento íntegro
Bajos con un ligero menor
contenido que en un año normal



Esta tormenta causó inundaciones
generales. Los 191 mm. caídos en la
cuenca de los canales 9 y II se almacenaron íntegramente, no llevando
caudal apreciable estos canales.

Estas tormentas que prepararon
la inundaciones causadas por la de Agosto de 1913, se almacenaron íntegramente

Figura 90 a

El Salado aumentó en Guerrero su caudal de solo 214 m³|s. y el Saladillo en Del Carril no varió un centímetro, con haber sido una de las tormentas más peligrosas de cuantas han caído en la zona. (Fig. 94).

CUENCAS Y LLUVIAS

Cuencas diversas	Extensión en Km ² .	Año 1928 Lluvias del 21 al 23 de abril	
		Lluvia media en mm.	Precipit. total en Hm ³ .
Cuenca tributaria del colector A, B, C, D, E, A ..	51.468	96,9	4.987
Cuenca directa al mar sin tener en cuenta el colector tributaria de los canales 1,2; 3,5; 6, 7; etcétera, J, I, H, E, J	27.021	75,6	2.042
Cuenca tributaria de los canales 9 y 11, sin tener en cuenta el colector D, F, G, H, I, J, D	20.158	110,7	2.231
Cuenca directa y tributaria del Salado, excluida la tributaria de los canales 9 y 11, G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G	68.196	92,9	6.308
Cuenca tributaria del Salado, considerada como si no existiesen obras de desagües (es decir, la cuenca total que da el ingeniero Duclout) I, J, D, N, B, Q, L, R, S, T, M, I	87.067	97	8.445
Cuenca tributaria y directa al mar, según Duclout, M, K, J, E, M	29.337	76,7	2.250
Cuenca del Vallimanca (Duclout) C, B, A, Y, W, C	12.867	90,6	1.165
Cuenca del Arroyo Las Flores (Duclout) W, Y, X, F, V, W	10.294	118,4	1.218
Zona I de Mercáu: U, I, J, E, U	16.298	82,5	1.344
Zona II de Mercáu: U, I, J, D, Z, U	18.024	122,4	2.206
Zona IV de Mercáu: O, P, U, E, O	18.014	76,4	1.374
Zona al Oeste de la línea N, B, Q, L, hasta Meridiano V	50.400	—	—

CONSIDERACIONES SOBRE ESTAS LLUVIAS

En los días transcurridos del 18 al 23 de agosto de 1913 cayó en la cuenca del Salado, excluyendo la tributaria de los canales 9 y 11 y designado por las letras G, F, D, C, B, Q, L, R, S, T, G una lluvia media de 104.6 mm. y en una extensión de 68.196 Km² lo que hizo un total de precipitación de 7.133 Hm³. en 5 días. El caudal del Salado subió por esta causa en Guerrero de 200 m³|s. a 4.561 m³|s y fué el mayor observado. Esto según cálculos con observaciones de remansos, etc., del F. C. S. y de acuerdo a procedimientos de cálculo prescriptos por la Dirección General de FF. CC.

Para la tormenta del 21 al 23 de abril de 1928 en que la precipitación media sobre esta misma cuenca y extensión fué de 92.9 mm. la precipitación total fué de 6.308 Hm³ en dos días solamente y el caudal del Salado en Guerrero subió solo hasta 240 m³. según la Dirección de Desagües aproximadamente con las lluvias posteriores que se produjeron. Ya dijimos que se adjunta una planilla del estado de las alturas de las aguas en el arroyo Saladillo en Del Carril y en el Salado, en Ernestina y Guerrero y en este último punto algunos caudales además se observa que el Saladillo y Vallimanca en las lluvias del 21 al 23 de abril de 1928 con una precipitación media de 90.6 mm. y total de 1.165 Hm³. en los 12.867 Km². de su cuenca no ha alterado en un centímetro el nivel de sus aguas.

TORMENTA DEL 21 AL 23 DE ABRIL DE 1928

Altura de las aguas bajo los rieles

Fechas	Ernestina Nivel del agua normal a 4,00 mts.	Guerrero			Del Carril N. normal 4,00 mts.
		Nivel del agua normal a 5,00 mts.	Valores de la altura del tirante de agua	Caudales Q en m ³ ./s.	
Abril 18	4,50	6,—	1,07	14	6,20
» 19	4,50	5,98	1,09	—	6,20
» 20	4,50	5,98	1,09	—	6,20
» 21	4,50	5,98	1,09	—	6,20
» 22	4,50	5,98	1,09	—	6,20
» 23	4,50	5,96	1,11	—	6,20
» 24	4,10	5,70	1,37	—	6,20
» 25	4,50	5,70	1,37	—	6,20
» 26	4,50	5,70	1,37	—	6,20
» 27	4,10	5,68	1,39	—	6,20
» 28	4,10	5,—	2,07	—	6,20
» 29	4,50	5,—	2,07	—	6,20
» 30	4,50	4,50	2,57	—	6,20
Mayo 1	4,50	4,40	2,57	—	6,20
» 2	4,50	4,40	2,67	—	6,20
» 3	3,90	4,20	2,87	—	6,20
» 4	3,95	4,20	2,87	—	6,20
» 5	4,—	4,20	2,87	—	6,20
» 6	4,—	4,20	2,87	—	6,20
» 7	4,30	4,20	2,87	—	6,20
» 8	4,40	4,10	2,97	—	6,20
» 9	4,—	3,80	3,27	—	6,20
» 10	4,—	3,80	3,27	—	6,20
» 11	4,—	3,70	3,37	—	6,20
» 11	4,50	3,70	3,37	—	6,20
» 13	4,—	3,80	3,27	—	6,20
» 14	4,—	3,70	3,37	—	6,20
» 15	4,10	3,60	3,47	—	6,20
» 16	4,30	3,—	3,47	—	6,20

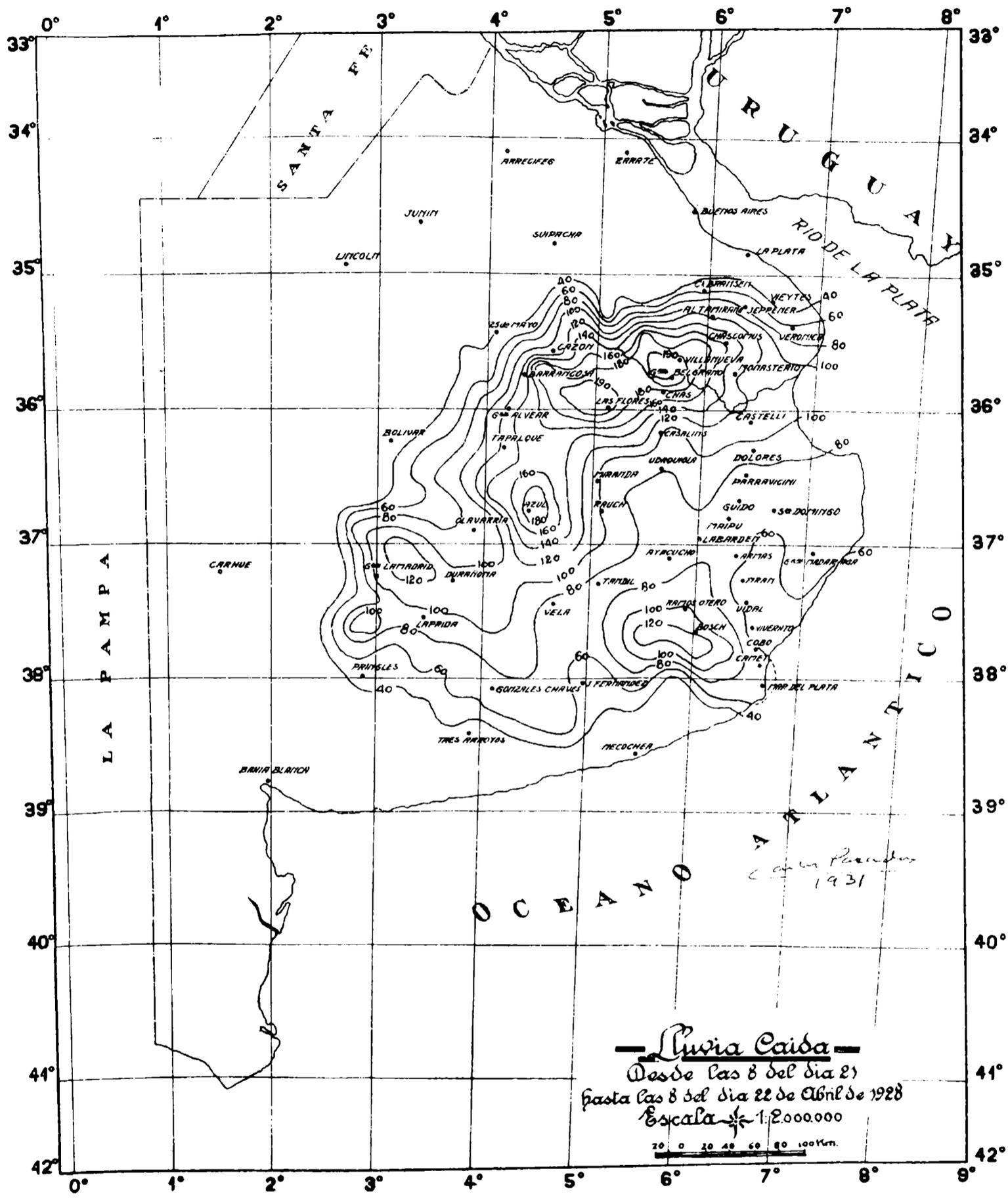


Figura 91

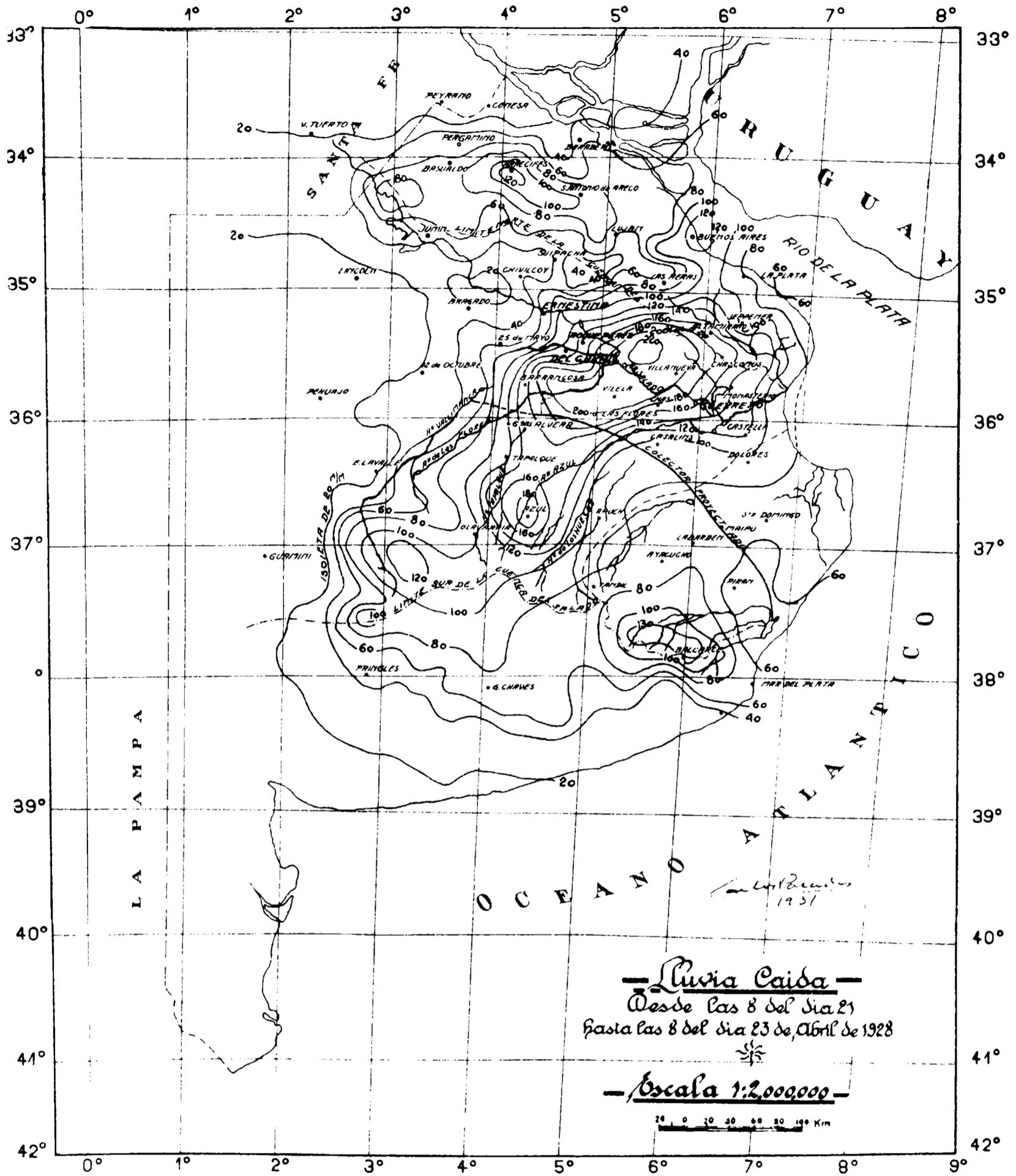


Figura 92

Esta tormenta es la más peligrosa de cuantas se registraron por el volumen de la precipitación que en la cuenca del Salado sumó 8445 Hm.³, sensiblemente igual a la estimación aproximada de 9000 Hm.³ caídos del 21 al 24 de septiembre de 1884 y con el agravante de tener aquella un desplazamiento en la dirección de la corriente que basta para duplicar el caudal de los arroyos; se almacenó íntegramente.

El año 1928, tuvo una precipitación de 732 mm., es decir, casi la del año normal, cuya precipitación es 831 milímetros.

PRECIPITACIONES QUE PRECEDIERON A LAS LLUVIAS DE 1928. —

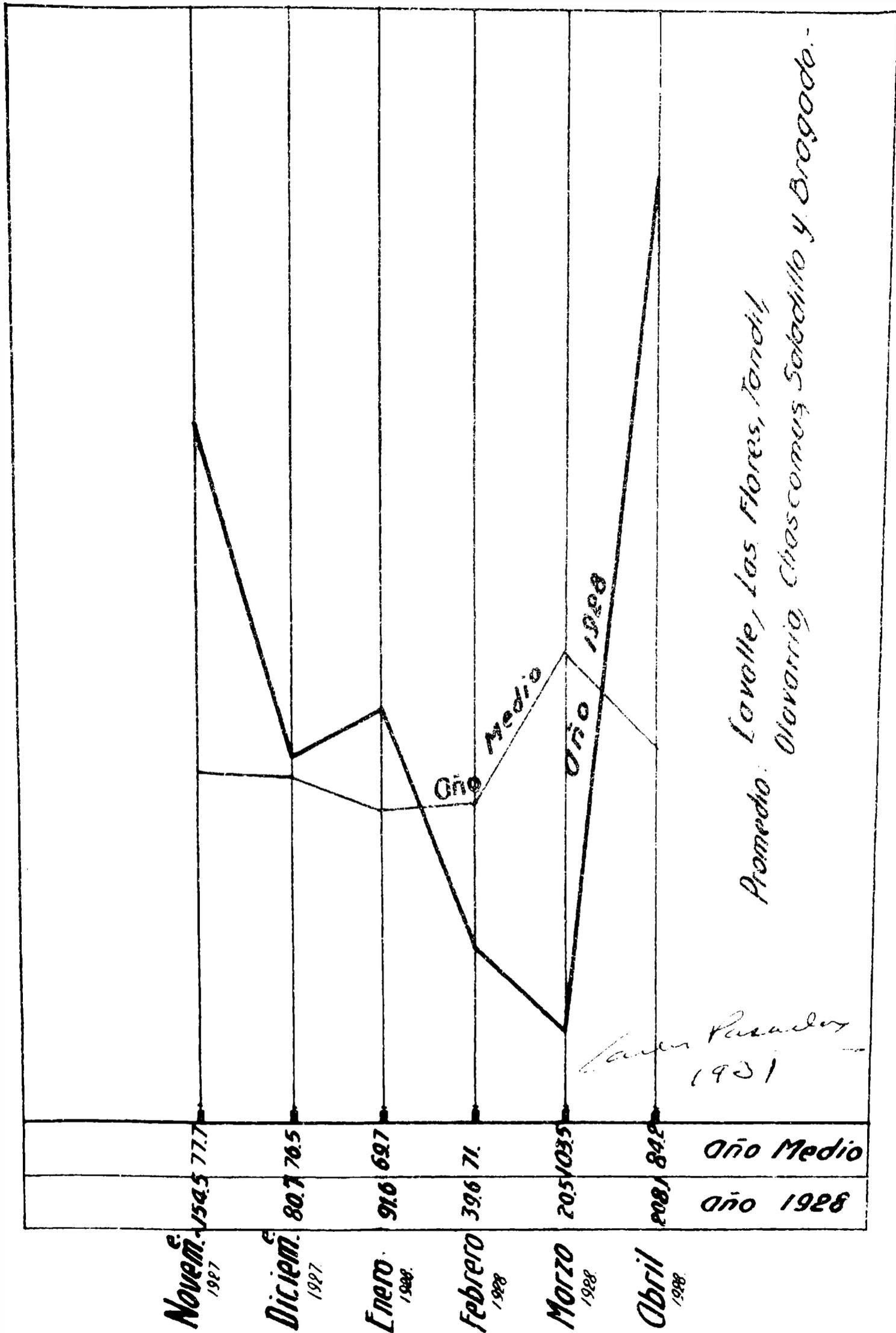


Figura 93

Fechas	Ernestina Nivel del agua normal a 4,00 mts.	Gnerrero			Del Carril N. norma 4,00 mts.
		Nivel del agua normal a 5,00 mts.	Valores de la altura del tirante de agua	Caudales Q en m ³ /s.	
Mayo 17	4,30	3,60	3,47	—	6,20
» 18 . . .	4,30	3,50	3,57	—	6,20
» 19 . . .	4,—	3,50	3,57	—	6,20
» 20 . . .	4,—	3,50	3,57	—	6,20
» 21 . . .	4,—	3,48	3,59	—	6,20
» 22	4,—	3,40	3,67	—	6,20
» 23	4,—	3,40	3,67	—	6,20
» 25	4,30	3,38	3,69	—	6,20
» 26	4,30	3,38	3,69	—	6,20
» 27	4,30	3,38	3,69	—	6,20
» 28	4,40	3,38	3,69	—	6,20
» 29	4,40	3,38	3,69	—	6,20
» 30	4,10	3,36	3,71	—	6,20
» 31	4,50	3,36	3,71	228	6,20
Junio 1	4,50	3,36	3,71	—	6,20
» 2	4,30	3,36	3,71	—	6,20
» 3	4,50	3,36	3,71	—	6,20
» 4	4,—	3,36	3,71	—	6,20
» 5	4,—	3,36	3,71	—	6,20
» 6	4,—	3,40	3,67	—	6,20
» 7	4,—	3,42	3,65	—	6,20
» 8	4,—	3,42	3,65	—	6,20
» 9	4,—	3,42	3,65	—	6,20
» 10	4,30	3,50	3,57	—	6,20
» 11	4,30	3,50	3,57	—	6,20
» 12	4,30	3,50	3,57	—	6,20
» 13	4,30	3,52	3,55	—	6,20
» 14	4,30	3,60	3,47	—	6,20
» 15	4,20	3,60	3,47	—	6,20
» 16	4,20	3,60	3,47	—	6,20
» 17	4,—	3,64	—	—	6,20
» 18	4,40	3,64	—	—	6,20

El Saladillo teniendo su estado normal con el criterio del F. C. S. en Del Carril a 4.00 m. bajo los rieles, lo ha conservado invariable a 6.30 m. bajo los rieles, es decir muy bajo, y teniendo en cuenta además que han caído en:

Desvío Toledo 545 mm.
 Estancia María Antonieta 536 »
 Estancia Santa Isabel 500 »

en estos días de lluvia, la precipitación en la vecina cuenca del Saladillo debió ser pues muy intensa.

Con respecto a esta tormenta se adjunta un plano de isohietas del agua caída el 21 de abril y otro de la total, observándose así el desplazamiento de la misma hacia el Norte.

Las lluvias más caracterizadas de todo el litoral Argentino en cuanto se refieren a la intensidad y sobre todo a su duración y extensión que abarcan son aquellas de origen ciclónico. Estas lluvias son propias de las depresiones móviles (ciclones) y acompañan a estos en largos trechos y abarcan grandes extensiones.

Es sabido que los ciclones se desplazan por lo general del S.O. al N.E. a velocidades medias de 50 Km. por hora. Para la creciente de los ríos es indudable que una condición que

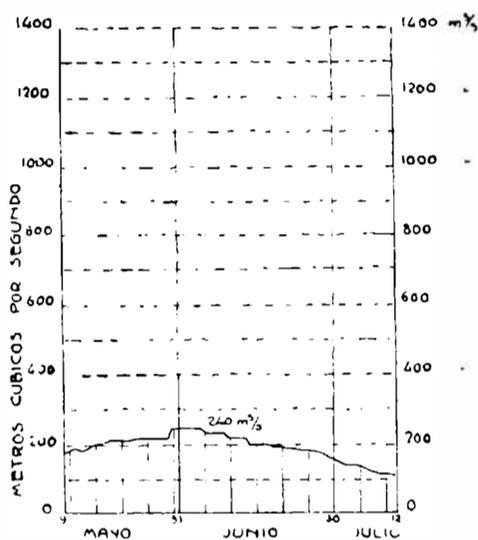


Figura 94
Diagrama de los caudales observados en Guerrero
Según la Dirección de Desagües, año 1928

empeora en forma alarmante la magnitud del caudal de las mismas, es el desplazamiento de las tormentas en dirección paralela al curso de las aguas. Se desprende que cuando es éste en la misma dirección que el traslado y movimiento de las tormentas, las condiciones se complican por cuanto, cuando las aguas provenientes de los puntos más alejados de la cuenca lleguen por ejemplo a desembocar a otro río, lago, etc., las lluvias que también se van trasladando contribuyen a engrosar el caudal de la inundación. Esta condición debe ser en todos los casos perfectamente estudiada y la posibilidad de su ocurrencia debe dar margen a la adopción de coeficientes de seguridad que muchos adoptan de doble, en previsión a las condiciones desfavorables que tal ocurrencia debe traer. Cuando la corriente de las aguas es en sentido contrario al desplazamiento de las tormentas las condiciones resultantes siempre favorecen desde que no existe

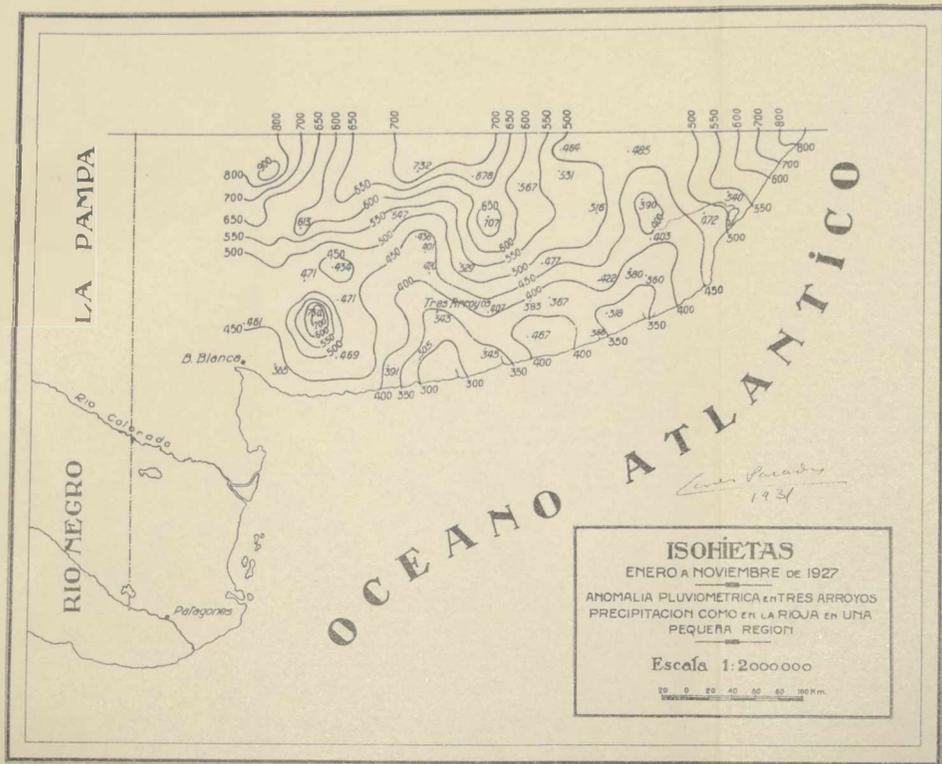


Figura 95

Un caso similar a éste de una zona con escasa precipitación parece haberse producido en 1877, según informes de antiguos pobladores, cerca de la región del Saladillo, mientras en el resto de la cuenca del Salado llovía abundantemente.

peligro de caudales tan grandes como en el caso anterior. Si por ejemplo llueve en la desembocadura de un río y la tormenta se desplaza aguas arriba las aguas de estas lluvias caídas en su desembocadura desaguan de modo que las aguas provenientes de las lluvias que caen en el nacimiento de los ríos encuentran ya el cauce en condiciones normales.

Esta última condición fué la que prevaleció para aminorar en parte los desastres ocurridos en el Río Ohío en EE. UU. en la gran inundación de 1913. En la Provincia de Buenos Aires la gran tormenta acaecida entre los días 21 y 22 de abril del año en curso, se ha desplazado en el mismo sentido del curso de las aguas, que es la condición más peligrosa que puede presentarse. En dicha ocasión la lluvia se inició al Sud de la Provincia y avanzó hacia el Norte.

Su efecto debió ser más funesto que lo que fué el de la de agosto de 1913 y al no acontecer tal caso, no hace sinó sancionar mis puntos de vista sobre este problema de los desagües, esto es, si se reduce el nivel de las aguas de las lagunas, aún dejándolas con gran exceso sobre el normal, las inundaciones o no se producen o resultan enormemente amortiguadas. Es de observar que en la cuenca del Salado y principalmente en las proximidades de este río no se ha sufrido este año sequía, habiendo sido un año excepcional de bueno en contraste con el resto del país, como lo hace ver la figura 93.

También la relación de las precipitaciones de esta tormenta en la cuenca del Salado 6.308 Hm³. al de la misma cuenca en las lluvias de agosto de 1913 del 18 al 23, que fué de 7.133 Hm³ y la de los tiempos de precipitación 5 y 2 días respectivamente, es el coeficiente:

$$\frac{7.133}{6.308} \times \frac{5}{2} = 2,82$$

que debe pues pesar, cualquiera que sea el procedimiento de cálculo empleado, para estimar el caudal y él indica que la de abril de 1928 fué más peligrosa.

INUNDACIONES DE LOS AÑOS 1854, 1877, 1883 y 1884

Influencia del tronco superior del Salado en las crecientes del mismo para estas inundaciones e influencia que hubiese tenido el colector o sea la desviación, el represamiento o sea la retención, para aliviar el Salado.

El informe original de los Ingenieros Lavalle y Médici dice en la página 6 que:

«Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las in-
«formaciones recogidas, se puede afirmar que las grandes
«inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884 fueron produci-
«das más bien por las lluvias del *Norte y Oeste* que por las del
«Sud, de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y
Las Flores». (Se refiere al caudal del Salado).

Creciente de 1877 — Los datos sobre las precipitaciones plu-
viométricas son muy escasos y a menudo discrepantes.

En los totales anuales de la Capital Federal figura este año con 994 mm. es decir ligeramente superior al normal que es de 951.2 mm., no existiendo datos de la zona inundable.

Tengo informes de antiguos pobladores que atestiguan que la precedente primavera fué muy lluviosa, habiendo gran mortandad de ganado lanar y que en la región Sud cercana a la cuenca derecha del Salado, había más bien seca. En la región alta al S.O. de la Provincia, decían, había llovido durante un mes seguido, precipitándose una avenida en el mes de mayo de ese año, y Lavalle y Médici agregan a su vez que la mayor lluvia fué al N. y O.

En Buenos Aires, los Ingenieros Lavalle y Medici dan para ese año los siguientes datos sobre las lluvias en la página 6 de su informe manuscrito original.

	Año 1877		Normal según mis planillas
Marzo	115 mm. en	9 días	103.5 mm.
Abril	116 » »	12 »	84.2 »
Mayo	189 » »	3 »	64.9 »

Como se vé no hay datos seguros, pues parecería haber existido una zona de poca precipitación en la margen derecha del Salado. Estas lluvias si no han estado los bajos colmados, son

por otra parte insuficientes para producir inundación, pues fueron en grado extremo menores que las tormentas almacenadas ya citadas; además, no fueron uniformes y se refiere a la Capital solamente y la inundación se produjo en los primeros días de mayo.

Debe haberse producido un fenómeno similar al que se ha producido en Tres Arroyos el año 1927, en que en una escasa región ocurrió una exigua precipitación igual a la de las Provincias Andinas, rodeada de otra región en el resto, con precipitación normal y cuyas isohietas se adjuntan. (Fig. 95).

Como esta inundación fué menor que la de 1884, y no poseemos datos fidedignos, no vale la pena ocuparnos de ella, pues si la de 1884 se pudo evitar como veremos, con mayor razón fué posible hacerlo con la del año 1877. Esta última se produjo en el Saladillo del 20 al 30 de mayo.

INUNDACION DEL AÑO 1883

Los datos pluviométricos que dá el informe de los Ingenieros Lavalle y Medici son para el año 1883 en la Capital Federal, los siguientes:

		Normal
Mayo	167 mm. en 11 días	64.9 mm.
Junio	172 » » » »	46.1 »
Julio	140 » » » »	46.3 »

El año 1883 figura en la Capital Federal con 1.150 mm., es decir superior al promedio 951.2 mm.

En el cuadro de la Provincia figura con 606 mm., dato mediado con General Lavalle únicamente, fuera de la cuenca del Salado y que me merece poca seguridad.

No conozco otros datos sobre precipitaciones en otros puntos ni los tiene la Oficina Meteorológica tampoco.

Lo cierto es que se produjo una inundación casi general que abarcó Dolores, Castelli, Tordillo, Ayacucho, Olavarría; desbordamiento de los ríos Salado, Saladillo, Las Garzas, Chelforó, Tandileofú, etc., y la ciudad de Dolores se inundó también. Esta inundación se produjo en el mes de julio.

En la página 68 del informe manuscrito de los Ingenieros Lavalle y Médici dice hablando de la inundación de julio de 1883:

«En el camino de Lobos al Saladillo, el Salado cubrió los puentes (11 de julio)».

Esto significa que en esta creciente del Salado tuvo influencia preponderante el Salado superior, al Oeste de Las Flores Grandes o sea que la cuenca N. y O. jugó su rol principal, todo de acuerdo a las afirmaciones que Lavalle y Médici hicieron respecto a las crecientes de los años 1854, 1877 y 1881. Se vé que el colector hubiese sido completamente inútil, para aliviar el Salado.

«En junio, empezaron a desbordarse las aguas de algunos arroyos, especialmente el Salado en la parte central de su curso, el Saladillo, Las Garzas. El 7 de julio se inundaron los cuarteles 8, 11, 12 y 13 de Dolores. Los cañadones y montes del Tordillo estaban crecidos y próximos a desbordar. El Vecino tenía más de una legua de ancho; el Chelforó y Tandileofú muy crecidos. En Ajó había inundación, lo mismo que en Castelli. Se inundó Ayacucho, Olavarría, etc.

Crece después la inundación alcanzando 0.86 m. en las calles de Dolores. Prosigue luego la inundación y el 13 de julio se torna en inundación general, lo que se mantiene durante varios días, empeora con nuevas lluvias, afectando la zona inundable de la Provincia.

La altura máxima de las aguas fué de 4.55 m. sobre el fondo del Salado, en el puente de Villar, F. C. S. los días 4 y 20 de julio y la creciente del año 1877 llegó en este punto 5.39 m. sobre el fondo el 22 de mayo, mayor en consecuencia que la de 1883. En 1881 también alcanzó en este punto 4.33 m. el Salado».

INUNDACION DEL AÑO 1884

Estas se produjeron encontrando ya las lagunas y cañadones con bastante agua, dejada por las inundaciones del año anterior y por la época lluviosa que precedió el mes de septiembre y fueron según los Ingenieros Lavalle y Medici, «Las mayores que se recuerdan», fueron originadas por las lluvias caídas del 21 al 24 de septiembre de ese año, que acusaron

las siguientes cantidades consignadas en la página 59 del informe de los citados Ingenieros.

Chascomús	402 mm.
Guerrero	25 »
Ranchos	265 »
Villanueva	283 »
Salado	58 »
Las Flores	163 »
Azul	103 »

De acuerdo con estas cantidades, calculan los citados Ingenieros una precipitación de 6.600 Hm³. sobre 47.700 Km². de cuenca del Salado y estiman que en los 23.000 Km². restantes podría haber caído un máximo de 100 mm. y llega en números redondos a 9.000 Hm³. para los 70.000 Km². de cuenca del Salado.

En la tormenta del mes de marzo de 1900, se precipitaron en los 87.067 Km². de cuenca del Salado 20.374 Hm³. (pág. 61) almacenándose íntegramente y en la del 15 al 28 de marzo de 1926 cayeron en los 68.196 Km². de cuenca del Salado, 11.378 Hm³. y en los 87.000 Km². de la cuenca completa del mismo 14.692 Hm³. y a más 6.934 Hm³. en el resto de esa cuenca hasta Meridiano V. en total 21.626 Hm³. (pág. 190) o sea más del doble de la de 1884, habiendo acusado el Salado un aumento de solo 46 m³/s. en Guerrero y el Saladillo y Salado no alcanzaron sus niveles normales en Del Carril, Guerrero y en los otros puentes.

Es evidente que almacenándose íntegramente como sucedió con estas tormentas, igual hubiese sucedido si hubiese caído en 24 horas, pues la pequeña diferencia, infiltración y evaporación, no influiría, como ya se hizo notar.

Esta inundación del año 1884, pudo ser evitada con el sistema de aprovechamiento de las depresiones como reguladores que propongo y en consecuencia tambien las de los años, 1854, 1877 y 1883, con mayor razón desde que fueron menores, según manifestaciones de los Ingenieros Lavalle y Médici.

En la tormenta del 21 al 23 de abril de 1928 se precipitaron en la cuenca del Salado 8.445 Hm³. es decir solo 555 Hm³. menos y en un día menos que en aquella. (Pág. 197).

Tuvo esta lluvia, un desplazamiento en la dirección del escurrimiento de las aguas que de acuerdo con el criterio norteamericano bastaría para doblar el caudal, y sin embargo, el caudal no pasó de 228 m³|s. en Guerrero lo cual prueba que aquella inundación de 1884, fué perfectamente evitable. (Fig. 94).

La precipitación máxima para el año 1884 del 21 al 24 de septiembre en Chascomús de 402 mm. y del 21 al 23 de abril de 1928, cayeron en el Partido de Saladillo, las siguientes cantidades de agua:

Estancia María Antonieta (de Toledo)	536 mm.
Estancia Santa Isabel (de Sojo)	500 »
Desvío Toledo	545 »

El arroyo Saladillo no varió un centímetro su nivel y el agua en la tierra no arada, después de escurrirse en los bajos, sólo penetró 15 cm., según comprobación del Ingeniero Gando.

En cuanto a la creciente de 1883, dicen los citados Ingenieros: «Que en el camino de Lobos a Saladillo cubrieron los puentes de agua» (11 de julio) como ya se dijo. El tronco superior del Salado tuvo pues papel preponderante y el colector o sea la desviación y la retención o represamiento de las aguas de la parte alta poca influencia habría tenido para aliviar al Salado.

CAPITO III

La influencia que tendría sobre el régimen del Salado la desviación retención o conducción endicada, de las aguas de la región que se ha dado en llamar alta y causante de las inundaciones, según afirmaciones infundadas, desde el año 1900.

EL EFECTO DEL COLECTOR SOBRE EL RÉGIMEN DEL SALADO
SERÍA CASI NULO

LLUVIAS DE MARZO DE 1900

En este mes se precipitaron 20.374 Hm³. que se almacenaron íntegramente en las depresiones del suelo, causando en ciertas partes inundaciones mayores del 40 por ciento de la superficie sin escurrirse las aguas por los arroyos. La eliminación de las aguas de la parte alta hubiese sido inútil e imposible.

CRECIENTE DE MAYO DE 1900

En la cuenca del colector, figura en este mes una precipitación de 4.099 Hm³. y en la *Zona I*, 1.426 Hm³. Quedan en consecuencia para la cuenca del Salado un volúmen que hubiese sustraído el colector si hubiese estado construido durante ese mes de:

$$4.099 - 1.426 = 2.673 \text{ Hm}^3.$$

Cayeron en la cuenca del Salado	8.010 Hm ³ .
En la zona O. del Meridiano V	2.097 »
	—————
Total	10.107 Hm ³ .

Lo sustraído por el colector representa el 26.3 por ciento de esta última cantidad.

LLUVIAS DEL MES DE AGOSTO DE 1900

Cayeron durante este mes en la cuenca del colector 4.570 Hm³, y en la Zona I, 1.952 Hm³. El colector habría en consecuencia sustraído un volúmen de:

$$4.570 - 1.952 = 2.618 \text{ Hm}^3.$$

Cayeron durante este mes en la cuenca del Salado. 8.027 Hm³.
En la zona al Oeste hasta Meridiano V 2.092 »

.....
Total 10.119 Hm³.

Lo substraído por el colector representa el 25.8 por ciento.

LLUVIAS DE SEPTIEMBRE DE 1900

Cayeron durante este mes en la cuenca del colector 5.749 Hm³. y en la Zona I. 2.249 Hm³.

El colector habría sustraído un volúmen de:

$$5.749 - 2.249 = 3.500 \text{ Hm}^3.$$

Cayeron en la cuenca del Salado 9.516 Hm³.
En la zona al Oeste de Meridiano V 4.632 »

.....
Total 14.148 Hm³.

Lo substraído por el colector representaría solo el 23.8 por ciento de su volúmen.

Es de notar que después de estas lluvias, el Salado creció extraordinariamente en Roque Pérez y la altura de las aguas que alcanzó fué solamente 0.46 más baja que el 17 de septiembre de 1913, fecha en la cual el Salado llevó 1.300 m³/s. en este puente según datos de la empresa F. C. S.

LLUVIAS DE AGOSTO DE 1913

Cayeron en este mes en la cuenca del colector 8.919 Hm³. y en la zona I. 3.636 Hm³ de modo que queda para el colector:

$$8.919 - 3.636 = 5.283 \text{ Hm}^3.$$

Cayeron en la cuenca del Salado	9.769 Hm ³ .
Zona al Oeste hasta Meridiano V	3.089 »
	<hr/>
Total	12.858 Hm ³ .

Lo substraído por el colector representa el 41 por ciento.

Si pensamos que el agua de la Zona II fué desviada en su casi totalidad hacia Dolores y deducimos 2.773 Hm³. del caudal del colector quedan para éste solo 2.510 Hm³.

Esto representa el 19.6 por ciento de la lluvia caída. Es conveniente recordar que en el puente de Roque Pérez el 17 de septiembre de 1913 fué observado un caudal de 1.300 m³|s. (pág. 88) y que el máximo del Salado en Guerrero ese mes fué de 4.561 m³|s. de modo que aún con el colector la inundación y desborde del Salado se hubiese producido igual. No es difícil concebir que el Salado, pudiese aumentar 3261 m³ desde Las Flores Grandes hasta San Borombón, dado que el Río Matanzas condujo 1.500 m³|s. en 1884, después de haber desviado enormes caudales por Lanús.

Por otra parte, los ríos Saladillo y Las Flores no aportaron caudales de consideración y el canal 9 desvió el resto de las aguas de la zona alta, a excepción de unos 300 m³|s. que pasaron por la rotura de dicho canal en la cuenca del Camarones.

Iguales consideraciones podemos hacer con respecto a las inundaciones de 1914 y 1915.

CRECIENTE DE 1915

En las lluvias de abril de 1915 se precipitaron en la cuenca del colector 6.773 Hm³. de los cuales descontados los 1.368 Hm³. que cayeron en la zona I, quedarían para el Salado 5.405 Hm³.

Si a estos les sustraemos los 2.865 Hm³. que cayeron en la zona de los canales 9 y 11 y que lo escurrido fué casi desviado íntegramente hacia Dolores, tendremos hasta el colector como efecto la desviación de un volúmen de 2.540 Hm³ o sea el 19.2 por ciento de los 13.269 Hm³. que cayeron en la cuenca del Salado en los 87.067 Km² y si contamos hasta Meridiano V., aguas que en una u otra forma habrán pasado, tratándose de años muy lluviosos, tendríamos un volúmen de 18.454 Hm³.

Sobre este volúmen lo desviado, 2.540 Hm³. representa solo un 13.8 por ciento y si pensamos que tuvieron excepcional importancia las lluvias caídas en el tronco inferior y también en el tronco superior del Salado en la Provincia de Santa Fe, veremos que sobre los 1.130 m³s. de caudal que acusó el Salado en mayo, poco efecto pudo tener el colector. Que el Vallimanca y toda la cuenca del colector tuvo poca influencia se puede ver por las alturas de las aguas en Del Carril, consignadas en el siguiente cuadro:

Fechas		Altura de las aguas bajo los rieles
Febrero	24	3.10 m.
Marzo	22	1.40 »
»	31	1.50 »
Abril	6	1.50 »
»	31	1.70 »
Mayo	31	1.80 »

Es decir que las lluvias de abril no alteraron el nivel anterior se puede decir.

INUNDACIONES DE JULIO DE 1919

En estas inundaciones hubiese sido eficaz el colector para las márgenes del Salado, Saladillo y Las Flores, aguas abajo del colector, si éste hubiese resistido.

Como Las Flores vino desbordando desde sus nacientes, inundando Olavarría, y el Vallimanca vino desbordando desde La Madrid, el efecto beneficioso del colector hasta el mismo no se habría hecho sentir y hubiese inundado — al caer al lado del colector costeano el terraplen — campos más valiosos que los que se inundaron en las márgenes del Salado. Los perjuicios y equivalentes en zona inundada no habrían variado. Sería como decía el Ingeniero Romero, un sistema de transportar inundaciones y agrego yo de aumentarlas en perjuicios.

LLUVIAS DEL 15 AL 22 DE AGOSTO DE 1922

Cayeron en estas lluvias en la cuenca del colector 2.589 Hm³. y en la zona I 868 Hm³., es decir que el colector hubiese desviado:

$$2.589 - 868 = 1.721 \text{ Hm}^3$$

y como en los 87.067 Km² de cuenca del Salado cayeron 6.856 Hm³. resultaría que lo desviado por el colector es solo el 25.1 por ciento de la cantidad caída.

Si se recuerda que la casi totalidad del caudal de la zona II fué desviada hacia Dolores, habría que rebajar de los 1.721 Hm³. 1.172 Hm³.o sea que quedaría como beneficio del colector para el Salado, solo una desviación de 549 Hm³., es decir el 8 por ciento y los 472 m³|s. que adquirió el Salado el 12 de septiembre, hubieran quedado sin variación.

Conclusión. — En las inundaciones de 1854, 1877, 1883, 1884, 1900, 1913, 1914, 1915, 1922, el beneficio del colector en el sentido de aliviar el Salado, hubiese sido casi nulo y de igual modo el represamiento o retención de las aguas de la parte alta.

EL BENEFICIO DEL COLECTOR

«Los ingenieros deben ser torpes; tenemos el Salado seco con los campos inundados y se pasan discutiendo planes estrafalarios» (manifestación un tanto cruda que hiciera un vecino de Las Flores al Ingeniero Arce a propósito de tal estado de los campos en 1926, despues de las lluvias del 15 al 28 de marzo).

Las 6 lluvias citadas a saber: la de marzo de 1900; la del 15 al 16 de septiembre de 1912; las de mayo de 1913; la del 21 al 24 de febrero de 1915; la del 15 al 28 de marzo de 1926; y la del 21 al 23 de abril de 1928, todas ellas que causaron inundaciones sin crecer los arroyos, dejaron provechosas enseñanzas.

Las de marzo de 1900, con núcleos superiores a 400 mm. en las márgenes del Salado que se almacenó íntegramente, en año de inundaciones generales se almacenaron 20.374 Hm³. (Pág. 61).

La del 15 al 16 de septiembre de 1912 se produjo en un año lluvioso a fines de invierno con evaporación mínima y como precipitación en la cuenca del Salado, importó 6.199 Hm³. y a más 1.457 Hm³. si se considera la parte O. hasta Meridiano V. o sea en total 7.656 Hm³. (Pág. 78).

Estas lluvias se almacenaron íntegramente en las depresiones del terreno a pesar de estar la tierra saturada lo que prueba que no es la infiltración en las tormentas violentas lo que obra principalmente, sinó los depósitos naturales y es tanto más

convinciente en este caso, cuanto que los bajos estaban semi-pletos y sin embargo sobró capacidad para almacenarla íntegramente.

Otro tanto podemos decir de las lluvias de mayo de 1913 (fig. 62) en las que se almacenaron 12.825 Hm³. en los 87.067 Km². de cuenca del Salado.

Igual cosa podemos decir de la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 (pág. 125), en la que las lluvias que la precedieron le dieron sólo un alivio en el mes de enero, (fig. 65), seguido y precedido de años extraordinariamente lluviosos. La evaporación del verano precedente compensó la precipitación a pesar de que las lagunas y bajos estaban semi-pletos, sobró capacidad para almacenarlas, al precipitarse estas lluvias.

Estas tres últimas tormentas prueban que no es necesario secar completamente las lagunas para tener capacidad de sobra para almacenar la más grande lluvia, sino que aún con un considerable exceso sobre el estado normal, sobra capacidad y prueba también que con la tierra saturada como aconteció en ambas, la capacidad existe.

Podríamos agregar a los casos ya citados, el aporte casi nulo en la cuenca S. del Salado en todas las inundaciones generales.

En la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitó en la cuenca del Salado, — contaba ésta hasta los 87,067 Km². — un volúmen de 7.392 Hm³. y hasta Meridiano V, 4.889 Hm³. más, es decir 12,281 Hm³.

Este volúmen — mayor que los 9.000 Hm³. que admiten los Ingenieros Lavalle y Mé dici — se precipitó del 21 al 24 de septiembre de 1884 y causó una de las más grandes inundaciones en el mismo tiempo de precipitación, 3 días. (Pág. 205).

Es también casi igual al volúmen que se precipitó en la cuenca del Salado y comprendida la zona hasta Meridiano V del 18 al 23 de agosto de 1913 que fué de 12.858 Hm³. (pág. 83) y que llevó el caudal del Salado a 1.400 m³|s. en Guerrero según la D. D., la máxima registrada, (4.561 m³|s., según nuevos datos del F. C. S.) (Pág. 88).

La tormenta de 1913, aún en condiciones de drenaje incompleto pudo ser más fácilmente almacenada. La tormenta del

15 al 18 de marzo de 1926 es bajo el punto de vista de mi tesis, concluyente.

En esta tormenta se precipitaron en los 87.067 Km². de cuenca del Salado, 14.692 Hm³. y en los 50.400 Km² más hasta Meridiano V, 6.934 Hm³. o sea en total 21.626 Hm³. (Pág. 190). Es la precipitación más colosal que se registra en la cuenca del Salado dentro de la provincia de Bs. Aires, si se exceptúa la de marzo de 1900 a la cual había que agregar 4.191 Hm³., más en la cuenca que desagua al mar. El año 1926 fué precedido por el año 1925 que figura en la Capital con un total anual de lluvias de 1.243.5 mm., es decir, extraordinariamente lluvioso y en el promedio de la zona inundable de la Provincia con 918.2 mm., es decir, lluvioso, El año 1926 figura en la Capital con 886.8 mm. y en la zona inundable con 953.6 mm., superior a la media que es 830.9 mm.

En agosto 12 de 1926 se produjeron inundaciones parciales en Dolores, las últimas habidas en la Provincia.

No encontró, pues, esta colosal lluvia la tierra seca y esta formidable tormenta se almacenó íntegramente, produciendo inundaciones sin correr por los arroyos. El Salado en Guerrero aumentó solo 40 m³|s. su caudal y el Saladillo en Del Carril subió 1.00 m. quedando a 0.10 m. más bajo que su nivel normal. o mantuvo su nivel invariable el Saladillo a 5 m. según los datos oficiales, no alcanzando tampoco el Salado su nivel normal en sus varios puentes.

Igual resultado hubiera dado si esta lluvia se hubiera producido en 24 horas en vez de 13 días, salvo la pequeña diferencia de evaporación en estos días tormentosos y de atmósfera saturada e infiltración también pequeña.

Hubo regiones cerca de Las Flores Grandes, en donde la precipitación se aproximó a 300 mm. en el mismo cauce del Salado, podría decirse y al almacenarse como lo prueba la insignificante variación ocurrida en Gorchs debió ocupar en bajos de 1 m. de profundidad el 30 por ciento del área y si se reduce ésta a 0.50 m. el 60 por ciento de la superficie. La inundación se produjo, pues el agua no corrió por los arroyos y conviene recordar lo que decía el señor Juan Larrea, conceptuoso vecino de Roque Pérez y tío del ex Vicegobernador doctor Ortúzar, al respecto del estado de los campos en esta ocasión en la carta que en otras oportunidades publicara; decía textualmente así:

«...y también se podría citar el año 1926 en que sin estar propiamente crecidos los arroyos quedaron sin poder trabajar para trigo el 70 por ciento de las tierras destinadas para ese fin...»

Los beneficios del colector, de la retención o de la conducción endicada de las aguas en una palabra, la eliminación del efecto de las aguas de la parte que se ha dado en llamar alta serían pues, ínfimos. Esto no tendría rol hasta que se colmen los bajos o sea hasta que esté inundado más o menos el 45 por ciento del área que queda entre el colector y el Salado que en total no pasa de 2.400.000 hectáreas.

La recíproca también es cierta, es decir, que si las depresiones no tienen comunicaciones con los cursos de agua o éstas son deficientes, cuando crezcan los arroyos por avenidas de la zona alta, la inundación se limitará al cauce mayor de las vaguadas y los cañadones que estén con ellas en comunicación directa. Esto equivale a decir que la inundación será mucho más reducida, lo que es conciencia pública, que con una intensa lluvia caída en la parte baja.

Una precipitación de la zona alta de 200 mm. de la cual se escurran 175 mm. no ocupará pues, en las vaguadas que adquieren entonces profundidades mayores de 1 m. más del 17.5 por ciento de igual superficie en bajos de 1 m. de profundidad, es decir, que no podemos calcular por una avenida extraña a la zona, más del 20 por ciento de la superficie inundada.

Si admitimos que en la zona inundable comprendida entre el colector y el Salado se anega el 45 por ciento antes de que corra a los arroyos un caudal apreciable, y que la inundación completa cubra el 65 % de la superficie, (fig. 17), quedaría como efecto adicional de la tormenta que ocasiona esta inundación un 20 %. Quiero ser aún más exagerado y admitir que este incremento del 20 por ciento se debe exclusivamente a lluvias caídas aguas arriba del colector, (lo que es inexacto en todas las grandes inundaciones) y que en consecuencia, este la evitaría y calculemos su beneficio.

Como entre el colector y el Salado hay 2.400.000 Hs. el 45 por ciento de esta área hace una superficie menor de 1.120.000 Hs. y el 20 por ciento supletorio que origina la inundación aguas arriba del colector 480.000 Hs. Si supongo una exageración más, es decir, que estas hectáreas valen pesos 16 al año de arren-

damiento o sea pesos 4 por trimestre, tendremos como beneficio suponiendo recuperado un trimestre de arrendamiento equivalente a la pérdida sufrida por 15 ó 20 días de inundación de esta área, de pesos 1.920.000, esto cada 14 años como beneficio bruto.

Incurramos en otra exageración y supongamos que estas inundaciones se producen cada 5 años o sea tripliquemos aquella cifra y llegamos en 14 años período medio de una inundación (dado que desde 1915 no tenemos inundaciones generales) a un perjuicio máximo, — de pesos 5.760.000 o sea por año dividiendo por 14, pesos 412.000 aproximadamente. Resulta de este cálculo que el colector principal no conviene evidentemente por más de pesos 10.000.000, si ha de dar el 4.1 por ciento de interés y no existen gastos de conservación y como se puede admitir que costará más de pesos 100.000.000, (pág. 439), se concluye, que esta discusión sobre su presupuesto y utilidad de la obra, es perder el tiempo. El cálculo de un trimestre como pérdida de inundación de 20 días es un exceso por las siguientes razones:

a) Las inundaciones se producen todas de Mayo a Octubre y si hay cosecha sembrada hay tiempo de resembrar de maíz con un gasto inferior de pesos 6.00 la hectárea.

b) Las inundaciones rápidas causan la fertilidad del suelo y no lo perjudican por varios años.

c) En los terrenos de regadío se lava el salitre inundando las tierras por mayor tiempo, por lo cual no sólo no se empeoran, sino que se mejoran por una eternidad.

d) Cuando los bajos se secan en años de sequía por infiltración en el fondo de los cañadones, que no son salitrosos se siembran y se obtienen ubérrimas cosechas. Anualmente ocurre que hay necesidad de destinar a maíz tierras que en invierno se anegan.

e) Porque nada costaría hacer un tanque australiano en una loma, inundar el terreno con él durante 20 días, dejarlo reposar 3 meses y luego verificar que la cosecha que se obtiene en esta parcela de terreno, es igual a la del resto, sinó mejor.

LA CONDUCCIÓN ENDICADA DEL AGUA DE LA PARTE ALTA O EL EMBALSE DE LAS MISMAS O ENDICAMIENTO DE LOS ARROYOS, NO PUEDE SER TAMPOCO SOLUCIÓN.

Hemos visto que los colectores o sea la desviación de las aguas de la parte alta no es solución, por dejar subsistente más del 45 por ciento de la inundación, aquella que se estanca, y que hecha a perder los campos por varios años.

En cambio, reduce a lo sumo en un 20 por ciento y probablemente en no más de un 10 por ciento las inundaciones rápidas, que duran pocos días y que son muchas veces causa de fertilidad de las tierras.

Si la desviación no conviene por más de pesos 10.000.000, evidentemente no pueden convenir sistemas más caros como es la contención de las aguas de la parte alta en pantanos, porque con idénticos beneficios, resulta más costoso.

Con mayor razón no puede convenir el endicamiento de todos los arroyos y cañadas, puesto que a su insoportable presupuesto, con idénticos beneficios, uniría el obstaculizar el desagüe, enormes gastos de conservación y grandes peligros en las roturas de los diques.

Para un futuro lejano, será necesario la construcción de embalses en las sierras para amortiguar inundaciones locales en parajes densamente poblados.

LOS PERJUICIOS MÁXIMOS EN UNA INUNDACIÓN GENERAL

Supongamos que lo que se inunda con las lluvias locales, sin salida a los cursos de agua en toda la zona inundable sea el 40 por ciento y que el total sea un 60 por ciento, cifras que deben estar por arriba de la realidad.

Atribuyamos a este 40 por ciento, un arrendamiento de pesos 8.00 por hectárea y al 20 por ciento restante, pesos 16 la hectárea. Esto es evidentemente un exceso.

La zona inundable, incluyendo en ella la cuenca del Salado íntegra, se descompondría así:

Cuenca del Salado	87.067 Km ² .
Cuenca directa al mar, según Duclout	29.337 »
Total.....	<u>116.404 Km².</u>

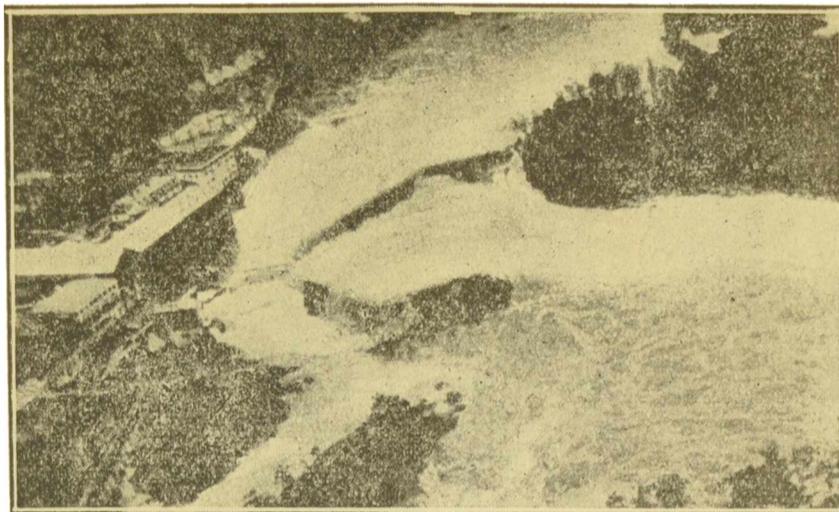


Figura 96

Vista aérea de Wornocce (Massachussets) donde la corriente del río desbordado arrasó con cuanto encontró en su camino.

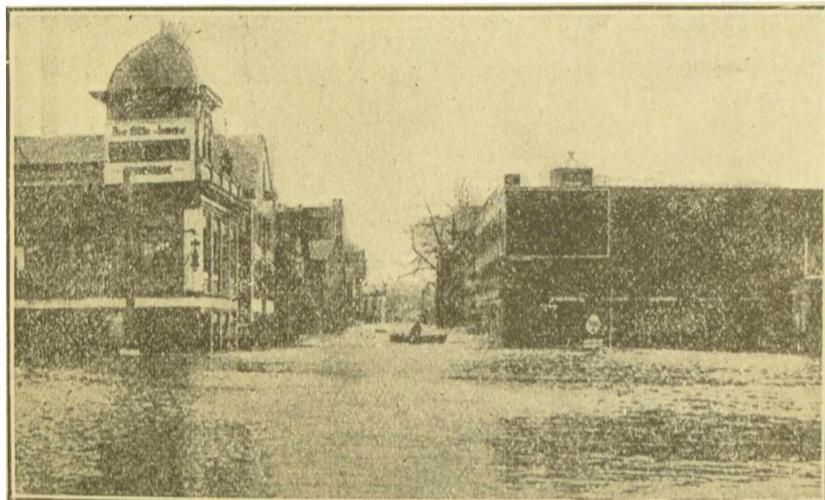


Figura 97

Vista parcial de la ciudad de Hartford, en el Estado de Connecticut, donde las aguas llegaron hasta tres y cuatro metros sobre el nivel del suelo.

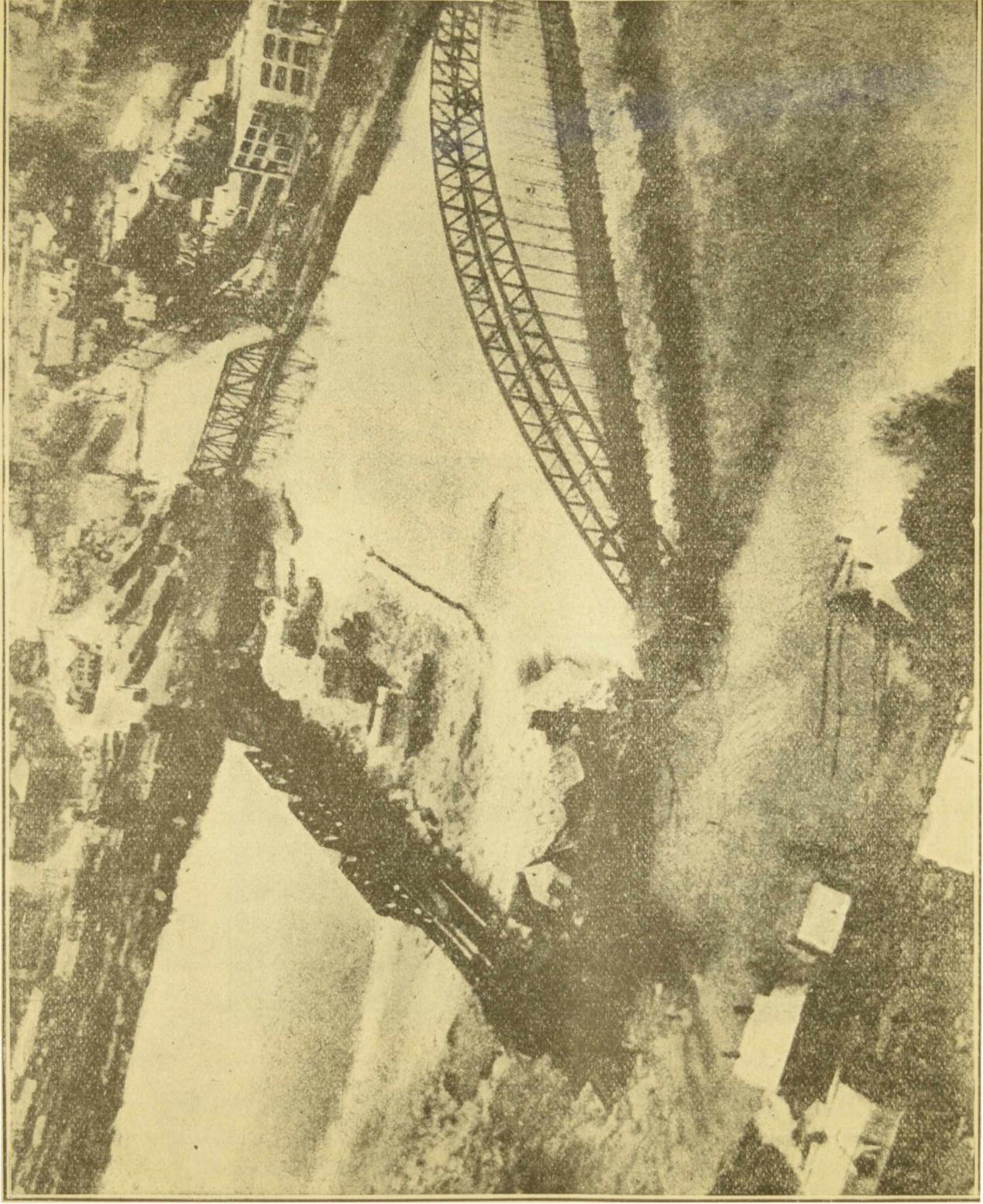


Figura 96

El Río Connecticut convertido en torrente y arrastrando en sus aguas casillas de madera, trozos de muebles, árboles y materiales diversos, destruyó los puentes de Bellows Falls, en el Estado de Vermont, e inundó la ciudad en una amplia zona.

El 40 por ciento de esta área representa. 4.656.000 Hs.
 El 20 por ciento de esta área representa. 2.328.000 »

Las pérdidas de una inundación podrían estimarse grosso modo como máximo en las siguientes sumas, como pérdidas de arrendamientos.

4.656.000 Hs. a \$ 8.00 la Hs. (1 año)	\$ 37.248.000.—
2.328.000 Hs. a \$ 4.00 la Hs. (1 trimestre)	» 9.312.000.—
Total	\$ 46.550.000.—

Es decir, que la debemos por fuerza suponer, inferior a pesos 50.000.000.— puesto que se inundó un 60 por ciento solo en la zona realmente baja. (Fig. 17).

Lo que resulta de perjuicios por comparación con casos similares

LAS ÚLTIMAS INUNDACIONES EN EE. UU. OCURRIDAS EN NOVIEMBRE DE 1927

En las inundaciones ocurridas en Estados Unidos en el mes de noviembre de 1927, se produjeron perjuicios que fueron conceptuados enormes y adquirieron los comentarios, resonancia mundial. No era de extrañarse, pues, afectaron los estados de Vermont, Massachussetts, New Hampshire, Nueva York, Rodhe Island y Conneticut. Para que pueda darse cuenta de su importancia, se insertan los siguientes datos relativos a su extensión y población:

ESTADOS AFECTADOS POR LA INUNDACIÓN

Estados	Extensión en km ² .	Población (Habitantes)
Nueva York	123.000	9.113.914.—
Vermont	24.700	355.956.—
New Hampshire	24.100	430.572.—
Massachussetts	21.300	2.805.364.—
Rodhe Island	3.220	562.694.—
Conneticut	12.800	1.114.756.—
Totales	209.120	14.383.256.—

La Provincia de Buenos Aires con una extensión de 306.289 Km²., tiene una población de 2.750.000 habitantes.

Se comprende desde luego que los perjuicios que sufra por una inundación de sus campos bajos, donde en general predominan las vacas, debe ser inmensamente menor, que en aquellos industriales y pobladísimos Estados.

Las cifras son bien elocuentes sin necesidad de comentario alguno.

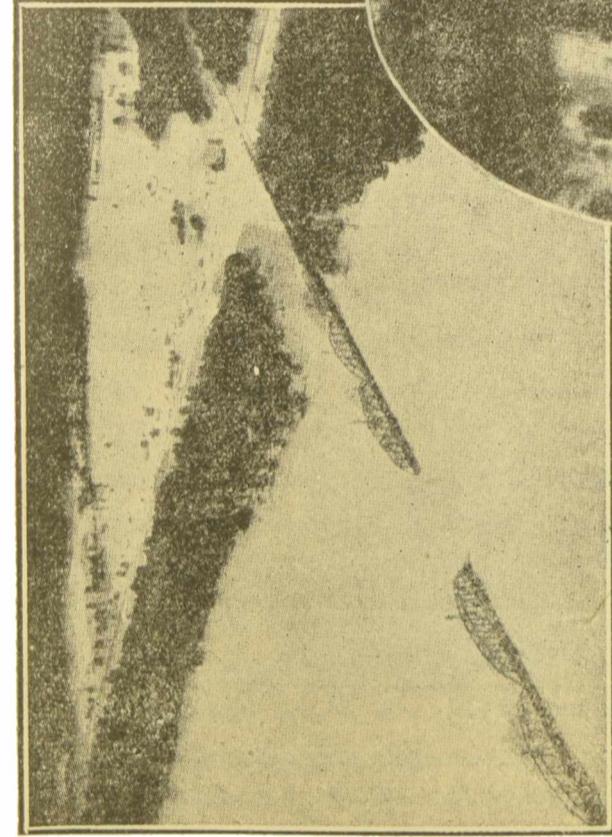
Las inundaciones que asolaron estas regiones fueron de una violencia excepcional. Algunas secciones de Monpelier se hallaban con más de 6 metros cubiertas por las aguas. Se rompieron 17 diques y 30 puentes del Río Conneticut fueron arrasados por las aguas. Se decretó el estado de sitio en Windsor, Vermont y en Waterbury Conneticut, 5.000 obreros quedaron sin trabajo por haberse inundado las fábricas. Se ahogaron más de 150 personas; 20.000 quedaron sin albergue y los perjuicios materiales fueron estimados en 50.000.000 de dólares. Se inserta una vista de Hartford, 98.915 habitantes, Capital del estado de Conneticut, cuyas calles fueron cubiertas con 4 metros de agua ¿Se puede concebir què las inundaciones en la Provincia de Buenos Aires, que afectan una zona menor de 10.000.000 de Hs., es decir, 100.000 Km². pueden ocasionar perjuicios por valor de pesos 500.000.000, como lo ha publicado la Dirección de Desagües? Esto es decir, pesos 50 por hectárea, lo que significa la desaparición para cada inundación, de 10.000.000 de vacas con su cría, cuero y huesos, suponiendo un animal por hectárea, cifra un poco elevada si se recuerda que en la Provincia de Buenos Aires, sólo hay 15.507.530 vacunos y en pocas inundaciones se hubiera arreado con el stock vacuno de la Provincia y de la República que ascendía a 37.064.850.

Sobre estas 10.000.000 de hectáreas no se inundan más de 4.000.000 y si se calcula una pérdida de arrendamientos de 6 meses a pesos 6.— la hectárea, tendríamos pesos 12.000.000 y si se considera un año perdido, tendríamos pesos 24.000.000 como probable perjuicio de una inundación.

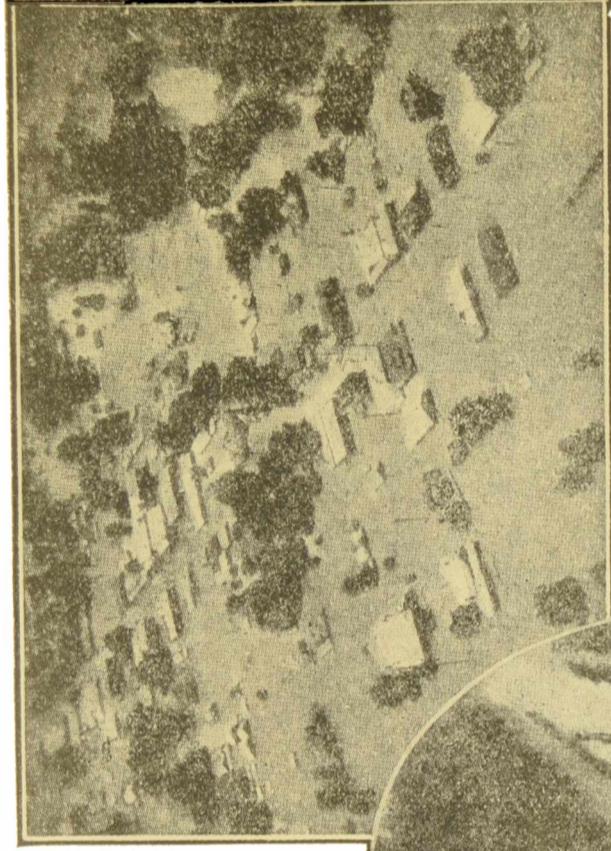
Se deduce que obras que importen una tasa impositiva superior a pesos 10.— la hectárea no resultan bajo su faz financiera y no debe perderse tiempo en tales proyectos.

LA COLOSAL INUNDACIÓN DE ABRIL DE 1927 EN EL MISSISSIPPI

«La reciente gravísima inundación del Mississippi debe ser considerado sin duda como uno de los fenómenos hidrográficos más imponentes entre cuantos recuerda la historia; ésto es por



Hasta los puentes fueron arrastrados por las aguas.



La agonía del Valle de Mississippi, nuevo valle de lágrimas.

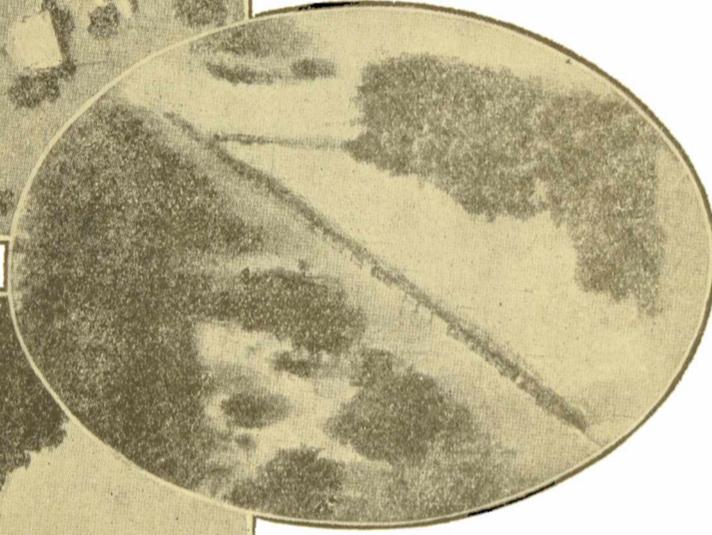


Figura 99

Los trenes de carga circulando con el agua hasta el nivel de las plataformas.

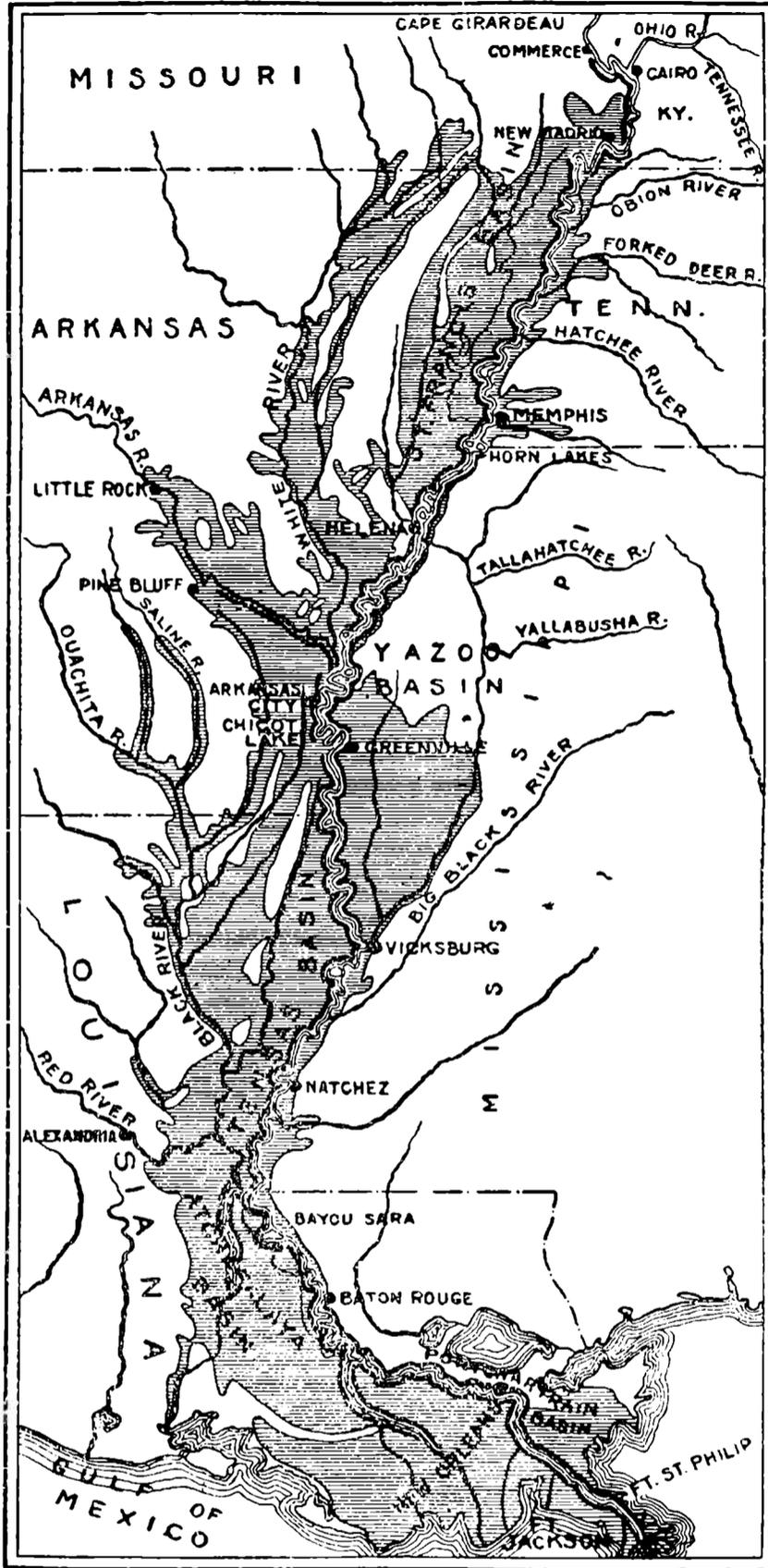


Figura 100

Mapa de la cuenca del Mississippi desde Cairo al Golfo de México. Este es el estado de la tragedia de 1927, cuando perecieron 246 personas y se ocasionaron daños por valor de pesos 200.000.000 oro, rompiéndose los diques que tienen desde Cairo al Golfo de México, mayor extensión que la que hay de Jujuy al Estrecho de Magallanes. Esta misma cifra de perjuicios, la mayor que recuerda la historia por inundaciones, es la que ha afirmado la Dirección de Desagües, se produce en la provincia de Buenos Aires a cada inundación.

la extraordinaria duración y extensión de la zona afectada y en fin por la excepcional importancia de sus funestas consecuencias. (Annali dei Labori Publici, ing. Gaio Marcelo)».

Esta colosal inundación del Valle del Mississippi, sobrepasa a todas las anteriores juntas, ocasionadas en la misma cuenca. Las pérdidas de vidas que ocurrieron entre 1902 y 1926 fueron 155 ahogados y en la de 1927, según testimonio de la Cruz Roja, pasan de 246. Las pérdidas materiales de las anteriores inundaciones, todas ellas juntas ascendían a 200.000.000 de dólares cifra alcanzada por las de 1927, según informes oficiales.

Más de 400.000 personas quedaron sin hogar y fué necesario volar con dinamita los diques para evitar la destrucción de Orleans, que a pesar de ello tuvo barrios con las casas inundadas hasta el segundo piso.

El clamoreo ha sido tan grande que las autoridades están dispuestas a gastar sin mirar, con tal que tales calamidades no se reproduzcan.

Como esta cifra de perjuicios de pesos 500.000.000 la han dado como un cálculo sesudo de los perjuicios de la zona inundable de la Provincia, es bueno que hagamos algunas consideraciones.

La cuenca del Salado en la provincia no excede de 70.000 Km². según la D. D. y la cuenca del Mississippi mide 3.250.000 Km². el 41 por ciento del área total de los Estados Unidos, 46 veces mayor que la del Salado. El Mississippi junto con Missouri miden 6.760 Km. de longitud aproximadamente, la sexta parte de la vuelta al mundo y el Salado en la Provincia, cerca de 600 Km. o sea su décima parte. En 1897, las inundaciones del Mississippi ocuparon un área de 35.200 Km². En 1912 una de 45.600 Km². y en 1927 una de 59.400 Km².

¿Se puede concebir que se inunden con el Salado y su cuenca, mayores áreas que lo que ocurre con el Mississippi? En Cairo, el caudal observado en el Mississippi fué de 50.400 m³/s. y se admite la posibilidad que llegue a 84.000 m³/s.

El caudal observado en 1927 en Vicksburg fué de 71.000 m³/s. y el Salado llevó en agosto de 1913 su máximo caudal a 1.400 m³/s. según la D. D., (4561 m³/s. según el F. C. S.) es decir, que el caudal del Mississippi fué 51 veces mayor.

Comparemos estas cifras, no digo con el Salado, sino con el Paraná y éste resultaría pequeño. Los daños que produjeron estas inundaciones fueron de excepcional gravedad, pues se cubrieron de agua toda la región baja del Mississippi y en

consecuencia la Luisiana, la azucarera de la Unión, de donde se surte este pueblo de ese producto y otras comarcas fertilísimas y densamente pobladas.

Solamente en la cuenca inferior del Mississippi los estados entre Cairo y New Orleans, representan como extensión y población las siguientes cifras:

Estados	Extensión en km ² .	Población
Luisiana	125.500	1.381.825 (1900)
Mississippi	121.300	1.551.270 (1900)
Arkansas	138.000	1.311.564 (1900)
Tennessee	108.700	2.184.789 (1910)
Kentucky	105.000	2.289.905 (1910)
Totales....	598.500	8.719.353

¿Se puede comparar seriamente con el desastre del Salado, que en toda su cuenca y con la zona inundable, llega a 100.000 Km². y con una población inferior a 1.000.000 de habitantes, con aquellas cifras?

En aquellos estados se practica la agricultura intensiva, y son fuertes productores de toda clase de cereales, algodón, azúcar, maderas, etc.

Vimos que la cuenca del Mississippi abarca el 41 por ciento del área total de los EE. UU. Dicha nación tiene 7.840.000 Km². y una población superior a 100.000.000 de habitantes.

Esto significa que a esta cuenca del Mississippi le corresponde una extensión de 4.570.000 Km². con una población de 41.000.000 de habitantes. Comparense estas cifras con los 100.000 Km². de la cuenca inundable del Salado y la zona de la costa con menos de 1.000.000 de habitantes y se verá si hay razonable parangon entre ambos.

Si suponemos al Mississippi ocasionando perjuicios por pesos 500.000.000 en comparación con el Salado, los perjuicios deberían ser proporcionalmente:

A la población de ambas cuencas.....	\$ 12.200.000.—
A la longitud de ambos ríos.....	» 50.000.000.—
Al caudal máximo de ambos ríos.....	» 50.000.000.—
Promedio.....	\$ 34.000.000.—



Figura 101

El Valle del Garonna en los alrededores de La Reole, transformada en algunas horas por la inundación, en un mar en donde emergen solamente los árboles, los techos de las granjas, los pisos superiores de las casas y las iglesias.

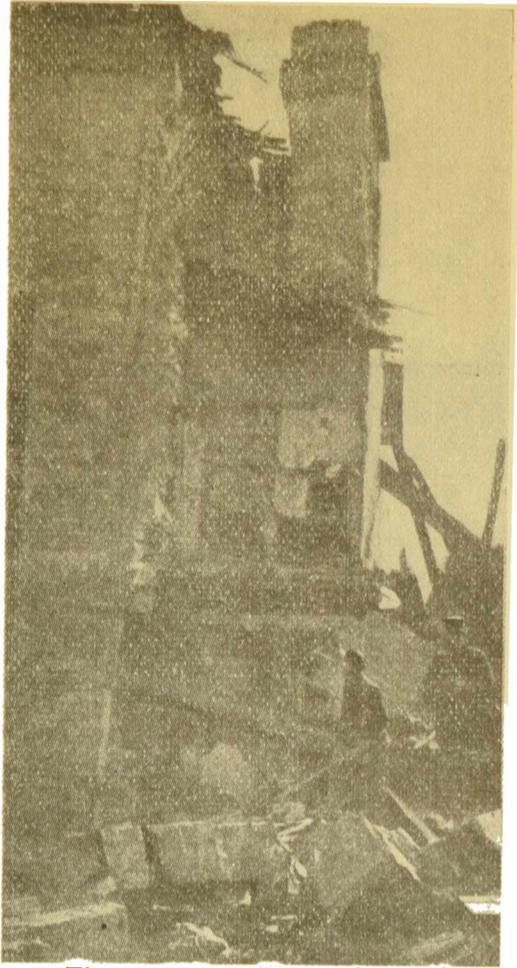


Figura 102. — Hogar destruído

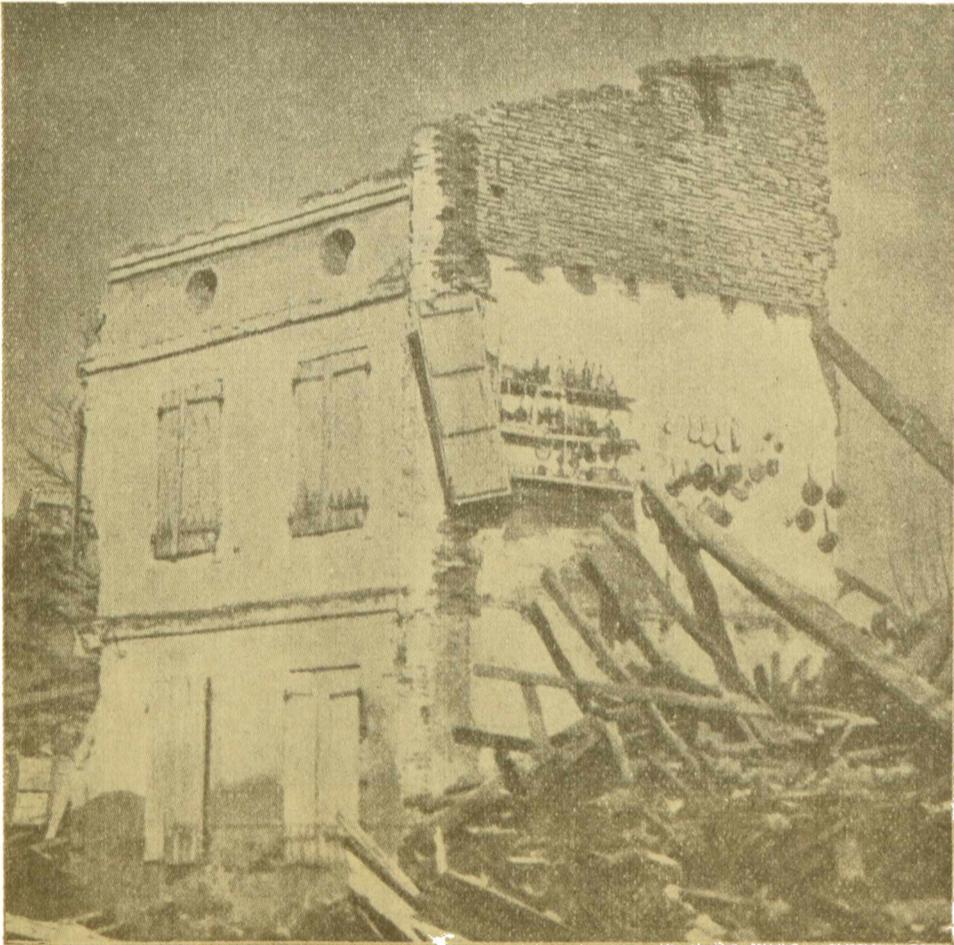


Figura 103. — Otros hogares destruídos

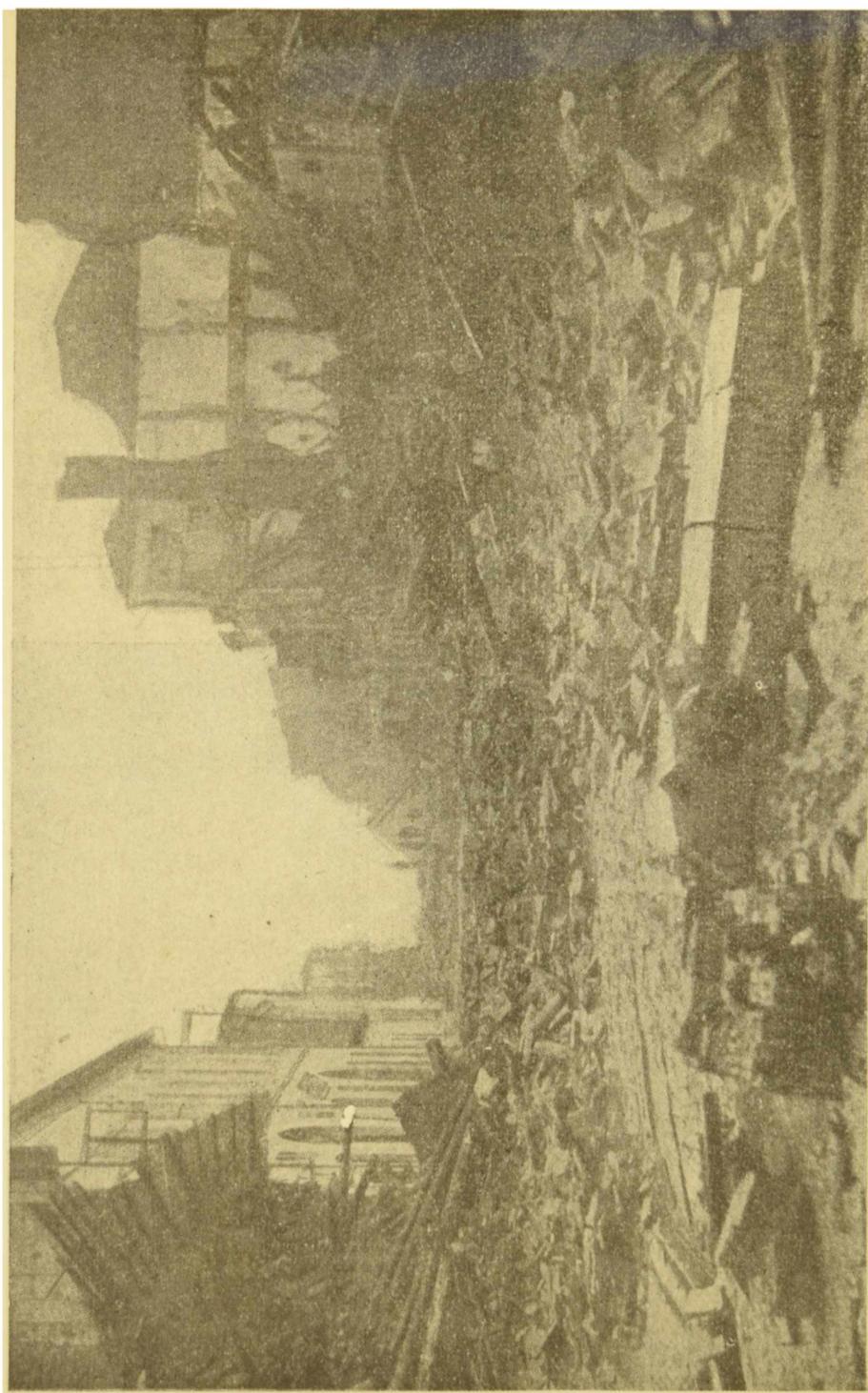


Figura 104
Una de las principales calles del barrio de Ville Bourbon

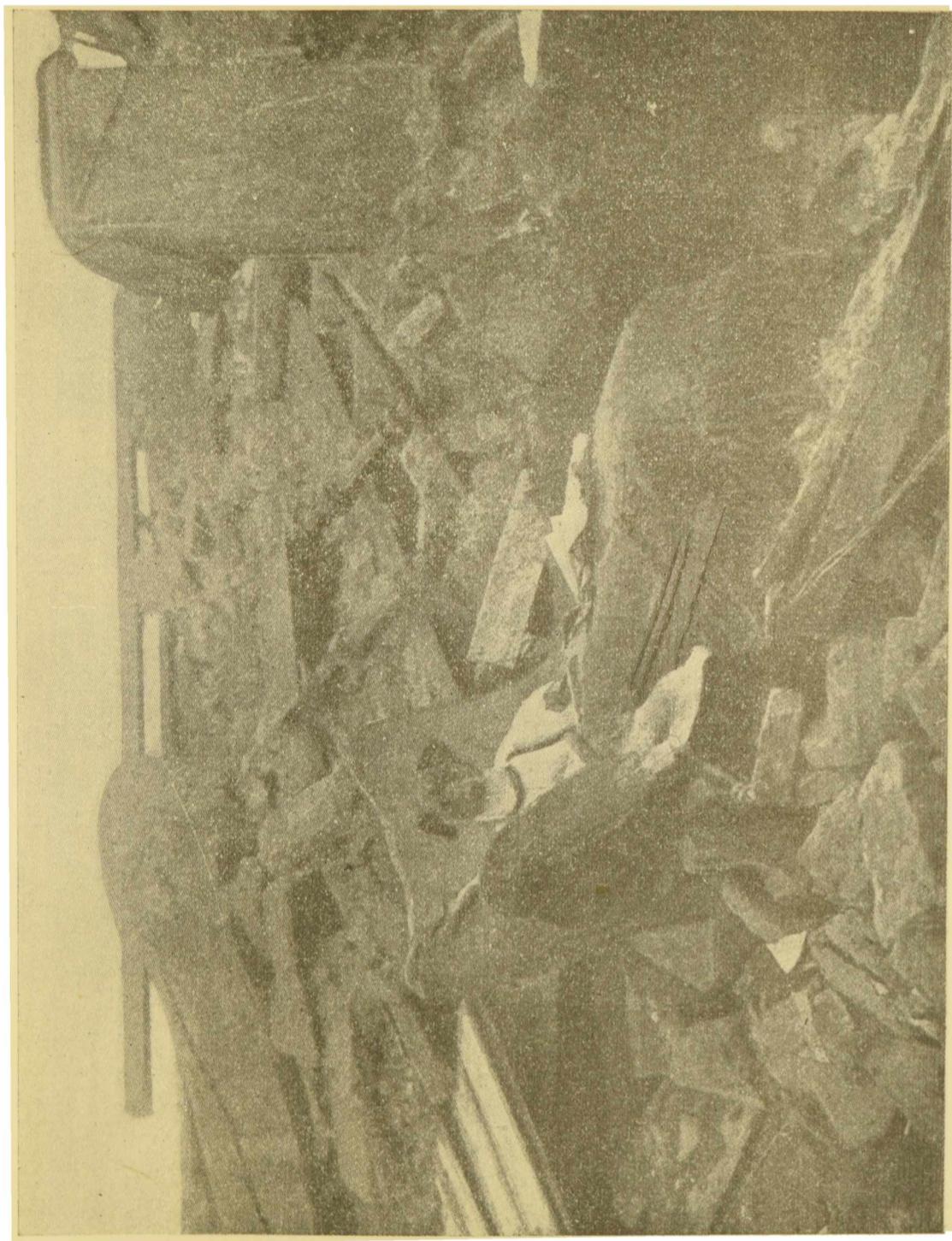


Figura 105
El guardián de las ruinas

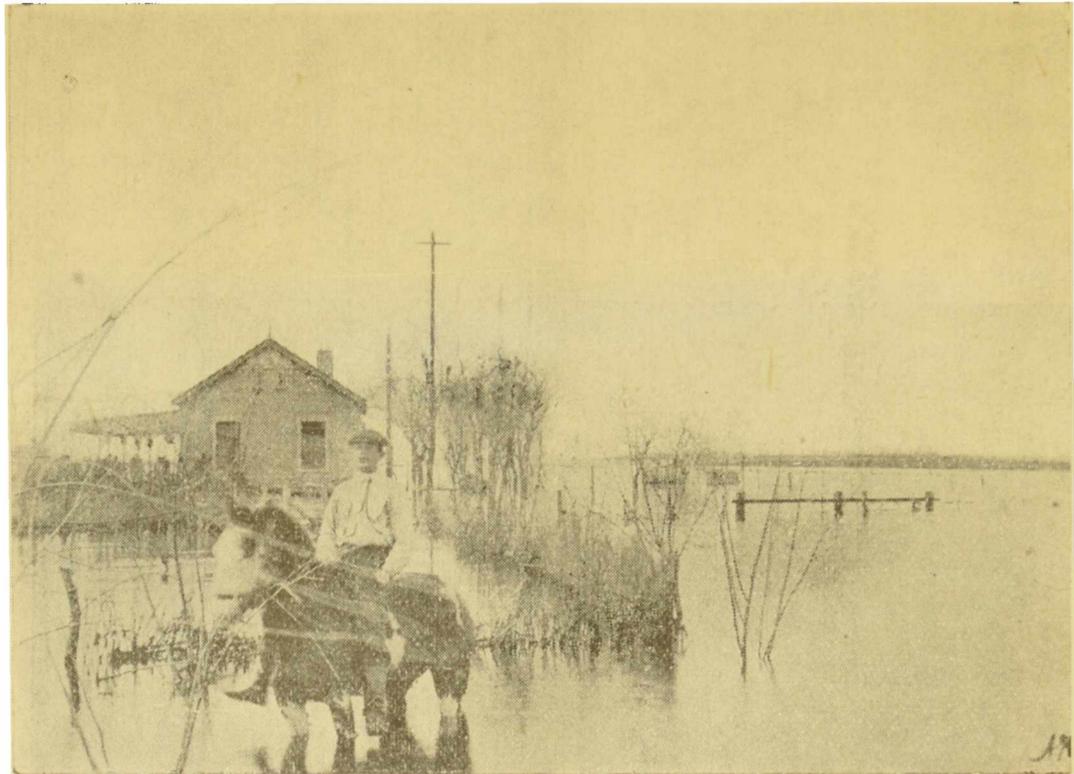


Figura 106

Estación Esther el 19 de julio de 1919. Compárense los perjuicios en nuestra campaña con la desolación y ruina que sembraron las inundaciones de Francia, cuyas fotografías se adjuntan.

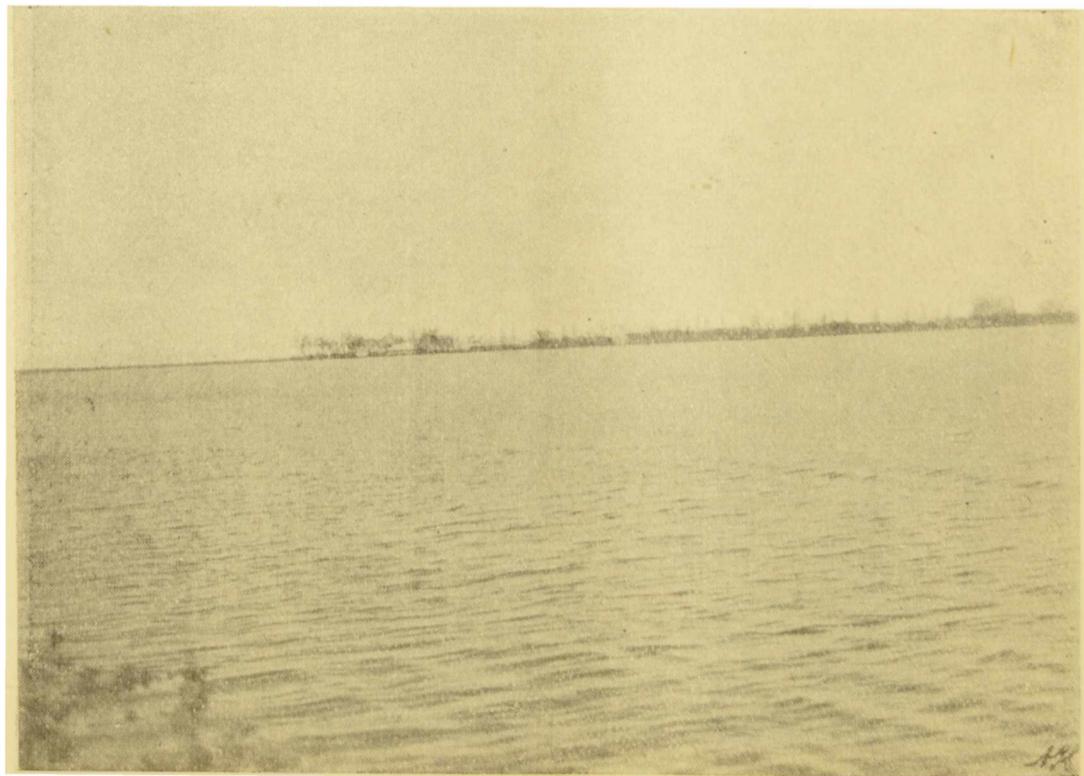


Figura 107

Cabaña «La Emilia», del señor Nicolás Bruzone. Estación Esther. F. C. S. No hay posible parangón entre los perjuicios de nuestra campaña y los de otros países, más densamente poblados.



Figura 108

Esta fotografía figura en la carátula de una publicación que hiciera la Dirección de Desagües en 1925, la cual llevaba la siguiente leyenda:

«Inundación de 1913. — Estado en que se encontraban los campos y estancias cerca de Gorcha, Ferrocarril Sud.

Las inundaciones abarcan en la Provincia más de la tercera parte de su superficie. Los perjuicios se estiman en cerca de quinientos millones de pesos en cada inundación.

Para la región sur de más de 7.000.000 de hectáreas, la Dirección de Desagües propone realizar un plan de obras por valor de 46.000.000 de pesos, destinado a eliminar las inundaciones en esa zona».

Se podría agregar a continuación de «Estado en que se encontraban los campos y estancias cerca de Gorcha, F. C. S.» y catado en que quedarían los mismos si se hiciera el Colectivo, para que en Roque Pérez llevaba más de 1300 n.º/á., el Salado

LA INUNDACIÓN DE FRANCIA EN FEBRERO DE 1930

Se puede agregar otro ejemplo más, que nos servirá de guía para no ser exagerados en las apreciaciones de los perjuicios ocasionados por inundaciones y es el referente a las ocurridas en el Sur de Francia en febrero de 1930.

Los efectos fueron terribles y se pueden sintetizar en las líneas que transcribo de la publicación de donde tomo los datos:

«Acabamos de vivir una semana trágica. En algunas horas los arroyos y ríos aumentaron su caudal desmesuradamente por las lluvias de la tormenta, habiendo arruinado una región de las más ricas de nuestro país.

«Doce departamentos devastados, vías férreas y caminos cortados, puentes arrastrados, millares de casas destruidas y más de 300 muertos; tal es en grueso el saldo de la cuenta.»

Es bueno recordar que Francia posee en su territorio 86 departamentos con más o menos 40.000.000 de habitantes, de modo que a los 12 departamentos debe corresponderle más de 6.000.000 de habitantes, habiéndose estimado los perjuicios materiales en pesos 100.000.000.

Los perjuicios hay que calcularlos con relación a la población e industrias, pues en regiones desiertas ningún daño causa una inundación.

En esta región de Francia donde se vieron demolidas las ciudades, arrasados los viñedos; en una palabra, transformado en desierto una parte en la que «...se explica mal esta batalla librada por los elementos desencadenados en una región donde el Sol, la dulzura del aire y la fertilidad de la tierra hacen experimentar más que nunca la alegría del vivir...», dice la misma publicación.

Suponiendo los perjuicios proporcionales a la población y suponiendo que los doce departamentos devastados tengan 6.000.000 de habitantes y la región inundada de la Provincia 1.000.000, no podría calcularse un perjuicio mayor de pesos 16.000.000, para inundación en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires.

CONCLUSIONES:

a) El colector no es solución; en la mayor de las hipótesis eliminaría solo una inundación que dura 20 días, reduciendo el total inundado como máximo en un 20 por ciento y esto supo-

niendo que llueva exclusivamente aguas arriba del mismo, dejando inundado más de un 40 por ciento hasta que se infiltre y evapore, es decir, la parte más perjudicial.

b) Subsistiría el estado de cosas ocasionado por la gran tormenta de marzo de 1926 que hizo exclamar con sobrada razón al señor Juan Larrea, tío del ex Vicegobernador doctor Ortúzar. «En el año 1914 se pudo sembrar con trigo y lino no más de un 10 por ciento de la superficie destinada comúnmente a ese fin; en este año no hubo grandes inundaciones.

«Ya he citado el año 1878 y también el 1914 y también se podría agregar el año 1926, en que sin estar propiamente crecidos los arroyos, quedaron sin poderse trabajar para trigo el 70 por ciento de las tierras que se destinan a ese fin»; y con un poco de crudeza el vecino de Las Flores, ya citado, añade:

«Los Ingenieros deben ser muy torpes; tenemos el Salado seco con los campos inundados y se pasan discutiendo planes estrafalarios».

c) Igual estado lo causaron las tormentas de marzo de 1900; la del 15 al 16 de septiembre de 1912; la de mayo de 1913; la del 21 al 24 de febrero de 1915 y la del 21 al 23 de abril de 1928, etc., es decir, ríos secos y campos inundados.

d) El colector no conviene por más de pesos 10.000.000 si se ha de obtener como beneficio un 4 por ciento de interés y como costará más de pesos 100.000.000 no hay que ocuparse de él. No es solución para el Salado.

e) Si conviene algún trozo de él, no será mucho mayor sin duda que lo proyectado por el ingeniero Romero, hasta el Arroyo Chico en el año 1900 y en este caso hay que pensarlo bien para cerciorarse, si se va a obtener siquiera un módico interés por el capital invertido.

f) La única solución que proporciona un interés remunerativo a la inversión del Capital es la utilización de la capacidad de los bajos como regulador, lo que eliminaría todas las inundaciones producidas hasta la fecha reduciéndolas en un 80 por ciento e incorporaría anualmente a la producción más de 1.000.000 de hectáreas, hoy totalmente perdidas, que representarían un beneficio de más de pesos 6.000.000 anualmente y una valorización de pesos 100 la hectárea a los campos.

CAPITULO IV

LA CANTIDAD DE AGUA A EXTRAER PARA EVITAR INUNDACIONES

Probada la enorme capacidad de la cuenca, nos resta ver si el Salado es suficiente para extraer el exceso de agua, sobre los años normales, o es realmente insuficiente como afirman los sostenedores de la teoría de los colectores: «Que el Salado no puede recibir más agua».

Vamos a calcular el desagüe, basado en dos métodos.

a) En el hecho de que lloviendo más en el semestre de verano, esto es de noviembre a abril inclusive (figs. 30 y 31) y las tormentas siendo más violentas, las inundaciones se producen sin excepción de mayo a octubre a causa de la mayor evaporación en el semestre de verano.

Consecuencia: calculada esta y supliéndola con un drenaje en el semestre de invierno, evitamos las inundaciones.

b) En que las inundaciones generales se producen después de varios años lluviosos cuando se colman los bajos.

Eliminando el exceso del año lluvioso sobre el normal, deducida la evaporación e infiltración, estamos a cubierto de inundación.

Como para ambos procedimientos es necesario calcular la evaporación, he debido consultar la opinión al respecto de nuestro eminente colega ingeniero Galmarini, cuya vigorosa personalidad científica, honra la Oficina Meteorológica, de donde es destacado Director y a cuya deferencia debo el breve estudio que acompaño.

Cálculo de la evaporación de la zona inundable

(CANTIDAD MEDIA O NORMAL)

SEGÚN EL INGENIERO A. GALMARINI

Por lo general la cantidad de agua evaporada puede medirse por cualquiera de los siguientes aparatos o procedimientos:

a) Por aparatos llamados «atmómetros» a medición directa. Pertenecen a este tipo las balanzas de Wild, el atmómetro o evaporímetro de Fiche, Houdalle, etc. La cantidad dada por estos instrumentos es generalmente muy superior a la verdadera cantidad medida por procedimientos más exactos. Ello es debido a que estos aparatos de medición impiden que obren en forma corriente o normal todos los elementos meteorológicos que influyen en la evaporación y además la exposición de estos pequeños instrumentos al medio ambiente, hace que se modifiquen los efectos de algunos elementos, especialmente los del Sol, que calienta por demás a las partes metálicas expuestas a su acción.

b) Por «atmómetros» de medición indirecta «tipo fuente» de grandes dimensiones (por lo general, circulares de 1 m². de superficie). Son de cobre y tienen una profundidad de 0.30 cm. y un reborde o revancha de 0.05 m.

Se llenan de agua hasta donde empieza la revancha y se los coloca al medio ambiente. Con un tornillo micrométrico se mide todos los días la cantidad de agua evaporada.

c) Cuando se han realizado experiencias en una localidad con el procedimiento indicado en b) se deducen fórmulas empíricas que traducen la ley matemática de la variación de la cantidad de evaporación conocidas las variaciones de los elementos meteorológicos preponderantes.

Luego, y a veces por estudios comparativos, se deducen fórmulas generales a cualquier región.

Es necesario tener muy en cuenta que el problema general que se desea resolver por lo general en la práctica hidrológica (hidráulica), es el de determinar la cantidad de evaporación de grandes cuerpos de agua. Esto hace que los experimentos indicados anteriormente deben realizarse con mucho cuidado y en todas las facetas para pasar a saber o determinar como varía la evaporación de una fuente colocada sobre la superficie del terreno y la misma fuente colocada sobre una balsa en el medio de un gran cuerpo de agua. Con el conocimiento de esas dos cantidades, puede obtenerse la verdadera evaporación de grandes cuerpos de agua.

Por lo general se considera como tamaño de fuente o atmómetro «standard» a la de 1 m². de superficie. Para que se note como varía la cantidad de evaporación de acuerdo a la superficie de la fuente, daremos las siguientes proporciones obteni-

das por «Bigelow» de experimentos. Si la evaporación de una fuente de 1 m². es 100 por ciento; la de una fuente de 0.60 m². es 108 por ciento y la de una de 1.80 m². es tan sólo 80 por ciento.

La cantidad de evaporación desde una fuente flotante en un cuerpo de agua es solo 80 por ciento de una colocada en tierra y del mismo tamaño.

La evaporación de un gran cuerpo de agua es solamente 62 por ciento de una fuente que flota en su superficie. Ello es debido al «blanket» o «manto» de vapor que cubre la superficie y de la influencia del viento en eliminar dicho manto, es decir, permitir su renovación. Además débese tener en cuenta que la diferencia obtenida entre el resultado de la evaporación de una fuente que flota y la verdadera cantidad desde la superficie del lago, es debida a la temperatura del agua que es siempre mayor en la fuente que en el lago, y por la acción del viento, que es muy diferente sobre una fuente que sobre un gran lago, el que es modificado por la proyección de la revancha o reborde de la fuente.

Existe una fórmula general para la evaporación, del ingeniero Horton.

$$E = C \left[(2 - e - K (\omega - \rho)) (V - v) \right]$$

$$E = C \psi (V - v)$$

E = Evaporación en pulgadas, por mes.

C = constante = 12,2 para un mes de 30,42 días.

ψ = Un factor dependiendo de la velocidad del viento cerca de la superficie del agua.

d = profundidad a que se halla el agua en la fuente, contada desde el borde de la misma, en pulgadas.

D = diámetro de la fuente en pulgadas.

K = un coeficiente del viento igual a 0,2.

El factor del viento ψ se calcula por la siguiente fórmula:

$$\psi = \left[2 - e - K (\omega - \rho) \right]$$

e = base logaritmos Neperianos.

ω = Velocidad del viento en millas por hora.

ρ = un valor de corrección aplicado al viento $\rho = \frac{10 d}{D}$

V = La presión máxima del vapor a la temperatura del agua superficial.

v = La presión del vapor del aire.

Conocidos los elementos meteorológicos (promedios mensuales) de la zona (valores aproximados y deducidos en su mayoría) y remplazados en la fórmula anterior dan los valores de la evaporación mensual.

Además con los valores obtenidos de la experiencia con fuentes y en regiones similares, (meteorológicamente) por comparación con ellos y previo análisis, púdose obtener también valores de la evaporación para la zona inundable de Buenos Aires.

Tenemos deducido así los siguientes valores, mensuales, (normales).

		50 %
Enero	260	130
Febrero	210	105
Marzo	160	80
Abril	125	62.5
Mayo	80	40
Junio	65	32.5
Julio	50	25
Agosto	45	22.5
Septiembre	75	37.5
Octubre	90	45
Noviembre	170	85
Diciembre	295	147.5
Total anual	1.625	812.5

Si suponemos que la evaporación de grandes cuerpos de agua es solamente un 50 por ciento de la cantidad anterior obtenida de fuentes colocadas en tierra, tenemos como cantidad total anual evaporado en Buenos Aires de grandes cuerpos de agua: 812 mm. Hasta aquí la exposición del Ing. Galmarini.

CÁLCULO DEL DESAGÜE BASADO EN LA EVAPORACIÓN

De los datos anteriores se deduce para la evaporación del semestre de verano, llamado así el formado por los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril, el siguiente resultado:

Noviembre	85.0
Diciembre	147.5
Enero	130.0
Febrero	105.0
Marzo	80.0
Abril	62.5
Total.....	<u>610.0 mm.</u>

Para el semestre de invierno, formado por los meses de mayo, junio, julio, agosto, septiembre y octubre, tenemos los siguientes valores:

Mayo	40
Junio	32.5
Julio	25
Agosto	22.5
Septiembre	37.5
Octubre	45
Total	<u>202</u>

La diferencia entre ambas evaporaciones es 408 mm.

Dado que todas las inundaciones se producen en el semestre de invierno a pesar de llover en media 125 mm. (pág. 54) más en el semestre de verano (fig. 31), se deduce que la única causa, es la evaporación mayor en verano, que desocupa los receptáculos para poder almacenar el agua e impide a ésta precipitarse hacia las zonas bajas.

Dije que las inundaciones se producían en el semestre de invierno; efectivamente hubo inundaciones en mayo de 1877, en julio de 1883, en septiembre de 1884, en mayo a octubre de 1900, en septiembre de 1913, en mayo de 1914 y 1915, en julio de 1919, en septiembre de 1922 y en agosto de 1926.

Prueba evidente de ello es la gran tormenta acaecida del 21 al 24 de febrero de 1915, con la tierra saturada y los bajos semi-colmados, en donde la evaporación estival, reduciendo providencialmente en algo el agua en las lagunas, y regenerando así parcialmente la capacidad, salvó la zona inundable de una catástrofe.

La tierra estaba y quedó saturada a pocos centímetros de la superficie y no tuvo eficacia para atenuar los efectos de esta tormenta.

En los meses de invierno, tomando una superficie cubierta del 30 por ciento en toda la cuenca, la cantidad de 408 mm. se reduce a 122 mm. que es necesario extraer en 6 meses de invierno para estar a cubierto de inundación o sea 244 mm. en el año.

Si consideramos el caso más desfavorable que es el año 1913 en el cual en el semestre de invierno llovió 648 mm. y en el verano 527.7, (pág. 54), es decir, 121 mm. más en el semestre de invierno que en el de verano y despreciando la infiltración, tendríamos que agregárselos a los 122 mm. o sea en total 243 mm. para igualar a la precipitación y diferencia de evaporación, siendo exagerado el calcular el 30 por ciento de toda la cuenca como inundado del verano de ese año que no causó inundación.

La altura a extraer no pasa en el peor de los casos de 243 mm. en 6 meses.

En el verano no habría que preocuparse, dado que existe capacidad de sobra en la cuenca para almacenar estos 121 mm. que se produjeron accidentalmente en ese año, puesto que un metro de tierra precisa para saturarse 400 mm. sin contar con la enorme capacidad de los bajos. El problema se reduce en realidad a extraer 121 mm. en 6 meses o sea 242 mm. por año si contamos con parte de la capacidad de la cuenca. Veremos después que esto es exagerado (pág. 254) y en los veranos lluviosos se reducirían los bajos a su nivel normal, la acción del drenaje se sumaría a la evaporación, pudiendo entrar tranquilos en el invierno; no habría inundación, porque dispondríamos de la capacidad íntegra de la cuenca que debe aproximarse solo en las depresiones a 300 mm. (pág. 19) con los bajos al nivel de un año normal, según hemos visto.

El Salado con 700 m³/s. y el canal 9 con 250 m³/s. extraen de los 87.000 Km². de cuenca del Salado 344 mm. en un año, de modo que el problema es perfectamente soluble sin contar casi con el escurrimiento subterráneo que es considerable. (Página 248). (Véase figura 115, que el caudal medio anual es solo 550 m³/s). La evaporación de la tierra no la he tenido en cuenta por la siguiente razón.

Porque se conocen valores de la evaporación de la tierra saturada, más cuando se deseca algo, en la superficie, ésta decrece y su cálculo sería muy azaroso.

La capacidad, es por otra parte la que juega el principal rol en atenuar los efectos de las tormentas violentas, como se comprueba por los ejemplos ya citados, que repetimos.

a) Porque las lluvias del 15 al 16 de septiembre de 1912 y las del 21 al 24 de febrero de 1915 que tomaron la tierra saturada y los bajos semi-colmados, no causaron creciente en los ríos y arroyos lo que prueba que no hay porque preocuparse de la absorción, sobrando capacidad aún en mediocres condiciones de drenaje. Podríamos agregar las lluvias de marzo de 1900 y de 1926 y abril de 1914 y 1915 en la parte alta.

b) Porque en las lluvias acaecidas del 21 al 23 de abril de 1928, en las que se precipitaron en dos días en la cuenca del Salado 8.445 Hm³., es decir tanto como en la tormenta del 21 al 24 de septiembre de 1884 que según los Ingenieros Lavallo y Médici se precipitaron 9.000 Hm³. y con características más graves cayeron en los siguientes puntos, las precipitaciones que se detallan:

Estancia María Antonieta de Toledo. (Saladillo) . . .	536 mm.
Estancia Santa Isabel de Sojo. (Saladillo)	500 »
Desvío Toledo de Saladillo	545 »

El Ingeniero Gando comprobó que el agua se concentró en los bajos y sin alterar 1 cm. el nivel del Saladillo y la penetración en la tierra no arada no pasó de 15 cm. Luego no es la infiltración el factor decisivo en las tormentas rápidas.

EL DRENAJE BASADO EN EL AÑO NORMAL

El promedio de las precipitaciones en la zona de desagüe es de 831 mm. y el año de máximas lluvias parece haber sido el de 1914 con 1.495 mm. (pág. 50) si los datos de la Oficina Meteorológica son exactos. Tomando 12 estaciones, resulta para este año 1.292 mm. según se verá después. (Figura 116).

Hay pues un exceso de 664 mm. Suponiendo que en tales años exista una superficie inundada de un 20 por ciento en todo el año (y si existe mayor superficie es justamente en invierno

cuando le corresponde evaporación mínima) les correspondería una evaporación (página 234) de:

$$812 \times 0.2 = 162 \text{ mm.}, \text{ siendo } 812 \text{ mm. la evaporación anual}$$

Es decir que quedarían:

$$664 - 162 = 502 \text{ mm.}$$

Si deseamos que esta cantidad sea rebajada de modo de extraer solo 244 mm. por canales (veremos después que esto es exagerado como ya se dijo, página 258), tendríamos que suponer un escurrimiento subterráneo de:

$$502 - 244 = 258 \text{ mm. en un año}$$

Suponiendo que un metro de tierra saturada absorba 400 mm. el escurrimiento de 258 mm. equivaldría al descenso de la napa freática de 0.64 m. en un año, lo que no es exagerado (Página 247).

Se adjunta una planilla del F. C. P. en donde constan descensos mayores que esa cifra para varias localidades.

El F. C. P. se preocupa de tomar la altura del agua en varias épocas del año, en sus líneas, con toda prolijidad.

FERROCARRIL DE BUENOS AIRES AL PACIFICO

Nivel del agua bajo la vía en varias estaciones entre Buenos Aires y Justo Daract

Estaciones	Año 1924		Año 1925		Año 1926		Año 1927		Año 1928		Año 1929
	Febrero	Agosto	Febrero	Octubre	Febrero	Agosto	Febrero	Septiembre	Febrero	Agosto	Marzo
	Alianza	8,40	9,60	10,50	9,70	10,40	9,20	10,30	11,50	11,50	10,50
Caseros	10,70	12,10	12,62	12,86	12,90	12,20	13,—	14,50	15,80	14,70	15,—
Hurlingham	5,75	5,85	6,77	6,72	7,—	5,70	6,50	7,30	6,53	7,35	8,60
Muñiz	10,85	11,50	12,—	12,50	12,60	11,85	12,20	13,25	13,50	13,50	13,80
José C. Paz	6,10	7,25	8,20	7,85	9,15	9,20	9,23	10,40	10,80	11,50	12,30
Pilar	8,50	6,90	7,20	6,68	7,20	6,60	7,90	9,50	9,35	9,60	9,—
Mercedes	4,95	4,60	4,50	3,22	4,95	3,90	4,75	5,35	5,95	5,90	6,10
Rawson	2,62	3,28	4,58	3,70	4,40	3,35	3,40	4,35	4,50	4,20	5,14
Chacabuco	3,05	2,95	3,80	3,70	3,90	3,05	3,10	4,30	4,20	3,80	4,88
O'Higgins	1,80	1,20	2,40	2,15	2,50	2,50	2,55	2,48	2,50	2,50	2,50
Junín	6,50	6,75	7,50	7,45	7,55	7,55	7,60	7,53	7,60	7,50	9,25
Blandengues	1,05	—	2,86	2,05	2,75	1,60	2,35	2,80	3,25	4,35	4,30
Vedia	3,90	4,30	5,20	5,20	5,—	5,50	4,60	5,30	5,70	4,90	6,30
Alberdi	3,02	2,85	3,73	3,70	4,15	4,25	4,70	5,30	5,65	4,95	5,45
Iriarte	2,52	—	—	—	4,22	4,20	4,50	5,10	5,30	5,20	6,10
Diego de Alvear ..	7,45	5,85	7,63	7,75	8,47	8,50	9,—	10,45	10,60	9,05	10,65
Rufino	—	—	—	—	3,—	3,—	2,90	4,—	2,80	2,05	2,30
Vivero	—	—	—	—	5,75	5,60	5,40	5,66	4,60	3,50	3,90
Rosales	3,10	—	—	—	3,70	4,—	4,20	4,05	3,55	2,45	3,30
Laboulaye	—	—	—	—	—	—	—	—	4,67	5,20	5,20
General Levalle ..	—	—	—	—	—	—	—	4,80	3,17	3,70	3,70
La Cautiva	2,95	—	—	—	—	—	—	3,74	3,—	3,40	3,40
Mackenna	—	—	—	—	—	—	—	5,73	5,80	5,90	5,90
Washington	—	—	—	—	—	—	—	4,30	5,—	4,80	4,80
Taunero	—	—	—	—	—	—	—	6,35	6,70	6,40	6,40

FERROCARRIL DE BUENOS AIRES AL PACÍFICO

Nivel del agua bajo la vía en varias estaciones entre Buenos Aires y Justo Daract.

	Año 1913		Año 1914		Año 1919		Año 1922		Año 1923	
	Feb.	Agos.								
Alianza	—	—	—	—	—	15,30	16,10	4,25	8,75	6,50
Caseros	—	—	—	—	—	14,50	13,—	8,60	10,20	10,99
Hurlingham	—	—	—	—	—	4,82	7,50	2,90	6,40	5,50
Muñiz	—	—	—	—	—	11,55	—	10,30	11,10	11,13
José C. Paz	—	—	—	—	—	7,70	8,55	4,65	6,65	6,—
Pilar	—	—	—	—	—	7,80	6,40	4,—	5,50	5,80
Mercedes	—	—	—	—	—	4,45	5,20	2,25	4,95	3,25
Rawson	—	—	—	—	—	5,05	3,60	1,37	3,60	2,45
Chacabuco	—	—	4,20	1,10	—	5,—	2,45	2,—	3,05	3,—
O'Higgins	—	3,50	2,80	1,—	—	3,—	1,65	0,60	1,80	1,60
Junín	—	—	8,20	6,—	—	10,—	7,50	7,05	6,70	6,70
Blandengues	—	5,—	3,50	2,30	—	2,45	1,55	1,15	1,68	1,15
Vedia	—	9,50	10,20	9,20	—	7,25	5,—	5,10	5,20	4,95
Alberdi	—	—	7,05	7,50	—	6,35	3,60	3,20	3,85	2,95
Iriarte	—	8,—	7,85	7,30	—	6,15	—	—	3,40	2,60
D. de Alvear	—	9,—	9,20	9,80	—	—	8,—	5,40	7,50	7,35
Rufino	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Vivero	—	—	—	—	—	—	3,05	—	—	—
Rosales	—	—	—	—	—	—	3,10	—	—	—
Laboulaye	—	—	—	—	—	—	4,30	—	—	—
G. Levalle	—	—	—	—	—	—	1,90	—	—	—
La Cautiva	—	3,85	—	—	—	—	2,95	—	—	—
Makenna	—	—	—	—	—	—	3,83	—	—	—
Washington	—	—	—	—	—	—	4,11	—	—	—
Paunero	—	—	—	—	—	—	5,05	—	—	—

CONCLUSION

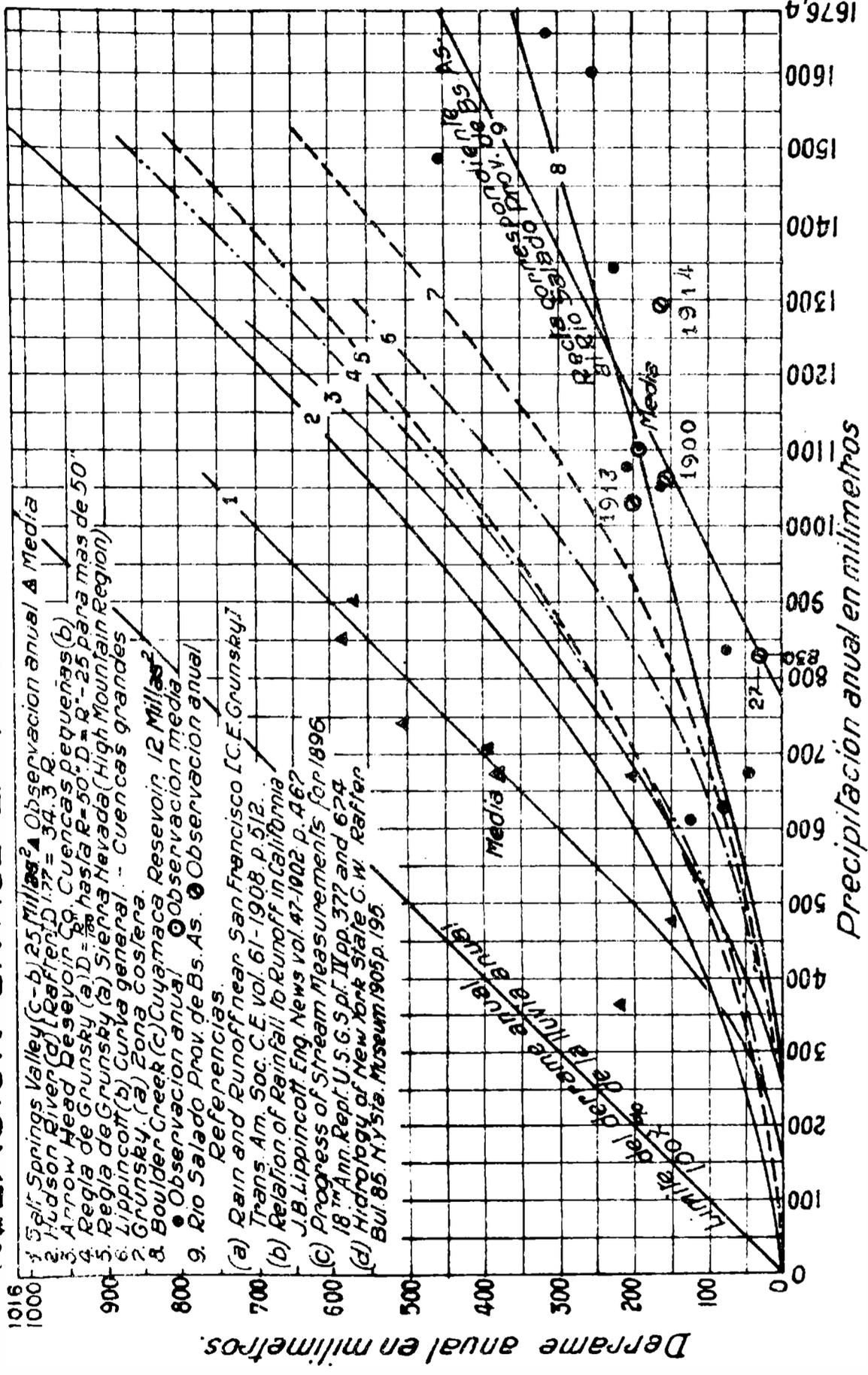
Las inundaciones no se producen en verano aunque las precipitaciones son más copiosas y las tormentas más peligrosas, como hemos visto por los ejemplos que citamos.

Si la evaporación las evita, actuando en forma paulatina, no se necesitan enormes canales para evitar inundaciones, sino una red de pequeños canales, cercanos, para que se produzca un drenaje equivalente al exceso de evaporación del semestre de verano sobre el del invierno.

El Salado no es insuficiente, hay solo que regularizarlo, manteniendo su caudal constante.

El que no de abasto en una inundación, es lo mismo que pretender sacar la cosecha de trigo de tres años en un mes, y sostener que los ferrocarriles son insuficientes, como ya se dijo.

RELACION ENTRE LA PRECIPITACION Y EL DERRAME



1. Self Springs Valley (c-b) 25 Millas² Observacion anual Δ Media
 2. Hudson River (d) [Rafren] D. 177 = 34.3 R.
 3. Arrow Head Reservoir Co. Cuencas pequeñas (b)
 4. Regla de Grunsky (a) D = 50 hasia R = 50. D = R - 25 para mas de 50.
 5. Regla de Grunsky (a) Sierra Nevada (High Mountain Region)
 6. Lippincott (b) Cuna general - Cuencas grandes
 7. Grunsky. (a) Zona costera.
 8. Boulder Creek (c) Cuyamaca Reservoir 12 Millas²
 9. Rio Salado Prov. de Bs. As. ● Observacion anual
- Referencias:
- (a) Rain and Runoff near San Francisco [C.E. Grunsky]. Trans. Am. Soc. C.E. vol. 61-1908 p. 512.
 - (b) Relation of Rainfall to Runoff in California. J.B. Lippincott. Eng. News vol. 47-1902 p. 467
 - (c) Progress of Stream Measurements for 1896. 18th Ann. Rept. U.S.G.S. p. 377 and 679.
 - (d) Hydrology of New York State. C.W. Rafter. Bul. 85. N.Y. Sta. Museum 1905 p. 195.

Figura 109

Carlos Purades
1931

EL ESCURRIMIENTO O DERRAME EN LA ZONA INUNDABLE DE LA PROVINCIA

Este es un asunto de trascendental importancia habiéndose limitado los que se han ocupado de esta cuestión en la zona inundable de la provincia a enunciar un coeficiente sin fundamentar en lo más mínimo su adopción, con excepción del Ingeniero Duclout.

El derrame es un asunto muy complejo y que exige un estudio minucioso y la falta de conocimiento de los que se han ocupado de las inundaciones en la Provincia, ha llevado a algunos de ellos a la convicción de que el Salado es insuficiente y se ha tratado de sacarle agua, error hidrológico intolerable, pues conspiraría contra la conservación, o bien de endicarlo para aprovechar el terreno ocupado por los desbordes, solución económica inaceptable.

Si hubiesen calculado el caudal medio del Salado, hubiesen visto que en el año que es máximo — el año 1913 — no pasa de 550 m³/s. (figs. 114, 115 y 116) y en consecuencia lo que precisa el Salado es regulación y no debilitamiento ni endicamientos.

Si hubiesen reflexionado sobre el nivel normal en Guerrero, hubiesen comprobado que el F. C. S. lo coloca a 5.00 m. bajo los rieles y si se supone además que el gasto anual para ese nivel, corresponde aproximadamente a la precipitación media 830 mm. del año normal, hubieran visto que el derrame de la cuenca es solo un 3.27 por ciento como veremos más adelante, escurrimiento insignificante, cifra que no se registra en el estudio de los derrames extremos de cuencas norteamericanas que se adjuntan en el respectivo gráfico. (Fig. 109). Se verá también más adelante que los derrames han sido en los años estudiados, los siguientes:

Años	Precipitación mm.	Derrame %
1900	1055.6	14.93 %
1913	1028.	19.42 »
1914	1292.	12.8 »
Normal	830.	3.27 »

Estos escurrimientos insignificantes se aproximan a los mínimos que figuran en el diagrama adjunto. (fig. 109).

Es natural que para el que toma el 75 por ciento de la lluvia caída en un año como escurrida, resulta a todas luces la capacidad del Salado insuficiente.

Este error proviene de no haber tenido idea aproximada de la capacidad de la cuenca que vuelve a jugar aquí su papel preponderante, capaz de almacenar 300 mm. y retenerlos hasta que se evaporen o infiltren. Afirmando que el caso del Salado es único, pues no he visto citado otro similar y su solución requiere pues procedimientos especiales.

DIAGRAMA DE LA RELACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN CON EL DERRAME
(Figura 109)

Se han consignado en este diagrama en la curva que lleva el número 4 la regla de Grunsky que da una idea aproximada de la relación de la lluvia anual al derrame de las cuencas norteamericanas y que puede expresarse así:

«El tanto por ciento de escurrimiento anual de una cuenca hasta 50" de precipitación anual está dado por el número que mide la precipitación en pulgadas.

«Cuando la precipitación anual excede de 50" se toma 25" como pérdidas y el resto es el derrame».

Así por ejemplo un año normal de la provincia de Buenos Aires en la zona inundable debe tener una precipitación de 830 mm. equivalente a 32",7 y el escurrimiento debiera ser el 32.7 por ciento, cifra 10 veces superior a la hallada 3,27 por ciento.

El año 1914 con 1292 mm., equivalente a 50",1 debiera tener un escurrimiento dado por la diferencia:

$$D = 50.1 - 25 = 25",1$$

o sea casi el 50 por ciento, y nos resulta el 12.8 por ciento en nuestro caso. (Fig. 116).

Se consigna en el gráfico la regla de Grunsky (Rain and Runoff near San Francisco California by C. — E. Grunsky. Trans Am. Soc. C. C. Vol. 61 pág. 514).

También se incluyen los gráficos de una cuenca de máximo derrame, la marcada con el N° 1 correspondiente al Salt Spring

Valley y la otra de escurrimiento mínimo de Boulder Creek, de 12 millas cuadradas en el embalse Cuyamaca en San Diego, California. Son los extremos en los derrames.

Se consignan igualmente otros gráficos más y se observa en todos ellos las grandes discrepancias que tienen los valores medios con las observaciones anuales en cada uno de ellos.

Para el estudio que sigue, que solo es una grosera aproximación, para demostrar la perfecta solubilidad del problema, en la forma que lo encaro, ha sido necesario basarse en las siguientes hipótesis:

a) Que para el año normal el derrame es 3.27 por ciento de modo que un punto de la línea representativa del derrame en función de la precipitación es el punto de abscisa 830 mm. y de ordenada 27.2 mm.

b) Que para el exceso sobre los 830 mm. las pérdidas son el 52 por ciento y el escurrimiento el 48 por ciento de este exceso. (Págs. 248 y 249).

c) Se ha supuesto que la línea representativa es la recta que figura en el diagrama.

Como comprobación de la aproximación de estas hipótesis, se muestra más adelante su deducción y la aproximación que se obtiene con el gasto medio anual del Salado.

LA INFILTRACIÓN O ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO

Es costumbre tomar de los tratados hidáulicos extranjeros el 75 por ciento de la lluvia caída como escurrida, sin que esta manera habitual de proceder, tenga el menor justificativo entre nosotros, cuando no se hallan los bajos colmados.

Hemos citado tormentas copiosísimas que se han almacenado íntegramente, vale decir que se han evaporado e infiltrado y esto en años con exceso sobre el normal.

Nuestro subsuelo con centenares de metros de arena de espesor, debe tener un escurrimiento subterráneo enorme, al cual no son aplicables ninguna de las disquisiciones teóricas que figuran en los textos de hidráulica para suelos arcillosos, con piedra a pocos centímetros de la superficie, como que tampoco traen casos de almacenamientos similares a los ocurridos en la Provincia de Buenos Aires, de lluvias de 300 mm. y así he debido deducir coeficientes para nuestro caso, en la misma forma que probé la enorme capacidad de dicha cuenca.

De los datos del F. C. P. sobre nivel de las aguas de la napa freática (pág. 239) se han compilado los cuadros para los años 1922, 1926 y 1927.

Los años 1922 y 1926, fueron años de inundaciones parciales en la zona de Dolores y los campos se encontraban con sus bajos colmados en forma que no satisfacía el ligero exceso de las precipitaciones de ambos sobre el año normal para explicar esas inundaciones parciales, pues el año 1922 registró una precipitación media 938.7 mm. en la zona inundable y el 1926 otro de 953.6 mm., siendo la media 830.9 mm., para la misma zona.

El año 1927 registra 747.7 mm., es decir un pequeño defecto en la precipitación.

La cuenca de las aguas que afluyen a la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires, se extiende hasta la sierra de San Luis, (fig. 1) aunque no haya derrames superficiales del Río V que afluyen a esta cuenca. El escurrimiento se efectúa subterráneamente, teniendo como efecto el levantamiento de la napa freática en la Provincia de Buenos Aires y su consecuencia inmediata, el colmado de las depresiones del suelo por afloramiento del agua y con la consiguiente disminución o anulación de la capacidad de la cuenca.

Se explica ahora fácilmente, porque todas las inundaciones generales han sido precedidas de varios años lluviosos y se explica también porque — como lo observaron Lavalle y Médici — el Salado Superior y las aguas adyacentes a su tronco medio e inferior — camino más directo de las aguas infiltradas de O., y de las que fluyen superficialmente y luego se estancan, anulando la capacidad de las márgenes — hayan aportado la inmensa mayoría de los caudales al Salado en todas las inundaciones generales.

Es lo primero que se colma por afloramiento de las aguas del O. en su camino hacia el mar al encontrar los estratos impermeables y en consecuencia al anular la capacidad de la cuenca, las aguas pluviales se precipitan íntegramente hacia el curso del Salado, provocando las grandes crecidas.

*

De los cuadros que se adjuntan se observa un ascenso en el nivel de las aguas de la napa freática, en los años 1922 y 1926, años de inundaciones parciales, fenómeno que también se observa en todos los años de inundaciones generales.

AÑO 1922

Localidades	Febrero	Agosto	Ascenso de la napa freática	Descenso de la napa freática
Alianza	16.10	4.25	11.85	—
Caseros	13.—	8.60	4.40	—
Hurlingham	7.50	2.90	4.60	—
Muñiz	—	10.30	—	10.30
José C. Paz	8.55	4.65	3.90	—
Pilar	6.40	4.00	2.40	—
Mercedes	5.20	2.25	2.95	—
Rawson	3.60	1.37	2.23	—
Chacabuco	2.45	2.00	0.45	—
O'Higgins	1.65	0.60	1.05	—
Junín	7.50	7.05	0.45	—
Blandengues	1.55	1.15	0.40	—
Vedia	5.00	5.10	—	0.10
Alberti	3.60	3.20	0.40	—
Iriarte	—	—	—	—
Diego de Alvear ..	8.00	5.40	2.60	—
Rufino	—	—	—	—
Vivero	3.05	—	3.05	—
Rosales	3.10	—	3.10	—
Laboulaye	4.30	—	4.30	—
General Lavalle ...	1.90	—	1.90	—
La Cautiva	2.95	—	2.95	—
Mackenna	3.83	—	3.83	—
Washington	4.11	—	4.11	—
Paunero	5.05	—	5.05	—
Totales			65.97	10.40
Diferencia			55.57	
Promedio			2.41	

AÑO 1926

Localidades	Febrero	Agosto	Ascenso de la napa freática	Descenso de la napa freática
Alianza	10.40	9.20	1.20	—
Caseros	12.90	12.90	0.70	—
Hurlingham	7.00	5.70	1.30	—
Muñiz	12.60	11.85	0.75	—
José C. Paz	9.15	9.20	—	0.05
Pilar	7.20	6.60	0.60	—
Mercedes	4.95	3.90	1.05	—
Rawson	4.40	3.35	1.05	—
Chacabuco	3.90	3.05	0.85	—
O'Higgins	2.50	2.50	—	—
Junín	7.55	7.55	—	—
Blandengues	2.75	1.60	1.15	—
Vedia	5.00	5.50	—	0.50
Alberdi	4.15	4.25	—	0.10
Iriarte	4.22	4.20	0.02	—
Diego de Alvear ..	8.47	8.50	—	0.03
Rufino	3.00	3.00	—	—
Vivero	5.75	5.60	0.15	—
Rosales	3.70	4.00	—	0.30
Laboulaye	—	—	—	—
General Lavalle ...	—	—	—	—
La Cautiva	—	—	—	—
Mackenna	—	—	—	—
Washington	—	—	—	—
Paurero	—	—	—	—
			8.82	0.98
			7.84	
			0.49	

AÑO 1927

Localidades	Febrero	Septiembre	Ascenso de la napa freática	Descenso de la napa freática
Alianza	10.30	11.50	—	1.20
Caseros	13.00	14.50	—	1.50
Hurlingham	6.50	7.30	—	0.80
Muñiz	12.20	13.25	—	1.05
José C. Paz	9.23	10.40	—	1.17
Pilar	7.90	9.50	—	1.60
Mercedes	4.75	5.35	—	0.60
Rawson	3.40	4.35	—	0.95
Chacabuco	3.10	4.30	—	1.20
O'Higgins	2.55	2.48	0.07	—
Junín	7.60	7.53	0.07	—
Blandengues	2.35	2.80	—	0.45
Vedia	4.60	5.30	—	0.70
Alberdi	4.70	5.30	—	0.60
Iriarte	4.50	5.10	—	0.60
Diego de Alvear ..	9.00	10.45	—	1.45
Rufino	2.90	4.00	—	1.10
Vivero	5.40	5.66	—	0.20
Rosales	4.20	4.05	0.15	—
			0.29	15.23
				14.94
				0.787

Útiles enseñanzas recogemos de esta observación. La desviación, represamiento o la conducción endicada de las aguas de la parte alta, no tendrán sensible efecto en cuanto a atenuar los perjuicios de las inundaciones de la zona baja, puesto que la eliminación del agua de la parte que se ha llamado alta, no provoca el descenso del nivel de la napa freática, en cambio el drenaje lo tendría, puesto que la evaporación del verano, tiene tal capital importancia que en años como el de 1915, con eleva-

ción general de la napa freática, la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 no causó el menor perjuicio en la zona baja, causando en cambio inundaciones en la parte alta.

Quiere esto decir, que con un drenaje que compense en invierno, la diferencia de evaporación con el verano, sería eficaz, para evitar las inundaciones.

No se cita un solo caso de inundación ocurrido en verano, lo que implica que las que se puedan producir, carecen de importancia y no llaman la atención.

VALOR DEL ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO

Hemos visto que la cuenca del Salado se extiende hasta la sierra de San Luis. (Fig. 1).

Del descenso de la napa freática en toda esa cuenca operada en el año 1927, podemos sacar alguna idea aproximada de lo que el escurrimiento subterráneo significa ya que las especulaciones teóricas resultan en nuestro caso inaplicables.

Del estudio de esa planilla (pág. 247) se deduce que el descenso medio de la napa freática en esa cuenca — en 8 meses — ha sido de 0.79 m., que lo podemos considerar aproximadamente como resultado del escurrimiento subterráneo de esa cuenca.

Al proceder así es indudable que lo estimamos en menos, pues durante ese periodo cayeron lluvias que ayudaron a mantener e impedir el descenso del nivel de la napa freática.

Proporcionalmente para 12 meses resulta un descenso total de 1.18 m. y si calculamos el 38 por ciento de vacíos para la tierra, representa un escurrimiento de 450 mm. de altura de agua.

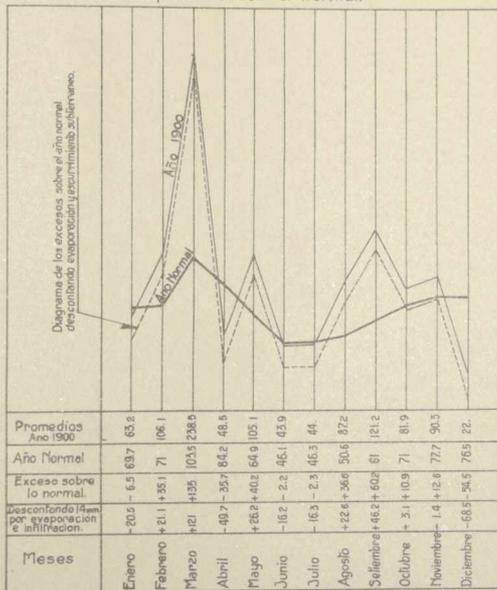
La arena que estaba saturada antes del descenso del agua, no queda completamente seca al bajar el nivel de la napa freática, de modo que aquella cifra la podemos reducir de la tercera parte, aproximadamente, o sea que podemos tomar 312 mm., como escurrimiento subterráneo anual, lo cual no es una exageración, pues es bien cierto que al descender el nivel de la napa freática, también desciende el grado de humedad de las napas adyacentes superiores al plano de agua primitivo, produciéndose un drenaje mayor que el admitido.

- AÑO 1900 -

Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomus, Saladillo,
Bragado, Gral. Alvear, Bolívar, Monte, Chivilcoy y Junín.

- Cuenca del Salado -

Precipitaciones del año 1900 comparadas con el normal.~



Escala: 1:20

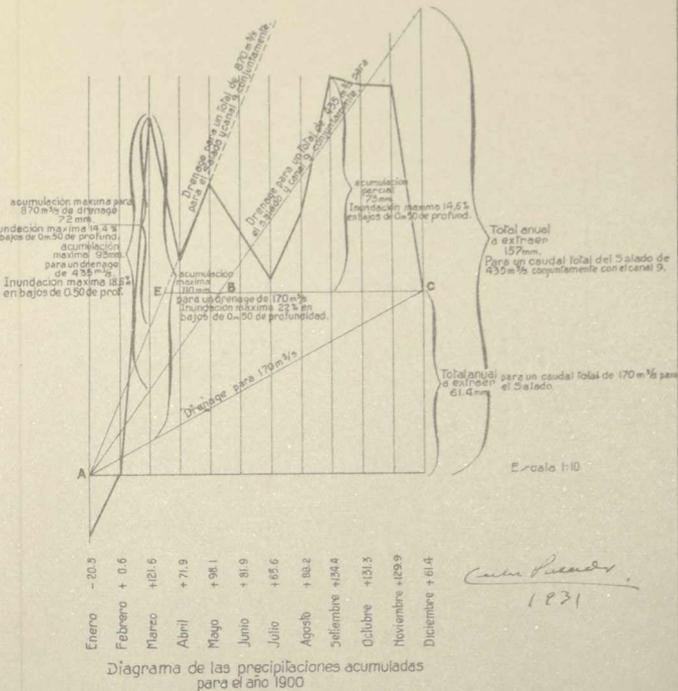


Figura 110

Este gráfico aproximado, demuestra que habiendo conservado constante el caudal del Salado e igual a su caudal medio 435 m³/s., la inundación en exceso sobre el año normal no hubiese pasado del 14,6 por ciento de la superficie en bajos de 0,50 m. de profundidad, en el mes de septiembre.

APLICACIÓN AL AÑO 1900

El año 1900 figura en la zona inundable de la Provincia con 1.157 mm. teniendo el año normal 831 mm. de precipitación, (pág. 49 y fig. 29), de modo que debemos eliminar 326 mm. descontados previamente de este exceso, la evaporación e infiltración para estar a cubierto de inundación, la que no se produce en los años normales.

Si la infiltración la suponemos de 312 mm. para los 1.157 mm. de acuerdo a lo que antecede, tendremos proporcionalmente un valor de 88 mm. para el exceso de 326 mm.; de modo que éste queda reducido a $326 - 88 = 238$ mm., a los que hay que descontar la evaporación.

La evaporación anual es de 812 mm. para las superficies de agua de la zona inundable, según vimos (pág. 234), de modo que si suponemos que se efectúe el drenaje paulatino de la cuenca, en forma de no tener más de un exceso de un 10 por ciento de la cuenca ocupada por las aguas, exclusivamente por su exceso de precipitación sobre el año normal en todo el año como media, tendremos una evaporación de 81.2 mm. despreciando la evaporación de la tierra, que en estado de saturación es considerable.

Al computar solo en un 10 por ciento la evaporación anual y uniforme implícitamente admito que en invierno, por ejemplo en agosto cuando la evaporación es solo 22 mm. puede haber un área inundada 6 veces mayor que en enero, en que alcanza ésta a 130 mm., lo que está de acuerdo aproximadamente a la realidad.

La cifra anterior a extraer queda así reducida a la diferencia:

$$238 - 81 = 157 \text{ mm.}$$

o sea el 48 por ciento del exceso 326 mm. Las pérdidas son en consecuencia el 52 por ciento. y el resto 157 mm. debería ser drenado por el Salado y el canal 9 si hubiese existido en ese año.

AÑO 1900

Localidades	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Las Flores	84,2	120,3	314,3	56,5	163,4	45,5	76,5	106,7	73,4	61,1	100,8	6,9
Tandil	106,0	69,4	152,4	57,1	109,0	45,3	40,3	83,5	123,0	70,0	59,0	43,7
Olavarría	64,5	66,3	142,2	11,5	101,5	24,0	60,1	67,3	128,2	103,8	37,0	17,3
Chascomús	57,0	132,5	345,0	47,0	62,0	86,5	102,5	151,0	108,5	114,8	118,5	77,0
Saladillo	63,0	121,0	280,9	35,5	114,0	36,5	16,5	84,1	63,6	63,1	84,0	8,4
Bragado	68,0	133,0	294,0	59,0	162,0	36,0	7,0	60,0	223,0	56,0	111,0	8,0
General Alvear	70,5	67,0	199,1	28,0	75,0	27,5	75,6	58,2	66,9	65,0	87,9	10,5
Bolívar	32,6	58,2	140,9	44,9	44,5	44,9	50,7	55,9	123,1	147,0	48,2	34,4
Coronel Pringles	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Lobos	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Monte	32,5	133,9	316,0	61,7	112,0	50,0	60,1	173,6	98,5	72,4	86,4	25,3
Chivilcoy	60,0	71,0	307,0	41,0	190,0	53,0	35,0	71,0	233,0	131,0	190,0	3,0
Junín	57,4	195,2	132,4	94,2	23,5	34,7	0,4	48,5	92,0	17,3	71,5	9,5
Totales	695,7	1167,8	2624,2	534,4	1156,9	483,9	524,7	959,8	1333,2	901,5	994,3	244,0
Promedios	63,2	106,1	238,5	48,5	105,1	43,9	44,0	87,2	121,2	81,9	90,3	22,0
Año normal	69,7	71,0	103,5	84,2	61,9	46,1	46,3	50,6	61,0	71,0	77,7	76,5
Exceso sobre la normal	—6,5	+35,1	+135,0	—35,7	+40,2	—2,2	+1,4	+36,6	+60,2	+10,9	+12,6	—54,5
Descontado 14 mm. por evaporación e infiltración	—20,5	+21,1	+121,0	—49,7	+26,2	—16,2	+15,4	+22,6	+46,2	+3,1	+1,4	—68,5

Esto nos dá como caudal medio, tomando la cuenca del Salado de 87.067 Km².

$$Q = \frac{87067.10^6 \times 0,157}{365.24 \times 86.400} = 435 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este caudal coincide con el caudal medio anual. (Fig. 114).

Se ve que el Salado solo sin el canal N^o 9 pudo perfectamente efectuar ese drenaje para un año similar al de 1900 y sin forzarlo en sus gastos.

Veamos ahora la acumulación máxima que habría resultado y si ella hubiese causado inundaciones, y en que proporción.

Vimos que la infiltración importaba 88 mm. para el exceso de 326 mm. de ese año, esta estimada muy bajo, lo mismo que la evaporación.

Es de suponer que en los años lluviosos, aumentando el tirante de agua o la sección de escurrimiento de la napa freatica, este caudal aumenta en consecuencia.

En la planilla adjunta año 1900, (pág. 250), se han consignado las precipitaciones mensuales para distintas localidades de la zona inundable; luego su promedio y calculados sus excesos o defectos sobre el año normal.

La evaporación del exceso de precipitación sobre la normal, la supongo en un 10 por ciento de la evaporación anual y uniforme para cada mes, implicando esto admitir que en invierno en el mes de agosto habrá seis veces más área inundada que en enero en el verano, como ya se hizo notar. (Pág. 249).

El total de la evaporación anual era, según vimos (página 234) 812.5 mm.

Importa en consecuencia entre infiltración y evaporación:

$$88 + 81 = 169 \text{ mm.}$$

o sea 14 mm. por mes.

La línea «Exceso sobre la normal» de la planilla adjunta, habría que disminuirla de 14 mm. en cada mes y quedaría convertida en lo siguiente:

Meses	Excesos +	Defectos -
Enero	—	20.5
Febrero	21.1	—
Marzo	121.0	—
Abril	—	49.7
Mayo	26.2	—
Junio	—	16.2
Julio	—	16.3
Agosto	22.6	—
Septiembre	46.2	—
Octubre	—	3.1
Noviembre	—	1.4
Diciembre	—	68.5
Totales	237.1	175.7
	175.7	
Total a extraer en el año	61.4	

Este resultado es diferente de los 157 mm. calculados (página 249) por ser las localidades otras de aquellas que nos sirvieron entonces.

Según el promedio de las localidades que nos ha servido para calcular el año medio, mes medio, etc., de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires, esto es: General Lavalle, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado, resultaba el exceso a extraer de 157 mm. en un año.

Eliminando de esta lista General Lavalle que no pertenece a la cuenca e incluyendo General Alvear, Monte, Chivilcoy y Junín, resulta la planilla precedente en la que solo hay que eliminar — descontando la infiltración y evaporación — 61.4 mm., como saldo anual de exceso sobre el normal.

Se ha construído un gráfico (fig. 110) llevando en ordenadas, al final de cada mes las alturas de agua en mm. acumuladas en exceso o defecto sobre la normal y luego se han trazado dos rectas hasta el origen, partiendo del mes de diciembre y como ordenadas 157 mm., altura de agua a extraer en el año según el primer cálculo (pág. 249) y la otra con ordenada 61.4 mm. según el segundo cálculo (pág. 252) y al

cual se acuerda el gráfico acompañado de las precipitaciones acumuladas. (Fig. 110).

Tendríamos como máxima acumulación en el mes de marzo, en el primer caso 93 mm. y en el segundo 110 mm. (Fig. 110).

Esto representa en bajos de 0.50 m. de profundidad una inundación del 18.6 por ciento de la superficie o del 22 por ciento para el final de marzo, sobre la usual causada por un año normal.

Es evidente que esta cantidad pudo ser almacenada, como efectivamente sucedió, pues el máximo de precipitación se realizó cerca del cauce del Salado, en este mes de marzo de 1900, llegando solo un día el Salado en Guerrero a 320 m³|s. y luego descendiendo su caudal. (Fig. 114). También en el año 1926, año con exceso sobre la normal y de inundaciones parciales en Dolores, precedido de otro con exceso también sobre la normal, se precipitaron en la región cercana a Gorchs, del 15 al 28 de marzo, cerca de 300 mm. no llegando el Salado en Roque Pérez, Gorchs, Villanueva, Guerrero ni el Saladillo en Del Carril a su nivel normal. (Figs. 85, 86 y 87).

Se vé que hubiese convenido efectuar el drenaje según la línea A, B, C es decir, extraer a razón de 435 m³|s. o más si se quiere, hasta pasado mayo y luego cerrar las compuertas de las obras de drenaje para la fecha B con lo cual se hubiesen eliminado los 61.4 mm. de exceso y hubiésemos tenido en septiembre — cuando se produjo la precipitación que determinó el máximo caudal de ese año (fig. 110) — solo una acumulación de 73 mm., es decir una inundación supletoria de 14.6 por ciento en bajos de 0.50 mm de profundidad, es decir la inundación de 1900 evitada.

PROFUNDIDAD MEDIA DEL AGUA EN LAS DEPRESIONES

Hemos admitido una profundidad media de 0.50 m. y esto no es exagerado.

En la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, se precipitaron en la cuenca del Vallimanca 165.7 mm., dándole a ésta 18.800 Km². de acuerdo a la delimitación del F. C. S. en su nacimiento o parte superior. (Pág. 125).

Cuando ocurrió esta tormenta se hallaba la tierra saturada y no menos de un 15 por ciento de su superficie inundada.

La tormenta se almacenó íntegramente no inundándose simultáneamente el 40 por ciento de su cuenca. Si descontamos el 15 por ciento que estaba ya inundado tenemos una inundación supletoria del 25 por ciento y si tomamos un 75 por ciento de los 165.7 mm. o sea 124 mm. tendremos que ocuparía en bajos de 0.50 m. de profundidad el 25 por ciento de la superficie que coincide con la hipótesis hecha.

Es de observar, que tomar sólo el 75 por ciento como escurrido para un término de diez días en esas condiciones de la cuenca, es considerar un exceso de pérdidas.

Conviene recordar que del 21 de febrero hasta el 25 de abril de 1915, cayeron y se almacenaron en la cuenca del Vallimanca cerca de 400 mm. (pág. 142) sin que aumentase el caudal en Del Carril de un modo sensible; de modo que aún suponiendo que parte de lo caído sirviera sólo para aumentar la profundidad de lo ya inundado, la cifra de 0.50 como profundidad media no resulta exagerada desde que no pasó mucho del 50 por ciento del área inundada.

AÑO 1913

El total de la precipitación media para este año es según la planilla adjunta 1.024 mm. excediendo en consecuencia en 194 mm. el año normal de 831 mm. (Pág. 255).

Este exceso 194 mm., descontados el escurrimiento subterráneo y la evaporación es lo que debemos eliminar para tener el año normal, exento por lo tanto de inundación.

Si admitimos para 326 mm. de exceso en el año 1900 que las pérdidas por ambos conceptos eran 169 mm. (pág. 251) proporcionalmente le corresponderán 100 mm. de pérdidas y en consecuencia a eliminar con drenajes 94 mm. o sea proximate el 48 por ciento.

Las pérdidas por evaporación y escurrimiento subterráneo valuadas en 100 mm. anuales, representan 8.3 mm. mensuales que hay que rebajar a los excesos, substracción que se ha hecho en la planilla respectiva (pág. 255) y con cuyos resultados se ha construído el diagrama correspondiente. (Fig. 111).

Se pudo haber empezado a drenar en abril según la recta A B de modo de haber eliminado los 103 mm. que dá el diagra-

AÑO 1913

Localidades	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Las Flores	16,0	76,0	125,0	111,0	175,0	53,0	64,0	84,0	142,0	64,0	59,1	12,0
Tandil	40,0	86,0	53,0	96,0	92,0	67,0	64,0	282,0	37,0	63,0	45,0	28,0
Olavarría	12,0	74,0	71,0	62,0	184,0	37,0	26,0	156,0	22,0	58,0	95,0	56,0
Chascomús	7,0	12,0	166,0	101,0	243,0	137,0	90,0	100,0	103,0	132,0	82,0	15,0
Saladillo	34,0	121,0	95,0	108,0	156,0	61,0	58,0	159,0	124,0	99,0	90,0	26,0
Bragado	—	68,0	178,0	79,0	125,0	71,0	49,0	121,0	84,1	114,0	108,0	49,0
Totales	109,0	437,0	688,0	557,0	975,0	426,0	351,0	902,0	512,1	530,0	479,1	186,0
Promedios	21,0	73,0	114,0	92,0	162,0	71,0	58,0	150,0	85,3	88,0	79,8	31,0
Año normal	69,7	71,0	103,5	84,2	64,9	46,1	46,3	50,6	61,0	71,0	77,7	76,5
Exceso sobre la normal	— 48,7	+ 2,0	+ 10,5	+ 7,8	+ 97,1	+ 24,9	+ 11,7	+ 99,4	+ 24,3	+ 17,0	+ 2,1	— 45,5
Descontado 8,3 mm. por evaporación e infiltración	— 57,0	+ 6,3	+ 2,2	+ 0,5	+ 88,8	+ 16,6	+ 3,4	+ 91,1	+ 16,0	+ 8,7	+ 6,2	— 63,8

ma en diciembre y haber encontrado el año 1914 en estado normal.

El caudal del Salado hubiese sido para extraer estos 92.7 mm. en 8 meses:

$$Q = \frac{87067.10^6 \times 0,103}{240 \times 86400} = 433 \text{ m}^3/\text{s}.$$

y la acumulación máxima hubiera ocurrido en agosto de 92 mm. es decir el 18.4 por ciento de inundación sobre un año normal, en bajos de 0.50 m. de profundidad.

Si utilizamos el canal 9 con 250 m³/s. y el Salado con 570 m³/s. tendríamos en total 820 m³/s., es decir, cifra aproximadamente doble de la anterior que figura con la quebrada A C B y reduciría la máxima acumulación a 60 mm. en octubre, es decir, una inundación supletoria del 12 por ciento en bajos de 0.50 m de profundidad. No debe extrañar que el máximo de exceso lo dé octubre y no agosto, dado el número reducido de puntos tomado y lo aproximado de las hipótesis hechas.

AÑO 1914

Tomando las localidades, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado y excluyendo General Lavalle que no pertenece a la cuenca del Salado, llegamos a una precipitación anual de 1.438 mm. que excede del año normal 831 mm. en 607 mm.

Este exceso, descontados la evaporación e infiltración es lo que debemos extraer por drenaje para tener un año normal y estar a cubierto de inundación.

Admitimos para el año 1900, que para 326 mm. de exceso sobre el normal la infiltración y la evaporación importaban como pérdidas el 52 por ciento del exceso sobre el año normal. (Página 251).

Proporcionalmente para 607 mm. de exceso sobre la normal, le correspondería 315 mm. de pérdidas.

La cantidad a extraer queda pues reducida a:

$$607 \text{ mm.} - 315 \text{ mm.} = 292 \text{ mm.}$$

El caudal por segundo para los 87.067 Km² de cuenca del Salado, sería:

$$Q = \frac{87067.10^6 \times 0,292}{365 \ 24 \times 86400} = 808 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Año 1913 -
 Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría
 Chascomus, Saladillo y Bragado. ~
 -Cuenca del Salado-

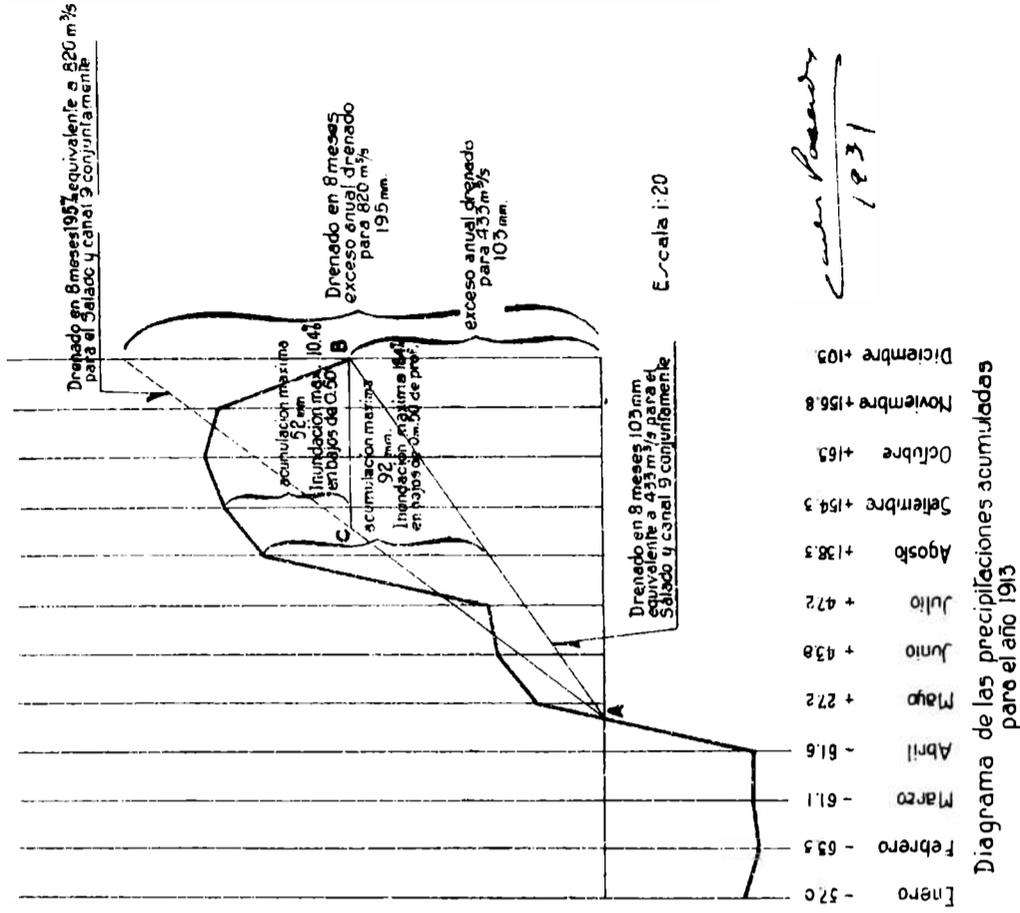
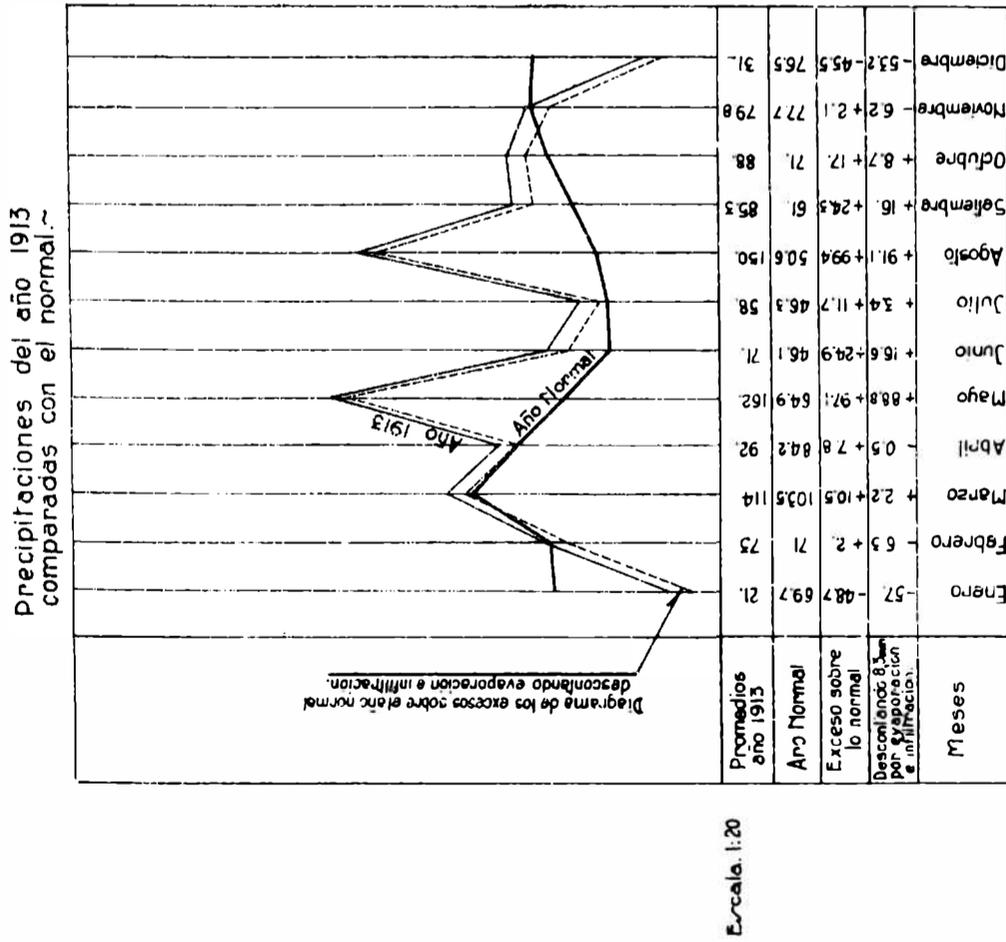


Figura 111

Este gráfico aproximado demuestra que habiendo conservado el Salado un caudal constante de 433 m³/s., el exceso de inundación sobre el año normal no hubiese pasado de 18.4 % de superficie en bajos de 0.50 m. de profundidad, en el mes de agosto.

AÑO 1914

Localidades	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Las Flores	115,0	77,0	162,0	205,0	92,0	72,0	122,0	81,0	43,0	107,0	104,0	135,0
Tandil	204,0	106,0	78,0	182,0	77,0	85,0	48,0	15,0	35,0	134,0	119,0	181,0
Olavarría	95,0	166,0	53,0	143,0	74,0	74,0	37,0	23,5	26,0	197,0	156,0	213,0
Chascomús	71,0	98,0	61,0	376,0	161,0	107,0	168,0	116,0	143,0	178,0	150,0	125,0
Saladillo	92,0	94,0	151,0	339,0	87,0	52,0	74,0	97,0	37,0	103,0	92,0	148,0
Bragado	107,0	82,0	104,0	329,0	83,0	41,0	129,0	111,0	76,0	236,0	225,0	179,0
Totales	684,0	623,0	609,0	1574,0	574,0	431,0	578,0	443,5	360,0	955,0	846,0	981,0
Promedios	114,0	103,0	101,0	262,0	95,0	71,0	96,0	73,9	60,0	159,0	141,0	163,0
Año normal	69,7	71,0	103,5	84,2	64,9	46,1	46,3	50,6	61,0	71,0	77,7	76,5
Exceso sobre lo normal	+ 44,3	+ 32,0	- 2,5	+ 177,8	+ 30,1	+ 24,9	+ 49,7	+ 23,3	- 1,0	+ 88,0	+ 63,3	+ 86,5
Descontado 26 mm. por evaporación e infiltración	+ 18,3	+ 6,0	- 28,5	+ 151,8	+ 4,1	- 1,1	+ 23,7	- 2,7	- 27,0	+ 62,0	+ 37,3	+ 60,5

Se vé que con el canal 9 que tira 250 m³|s. aproximadamente, el caudal del Salado quedaría reducido a 558 m³|s. no necesitando pues el Salado grandes obras para llevar este caudal.

La figura 116 hace ver que el caudal anual medio del Salado en ese año fué de 455 m³|s., con 1292 mm. de precipitación anual, lo que significa que en nuestras hipótesis, exageramos los volúmenes a extraer.

Este es el año más desfavorable y se vé que el Salado no precisa mayormente endicamientos.

Veamos ahora los excesos que hubiésemos tenido:

Del exceso sobre el normal debemos deducir una pérdida anual por infiltración y evaporación de 315 mm., es decir 26 mm. mensuales.

Los excesos de cada mes resultan en la planilla página 257.

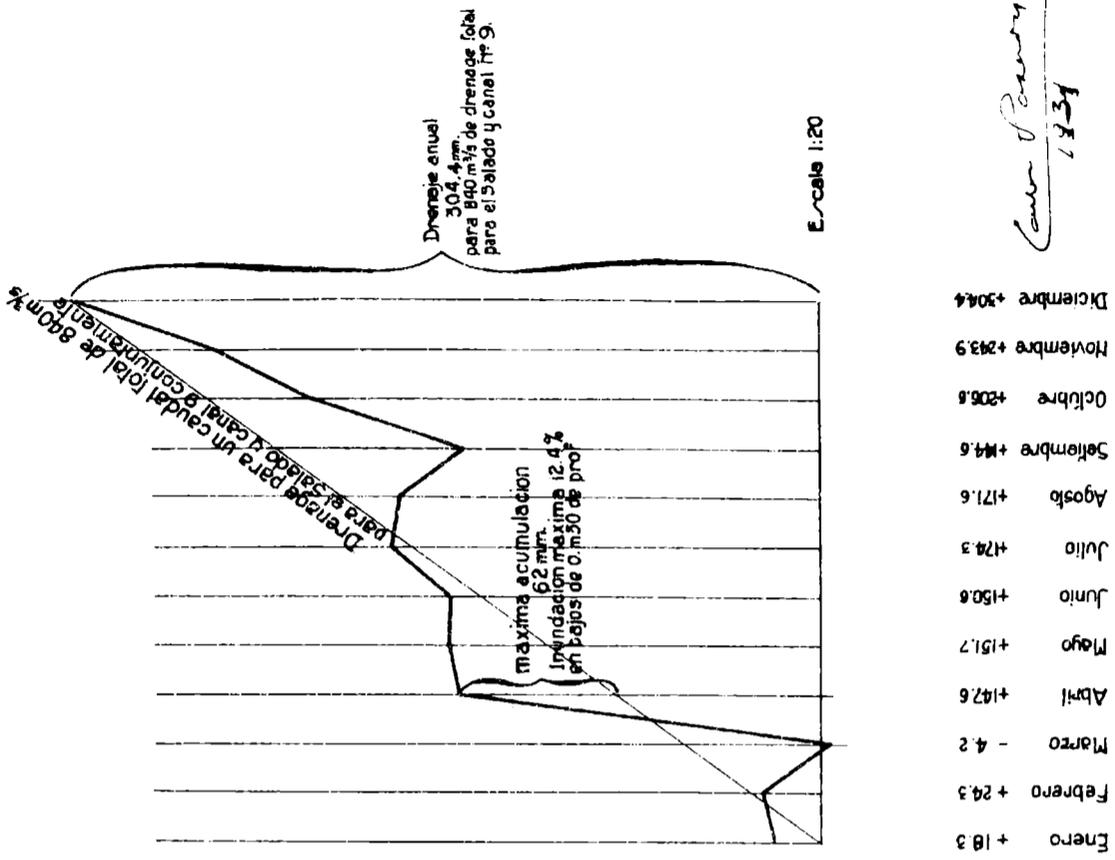
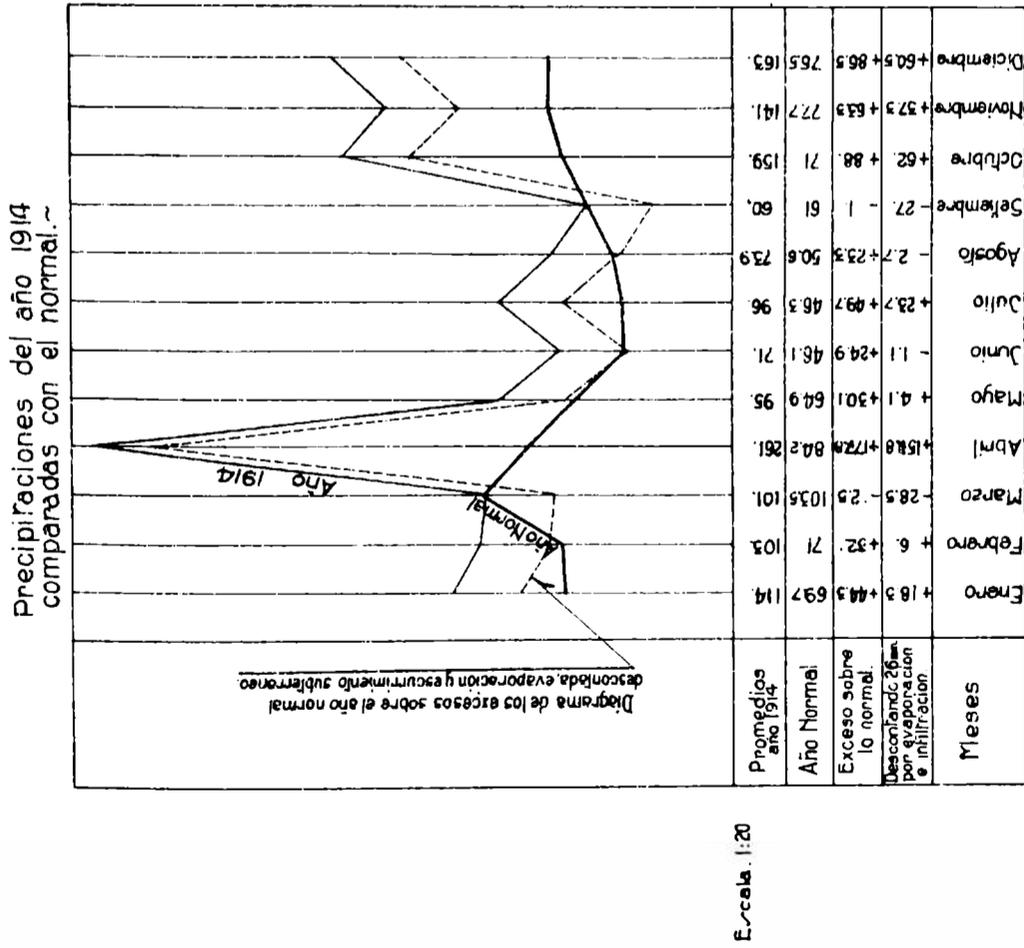
Se observa que en el año 1914, de más continuadas lluvias y de grandes tormentas, el sistema que propongo hubiese sido ideal, pues la máxima acumulación no hubiera pasado de 62 mm. en el mes de abril, (fig. 112), vale decir que la máxima inundación no hubiese excedido del 12.4 por ciento sobre la ocasionada en años normales almacenado aquel exceso en bajos de 0.50 m. de profundidad.

Resultando que el máximo exceso sobre el año normal habiendo ocurrido en el mes de abril con 150 mm. no se explican caudales de 1055 m³|s. en el Salado si no fuese que la distribución de este exceso no fué uniforme y si no hubiese existido la sobreelevación de la napa freática y estancamiento de las aguas, pues la capacidad de la cuenca excede aquella cifra. La eliminación de las aguas de la parte alta no habría sido solución en este caso tampoco, y el drenaje que propongo, hubiese sido completamente eficaz como lo prueba la ausencia de crecidas en el Salado en los veranos precedentes y siguientes a este año, a causa de la evaporación que actúa de un modo similar a un drenaje continuado.

INUNDACIONES DE LA CUENCA DEL VALLIMANCA. AÑO 1919

Tomando las localidades de General Alvear, Bolivar, Pringles, 25 de Mayo y General Lamadrid, como puntos de esta cuenca, la precipitación anual alcanza a 1.042 mm., es decir, un exceso de 211 mm. sobre el año normal de 831 mm., que

- AÑO 1914 -
 Promedio de Las Flores, Tandil, Olavarría
 Chascomus, Saladillo y Bragado. ~
 - Cuenca del Salado -



Considerando además las precipitaciones en Rauch Tapalque, Bolívar, Monte, 25 de Mayo, y Junin, la precipitación media anual resulta 1292 m.m.

Figura 112

Este gráfico aproximado, demuestra que habiendo drenado entre el Salado y canal número 9, 840 m.³/s., el exceso de inundación sobre el año normal no hubiese pasado del 12.4 % en bajos de 0.50 m. de profundidad en el mes de abril.

AÑO 1919 — CUENCA DEL VALLIMANCA

Localidades	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
General Alvear . . .	59,0	31,0	97,0	150,0	148,0	32,0	44,0	15,0	40,0	68,0	66,0	164,0
Bolívar	77,0	56,0	113,0	192,0	174,0	58,0	114,0	3,0	114,0	37,0	36,0	153,0
Coronel Pringles . .	57,0	95,0	179,0	160,0	66,0	62,0	192,0	6,0	73,0	57,0	51,0	145,0
V. de Mayo	57,0	27,0	124,0	95,0	109,4	31,0	27,0	13,0	133,0	34,0	76,0	183,0
General Lamadrid . .	33,0	82,0	142,0	232,0	73,0	35,0	197,0	2,0	69,0	73,0	53,0	126,0
Totales	283,0	291,0	655,0	829,0	570,0	218,0	574,0	39,0	429,0	269,0	282,0	771,0
Promedios	56,6	58,2	131,0	165,8	114,0	43,6	114,8	7,8	85,8	53,8	56,4	154,2
Año normal	69,7	71,0	103,5	84,2	64,9	46,1	46,3	50,6	61,0	71,0	77,7	76,5
Exceso sobre la normal	-13,1	-12,8	+27,5	+81,6	+49,1	-2,5	+68,5	-42,8	+24,8	-17,2	-21,3	+77,7
Descontado 9 mm. por evaporación e infiltración	-22,1	-21,8	+18,5	+72,6	+40,1	-11,5	+59,5	-51,8	+15,8	-26,2	-30,3	+68,7

descontada la evaporación e infiltración, es necesario eliminar para estar a cubierto de inundación.

Si admitimos que en el año 1900 para 326 mm. de exceso sobre la normal, la evaporación e infiltración eran de 169 mm. para 211 mm. en el año 1919 el total de ambos será proporcionalmente 110 mm. o sean 9 mm. mensuales.

Se vé por la planilla adjunta que el exceso aproximado anual de las lluvias ocurridas en esta cuenca en el año 1919 es de sólo 111.5 mm. (Pág. 259 y figura 113).

Se han trazado los diagramas de las precipitaciones del año normal y del año 1919, calculada la planilla adjunta y luego con esos datos efectuado el diagrama de las acumulaciones mensuales de los excesos. (Fig. 113).

La cuenca propiamente del Vallimanca mide 18.800 Km². de acuerdo al F. C. S. teniendo una longitud de 396 Km. desde su origen hasta Gorchs.

El ancho medio es en consecuencia:

$$\frac{18800}{396} = 47.5 \text{ Km.}$$

La cuenca lindando con ella al O. de 9.300 Km². de extensión (fig. 2) que tiene sus comunicaciones con el Vallimanca mide una longitud de 220 Km.

Su ancho medio será:

$$\frac{9300}{220} = 42.3 \text{ Km.}$$

El ancho medio de la cuenca del Vallimanca será en consecuencia:

$$47.5 + 42.3 = 90 \text{ Km.}$$

Si con el plan que propongo — supongo una exageración — y cada propietario hace un canal cada 200 metros lo que es un exceso, tendremos en total 450 canales, para los 90 Km. y si cada canal tiene 1 m² de sección y el agua los recorre con 0.60 m|s. de velocidad, lo que es otra exageración, tendremos una aceleración de caudal de 270 m³|s.

Este caudal extraería una altura de agua de los 28.100 Km². de cuenca del Vallimanca en un año, dada por la expresión:

$$h = \frac{270 \times 365.24 \times 86400}{281.10^8} = 303 \text{ mm.}$$

- AÑO 1919 -
 Promedio de Gral. Alvear, Bolivar, Pringles,
 25 de Mayo y Gral. Lamadrid.
 - Cuenca del Vallimanca -

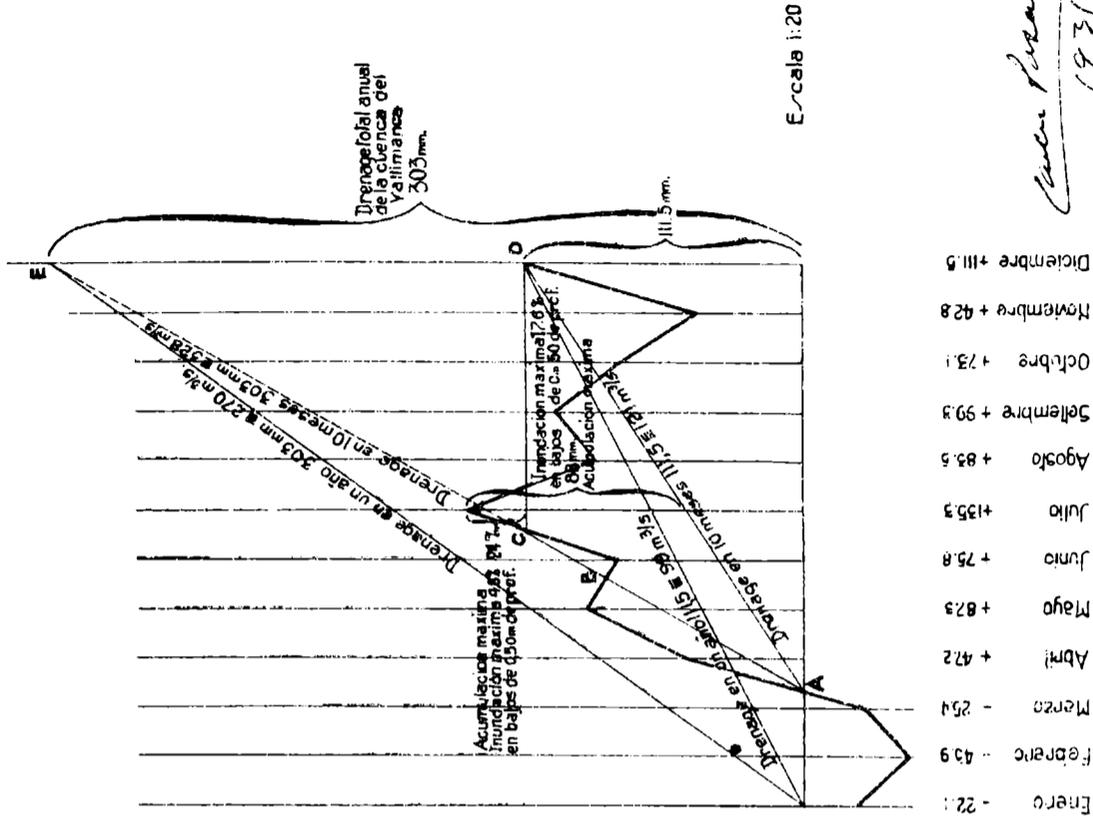
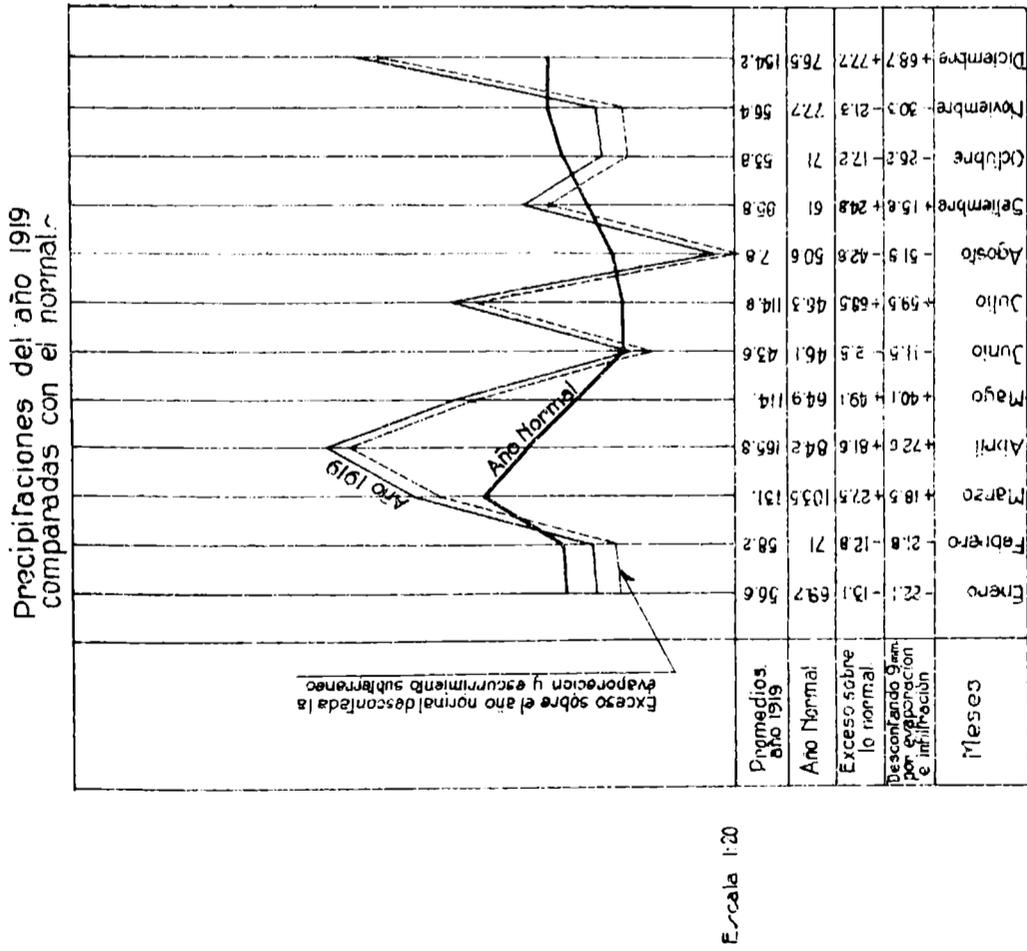


Diagrama de las precipitaciones acumuladas para el año 1919

Figura 113

Este gráfico aproximado demuestra que drenando la cuenca del Vallimanca a razón de 121 m.³/s., el exceso de inundación sobre el año normal no hubiese pasado del 17,6 % en bajos de 0.50 m. de profundidad en el mes de julio

Tomando estos 303 mm. en el mes de diciembre como extracción anual en el gráfico respectivo tendríamos el punto E y la recta E A representaría en sus ordenadas las alturas totales extraídas hasta cada fecha. (Fig. 113).

Si se hubiese seguido con este caudal hasta la fecha C y luego horizontalmente cerrando sus compuertas hasta encontrar el punto D del exceso anual 111.5 mm., la acumulación en julio habría sido sólo un exceso de 24 mm. que no hubiera ocasionado ningún perjuicio y la inundación hubiese sido evitada. Si hubiese seguido el drenaje la recta A D, para eliminar el exceso anual en el año, el caudal hubiese sido de 121 m³. (página 404) y la acumulación en julio habría sido solo de 88 mm. lo que hubiera ocasionado una inundación de 17.6 por ciento por el exceso sobre lo normal en bajos de 0.50 m. de profundidad, perfectamente tolerable.

Si el caudal de 121 m³|s. se reparte en la proporción de la inundación de 1919 le hubiese correspondido al Saladillo un caudal de 81 m³|s. y a los cañadones del canal 16 el resto, 40 m³|s. caudales ambos tolerables y se hubiese evitado el desastre de 1919.

En realidad estos drenajes se efectuarían en 10 meses de acuerdo al diagrama.

OBSERVACIÓN FUNDAMENTAL

El máximo exceso aproximado sobre el año normal que muestra nuestro diagrama, lo tenemos en julio con 135.3 mm. y tal acumulación no es capaz de producir semejante avenida si su distribución hubiese sido uniforme si los bajos no han estado colmados por lluvias anteriores y por elevación de la napa freática, puesto que del 21 de febrero al 25 de abril de 1915, se precipitaron en dicha cuenca, cerca de 400 mm. con la tierra saturada, sin variar el caudal del Saladillo en Del Carril en forma sensible. (Véase pág. 142 y página 335).

Debe haber habido elevación local de la napa freática, acrecentada probablemente por infiltración de copiosas lluvias caídas al Oeste en años anteriores y afloramiento en la citada cuenca.

Contra estos males ningún efecto habría tenido la eliminación de las aguas de la parte alta o su retención.

En cambio hubiese sido eficaz el drenaje que propongo, puesto que en 1915, le evaporación equivalente, lo prueba sin lugar a dudas.

CONCLUSIÓN

Estos 4 ejemplos, las inundaciones de 1910, las de 1913, las de 1914 y las del Vallimanca de 1919, prueban que el problema es soluble en la forma que lo propongo y el Salado es suficiente sin endicamientos, haciendo constar que tanto para la evaporación como para el escurrimiento subterráneo, tengo el convencimiento de haber tomado cifras menores que las reales, como se puede comprobar observando los caudales anuales medios del Salado. (Figs. 114, 115 y 116).

Ejecutado el plan que propongo, no creo que con las tormentas habidas hasta la fecha, pasase el caudal del Salado de 700 m³|s.

LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN Y SOBRE TODO POR FILTRACIÓN ADOPTADAS, NO SON EXAGERADAS

En la cuenca del Salado, asignándole a ésta una extensión de 87.067 Km². se precipitan en un año normal 831 mm.

Si suponemos que a un año normal le corresponde un régimen normal, el Salado tendrá el nivel de sus aguas en Guerrero a 5.00 m. bajo los rieles, para los cuales el gasto aproximado es de 75 m³|s. según el diagrama de la D. D. (Fig. 40).

En un año extraerá una altura de agua dada por la expresión:

$$h = \frac{75 \times 86400 \times 365,24}{87067 \cdot 10^6} = 0,0272$$

es decir 27 mm.

Ahora bien, este caudal de 75 m³|s. no lo forma solamente el escurrimiento de los 87.067 Km². de cuenca del Salado, sino también las aguas infiltradas en centenares de miles de kilómetros cuadrados de cuenca al Oeste, hasta las Sierras de San Luis que afloran en el cauce del Salado; prescindamos empero de esta consideración.

Lo drenado por el Salado en un año 27 mm., representa sobre lo caído en un año normal 831 mm. solo el 3.25 por cien-

**— RIO SALADO — PUEBLO DE GUERRERO —
— CURVA DE DESCARGA PARA EL AÑO 1900 —**

Precipitación anual media de Las Flores, Olayvarria, Chascomus, Tandil, Saladillo, Bragado, Alvear, Bolívar, Monte, Chivilcoy y Junín. 1055,6 mm.

Precipitación total en los 87067 Km.² de cuenca del Salado. 87067 Km.² x 1055,6 mm. = 91908 Hm.³

— Escurrimiento anual de la cuenca $\frac{13729}{91908} = 14,93\%$ —
— Pérdidas anuales por evaporación y escurrimiento subterráneo 85,07% —
— no computando la acumulación y mayor absorción

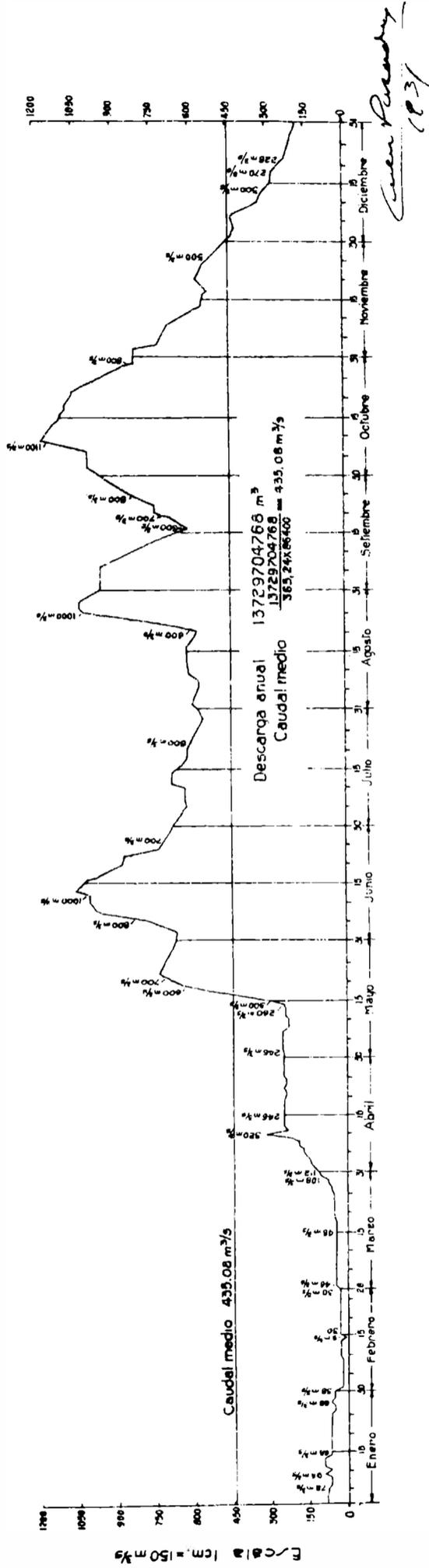


Figura 114

Se observa que el caudal medio es sólo 435,08 m³/s. y que por lo tanto el Salado no es suficiente y no precisa ni embalsamientos ni substraerle agua y sí solo regulación.

to, o sea que las pérdidas por evaporación y sobre todo por infiltración son 96.75 por ciento. Compárese esta cifra con el 25 por ciento de pérdidas que adoptan los hidráulicos europeos, y aun con las cuencas de menor escurrimiento en los EE. UU. (Fig. 109).

Pérdidas de 25 por ciento son aceptables en la Provincia, cuando la tierra está saturada y las depresiones colmadas, de modo que el escurrimiento se efectúa en 15 días, pero no cuando tiene lugar el almacenamiento y su evacuación dura meses..

Este es el caso que sucederá en la Provincia si se hace efectivo el plan que propongo, pues entonces, suprimidas las inundaciones y almacenadas las lluvias íntegramente, la infiltración obrará en forma decisiva con el tiempo y los caudales resultarán mucho menores que los previstos en la precedente exposición.

Conviene recordar que aceptamos para los 326 mm. de exceso que cayeron en el año 1910, la cifra de 169 mm. como pérdida debida a la evaporación e infiltración, es decir el 52 por ciento, sin duda superior al 25 por ciento que se suele adoptar, pero muy inferior a la de 96.75 por ciento que resulta para el caso del Salado para un año normal en toda su cuenca, pérdida que indudablemente disminuirá en los años lluviosos con la saturación de la tierra. Todo esto se confirma en las figuras 111, 112 y 113.

El plan que propongo hará posible aún la retención del agua en los años de poca abundancia, si se ubican compuertas en los cursos de agua.

LAS CONSECUENCIAS QUE SACAMOS DEL ESCURRIMIENTO DEL SALADO EN EL AÑO 1900

Decíamos que esta estimación de las pérdidas en el 52 por ciento no era nada exagerada.

Presento para prueba el diagrama del gasto en Guerrero el año 1900. (Fig. 114).

Se ha obtenido, completando el diagrama que posee la Dirección de Desagües en su archivo, al cual le he agregado los gastos desde el 1º de enero al 15 de mayo y del 16 de diciembre al 31 del mismo mes, obtenidos de las alturas de aguas que posee en sus archivos el F. C. S.

Resulta que el gasto total anual fué de 13.729 Hm³., inferior a lo almacenado en las lluvias del mes de marzo de 20.374 Hm³. (pág. 61) y el gasto medio de 435.08 m³|s. lo cual no alcanza a extraer de la cuenca del Salado en un año sino una altura de agua:

$$h = \frac{435,08 \times 86400 \times 365,24}{87067,10^6} = 158 \text{ mm.}$$

es decir el 14,93 por ciento de altura anual media 1055.6 mm. caída en la cuenca del Salado en ese año y promedio de Las Flores, Olavarría, Chascomús, Tandil, Saladillo, Bragado, Alvear, Bolivar, Monte, Chivilcoy y Junín.

En nuestro cálculo anterior habíamos adoptado el 52 por ciento de pérdidas para el exceso sobre el año normal y ahora resulta esto ser el 85.07 por ciento, para el total anual.

Se ve con cuanta razón afirmábamos que nuestros valores de volúmenes a extraer anualmente eran excesivos, y que almacenando el agua y haciéndola escurrir en meses con un caudal moderado evitando las avenidas como sucedió en 1900, las pérdidas por evaporación y sobre todo por infiltración serían enormes.

Ejecutado el plan que propongo y evitadas esas avenidas violentas que ocurrieron en 1900 como se vé en el diagrama adjunto, es de pensar que las pérdidas aumentarían y que por lo tanto los caudales a extraer en el Salado, serían como media inferiores al de 435.08 m³|s. que resulta para este año.

Con cuanta claridad se ve que utilizando el canal N° 9 y el Salado, los caudales de este último serán sumamente reducidos y que en consecuencia los endicamientos en el Salado no se precisan.

Esta reducción del escurrimiento solo al 15 por ciento es obra exclusiva del tiempo y no se pueden tomar pérdidas tan grande; en las avenidas rápidas cuando la onda inundante se desplaza en 15 o 20 días, caso que ocurre cuando las depresiones se hallan colmadas, como se hizo notar.

De los estudios de Duclout, utilizando los diagramas de la Dirección de Desagües (pág. 387) se desprende que el escurrimiento en los arroyos Napaleofú, Las Chilcas, Tandileofú y Chelforó, Perdido y Langueyú, Azul y Hualicho es de 0.52.

En estos aforos no se tuvo en cuenta lo escurrido entre los cursos de los mismos y si estos caudales, paralelos al curso del Arroyo principal, tienen con relación a lo escurrido en el cauce principal, la misma proporción que lo que aconteció en los tramos Recalde-Louge y Muñoz-Piñeyro en el año 1919 (pág. 305), el escurrimiento debe ser 0.78, coeficiente mucho mayor que el 15 por ciento que nos dá el Salado.

El año más desfavorable para el plan que propongo, resulta el año 1900 — en el mes de marzo — con un exceso de acumulación de 72 mm. sobre el año normal si se drena con el Salado y canal 9 conjuntamente a razón de 870 m³/s. y suponiendo las pérdidas el 52 por ciento.

Si las pérdidas llegaran al 85 por ciento habría que reducir dicha acumulación admitida en proporción, repartida en todos los meses del año.

La acumulación citada de 72 mm. o lo que es equivalente, el 14.4 por ciento de inundaciones en bajos de 0.50 m. de profundidad admitido para el mes de marzo de ese año, se vería muy reducido, a poco de producirse la lluvia de dicho mes.

No es sin embargo previsor el adoptar una pérdida tan elevada, teniendo en cuenta que no sabemos la cantidad de agua que puede haber quedado acumulada en los bajos al finalizar el año 1900, aunque el año 1899 haya tenido un exceso de precipitación sobre el normal.

Efectivamente, pudo al terminar el año 1900 existir alojado en las depresiones del suelo un volúmen equivalente al 20 por ciento de la superficie con un metro de profundidad, lo que significa un almacenamiento de 200 mm., desde que no teniendo estas depresiones comunicaciones con el Salado, éste es incapaz de desagotarlas.

En tal caso a los 158 mm. drenados por el Salado ese año, debieron sumarse con los 200 mm. almacenados.

Esto hace 358 mm. de modo que las pérdidas por evaporación e infiltración quedarían reducidas para este año a 697 mm. o sea el 66 por ciento de la precipitación anual 1055.6 mm., cifra que no difiere tanto del 52 por ciento adoptado como pérdida anual.

AÑO 1913. — DIAGRAMA DEL GASTO EN GUERRERO

Tomando las localidades Rauch, Tapalqué, Bolivar, Monte, 25 de Mayo, Junín, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado, el promedio de la precipitación anual es 1028 mm., cifra que difiere poco de la adoptada en la página 254, que era de 1024 mm. y poco de la consignada en la planilla que fué de 1064 mm.

En los 87.067 Km². de la cuenca del Salado, se precipitó este año un volúmen total: 87.067 x 1.028 = 89.504 Hm³. 876 (figura 115).

El escurrimiento anual en Guerrero fué de 173.355 Hm³. 3408 según el diagrama del gasto que se acompaña.

El escurrimiento de esta cuenca fué en consecuencia:

$$\frac{1733553408}{89504876} = 19.42 \%$$

Las pérdidas por evaporación y escurrimiento subterráneo, si no se tiene en cuenta lo acumulado en las depresiones de la cuenca y la mayor saturación, serían 80.58 por ciento.

El diagrama del gasto, ha sido confeccionado de acuerdo a los datos del F. C. S., es decir, tomando las alturas del agua, de los archivos del F. C. S. y utilizando el diagrama de la Dirección de Desagües, que se acompaña, para los caudales.

Como el puente fué modificado en Guerrero en el año 1910, aumentando su sección en un 11.8 por ciento (fig. 41), se ha considerado prudente a falta de mejores datos, aumentar los caudales en esa proporción (pág. 89).

Los caudales máximos que figuran, resultan de los cálculos y observaciones del F. C. S. y de modificaciones graduales en la vecindad del máximo.

AÑO 1914. — DIAGRAMA DEL GASTO ANUAL EN GUERRERO

Tomando las localidades de Rauch, Tapalqué, Bolivar, Monte, 25 de Mayo, Junín, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado, resulta una precipitación media anual en la cuenca de 1292 mm., algo menor que la que figura en la página 256 que era de 1438 mm. con menos localidades.

**— RIO SALADO PUENTE DE GUERRERO —
— CURVA DE DESCARGA APROXIMADA PARA EL AÑO 1913 —**

Precipitación anual media de Rauch, Tapalque, Bolivar, Monte, 25 de Mayo, Junin, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Braquado, 1028mm.

Precipitación total en los 87067 Km² de cuenca del Salado 87067 Km² x 1028 mm. = 89504 Hm³ 876

Descarga anual de la cuenca 173355 Hm³ 3408

Escurrecimiento anual $\frac{1733553408}{895048760} = 19,42\%$

Perdidas anuales por evaporación y escurrecimiento subterráneo 80,58%
— no computando la acumulación y mayor absorción —

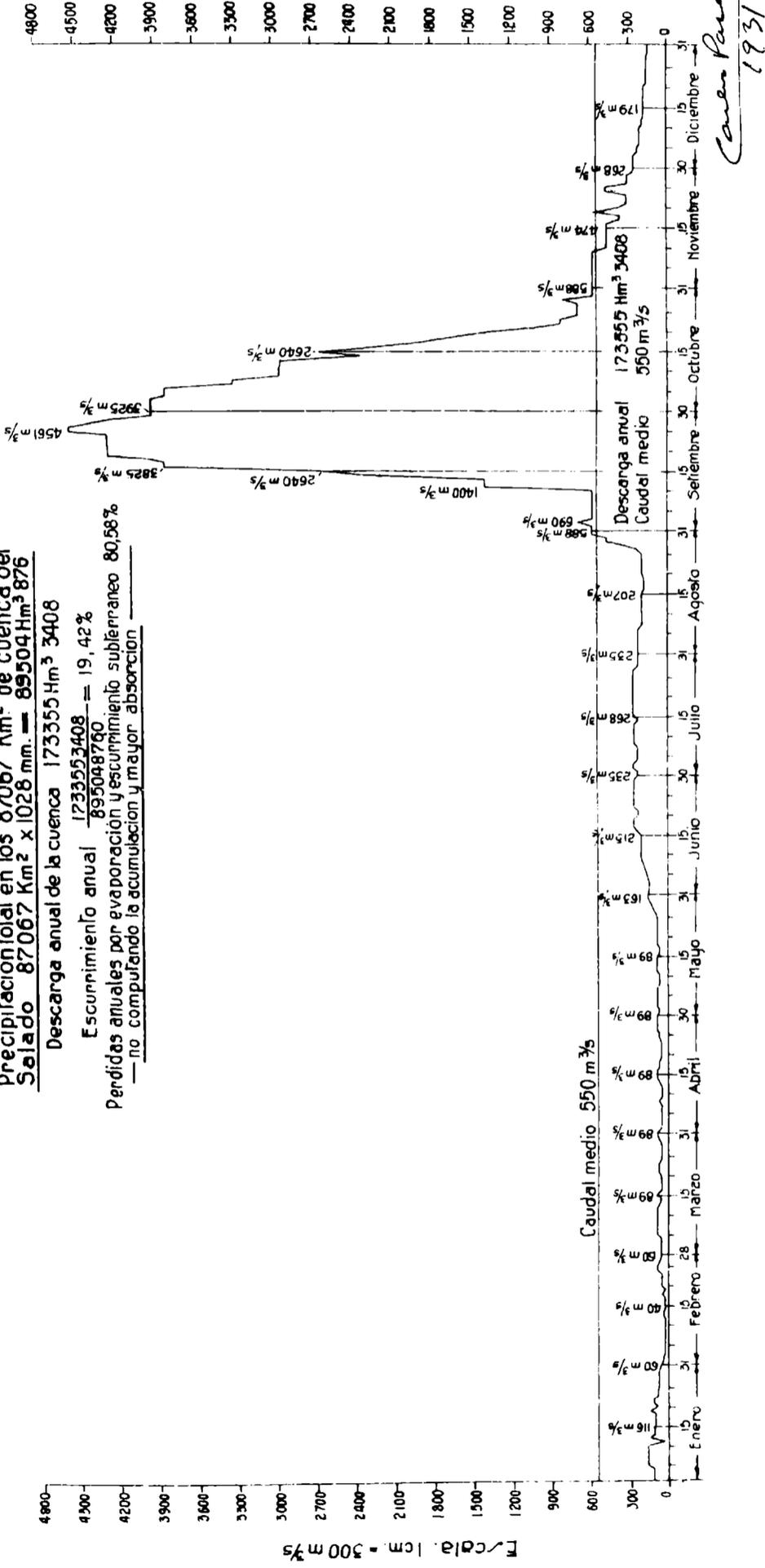


Figura 115

Se observa que el caudal medio es sólo 550 m.³/s. y que por lo tanto el Salado no es insuficiente y no precisa ni endicamientos ni substraerle agua y sí solo regulación. Los caudales que preceden y siguen al máximo son meramente aproximados y probablemente excesivos y no así los del máximo.

— RIO SALADO — PUNTE DE GUERRERO —
— CURVA DE DESCARGA PARA EL AÑO 1914 —

Precipitación anual media de Rauch, Tapalque, Bolívar, Monté, 25 de Mayo, Junín, Las Flores, Tandil, Olavarría, Chascomús, Saladillo y Bragado, 1292 mm.

Precipitación total en los 87067 Km² de cuenca del Salado 87067 Km² x 1292 mm. = 112490 Hm³ 564

Descarga anual de la cuenca 14360 Hm³ 976

Escurecimiento anual $\frac{14360976}{112490564} = 12,8 \%$

Pérdidas anuales por evaporación y escurecimiento subterráneo 87,2 %
 — no computando la acumulación y mayor absorción —

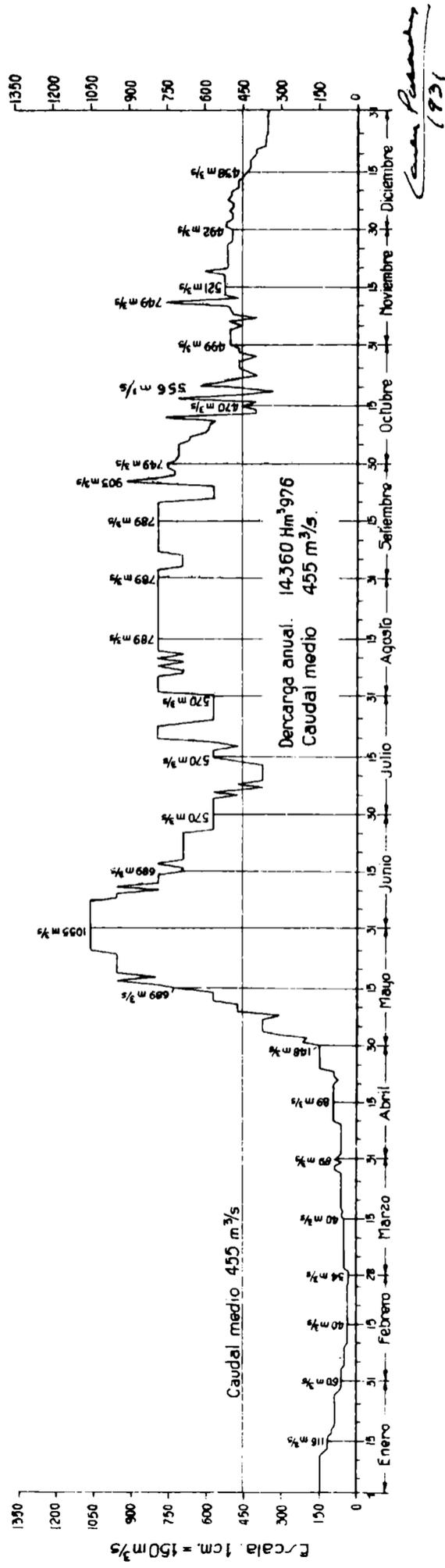


Figura 116

Se observa que el caudal medio es sólo 455 m³/s. y que por lo tanto el Salado no es insuficiente y no precisa ni endicamientos ni subtruerle agua y sí solo regulación.

La precipitación total en los 87.067 Km². de cuenca del Salado, será:

$$1292 \times 87067 = 112490,564 \text{ Hm}^3.$$

Como el escurrimiento anual en Guerrero fué de 14360,976 Hm³., el derrame en relación a la precipitación anual será:

$$\frac{14360976}{112490564} = 12,8 \%$$

Las pérdidas por evaporación y escurrimiento subterráneo, serían en consecuencia, no tomando en cuenta lo almacenado, el 87.2 por ciento.

Como el puente de Guerrero fué modificado en 1910, (fig. 41) aumentando la sección primitiva, se ha utilizado el diagrama de la Dirección de Desagües con los datos de altura de agua obtenidos en los archivos del F. C. S., aumentando los caudales un 11.8 por ciento del mismo modo que en el año 1913.

El gráfico anterior correspondiente para ese año (fig. 112) se ha construido tomando la precipitación de 1437,9 mm. resultando así una acumulación de 304.4 mm. que al eliminarla daría un caudal uniforme de 840 m³|s. para el Salado y el canal 9.

Tomando más localidades como se explicó, el caudal promedio se baja a 614 m³|s., que es el caudal necesario para eliminar el exceso de 461 mm. sobre los 831 mm. que representan el año normal hasta completar los 1292 mm. de precipitación (fig. 116), descontando de esta última cifra el 52 por ciento como pérdidas, lo que nos dá como resultado final la eliminación de 222 mm. Estos 22 mm. nos darían efectivamente un caudal de:

$$Q = \frac{87067 \times 0,222 \times 10^6}{365,24 \times 86400} = 614 \text{ m}^3/\text{s}.$$

COMPROBACIÓN DE LAS HIPÓTESIS ADOPTADAS

Año 1900 — El gráfico nos ha dado para este año y para una precipitación de 1051.9 mm. un exceso de 61.4 que hubieran originado un caudal de 170 m³|s. para el Salado, ya que el canal N^o 9 no existía. (Fig. 110).

Cuando tomamos la precipitación de este año en 1156 mm. de acuerdo a la planilla respectiva, llegábamos a la eliminación de 157 mm. al año, lo que hace un caudal de $435 \text{ m}^3/\text{s}$., que es justamente el gasto medio del Salado, observado para ese año.

Estos promedios son solo aproximados, de modo que no sabemos cual será el verdadero de ellos, dado que sería necesario conocer las partes de la cuenca que participan activamente en el derrame, su extensión exacta y también el tomar un innumerable número de puntos, para obtener la precipitación media.

Sin embargo aún admitiendo la cifra de $170 \text{ m}^3/\text{s}$. (en realidad serían $170 + 75 = 245 \text{ m}^3/\text{s}$., $75 \text{ m}^3/\text{s}$. régimen normal del Salado) que dá el gráfico, resultaría un exceso en la descarga en el Salado en ese año (fig. 114) sobre lo calculado de:

$$435.08 - 170 = 265.08 \text{ m}^3/\text{s}. \text{ (Página 270).}$$

Es bueno recordar que hemos fijado hasta cierto punto arbitrariamente la cantidad de 87.067 Km^2 . para la cuenca del Salado y que el Ingeniero Duclout le asigna 284.370 Km^2 . (Figura 1).

Que ese año el Salado Superior llegó muy crecido a Roque Pérez, llegando el 24 de septiembre a solo 0.46 m . más bajo que en 1913 cuando llevó $1300 \text{ m}^3/\text{s}$. y en consecuencia debió pasar por el Salado el agua de una cuenca mayor que la supuesta, proveniente del Oeste de Buenos Aires. La del Sud de Santa Fé y Córdoba.

El año 1900 comenzó el 1º de enero el Salado con un caudal de $82 \text{ m}^3/\text{s}$ y terminó el 31 de diciembre con $188 \text{ m}^3/\text{s}$. La acumulación no fué pues gran cantidad.

Año 1913. — El total a ser drenado en este año para obtener el año normal es según el diagrama respectivo $433 \text{ m}^3/\text{s}$., (figura 111), figurando en la planilla respectiva con 1064.9 mm ., es decir con 41 mm ., más alto que el adoptado. (Fig. 115). Conjuntamente con el Salado funcionó este año el canal N° 9 y como no tenemos curva de gastos, podemos hacer una comparación con el Salado. El caudal máximo del Salado ese año

fué de 4561 m³|s. y el medio 550 m³|s.. La relación del máximo al medio es:

$$\frac{4561}{550} = 8,3$$

Si suponemos la misma relación para el Canal 9 y su máximo lo fijamos en 250 m³|s., su caudal medio habrá sido:

$$\frac{250}{8,3} = 30 \text{ m}^3/\text{s}.$$

El caudal drenado por el Salado y el canal 9 hubiera sido aproximadamente: 550 + 30 = 580 m³|s.

El drenaje calculado es de 433 m³|s., de modo que resulta un exceso:

$$580 - 433 = 147 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A este exceso habría que disminuirle 75 m³|s. que corresponden al año normal y quedaría solo un exceso de 72 m³|s (página 270).

Este pequeño exceso es perfectamente explicable. El año 1915 fué precedido de 2 años lluviosos y las aguas afluyeron desde el Sud de Córdoba y Santa Fé y Oeste de la Provincia de Buenos Aires, excediendo su cuenca las 87.067 Km². adoptados. Basta recordar que ese año el Salado llevó a Ernestina 943 m³|s. y a Roque Pérez 1300 m³|s. y los caudales vecinos a los máximos, son aproximados. (Pág. 266).

Con suponer los 87.067 Km². de cuenca, amplificadas en la proporción $\frac{580}{433 + 75} = 1.14$ se podría explicar esa diferencia. Esto equivale a llevar la cuenca a 99.300 Km²., es decir, 12.233 Km². más, lo que se consigue con solo incorporarle parte de los 50.400 Km². de cuenca en la Provincia de Buenos Aires hasta Meridiano V.

El Salado empezó el año con 123 m³|s. y lo terminó con 148 m³|s., debiendo en consecuencia haber habido poca acumulación en ese año, en su cuenca.

1914. — El gráfico dá para este año 840 m³|s. (fig. 112) y el caudal medio del Salado es 455 m³|s. (fig. 116).

El gráfico que nos dá 840 m³/s., se ha obtenido suponiendo una precipitación media de 1437.9 mm. que dan las localidades escogidas; el promedio anual resulta de 1292 mm. tomando más localidades, (fig. 116) dando esta cifra un exceso sobre el año normal de 831 mm. dado por la diferencia:

$$1292 - 831 = 461 \text{ mm.}$$

Si suponemos que se escurra el 48 por ciento de este exceso tenemos 222 mm. a extraer o sea un caudal de:

$$\frac{87067.10^6 \times 0.222}{86.400 \times 365.24} = 614 \text{ m}^3/\text{s.}$$

que nos dá un exceso sobre lo drenado por el Salado:

$$614 - 455 = 159 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Habría que agregarle a este exceso los 75 m³/s. del año normal que daría en total una diferencia de 234 m³/s.

Habría que considerar lo drenado por el canal 9.

CONCLUSIONES

Años	Caudal medio observado del Salado m.3/s.	Caudal a drenar según cálculos m.3/s.	Exceso Calculado m.3/s.	Defecto Calculado m.3/s.
1900	435	245	—	265
1913	550	508	—	72
1914	455	689	234	—

Las hipótesis con la aproximación requerida en hidráulica, resultan pues justificadas, más aún teniendo en cuenta que ignoramos lo escurrido, faldeando los terraplenes del canal 9.

No debe perderse tampoco de vista, la enseñanza que nos dejan los gráficos de la figura 109, esto es, que en años con menor precipitación, suele ocurrir mayor derrame que otros a la inversa, esto tanto en las cuencas de los EE. UU. como en el Salado, y que hemos reemplazado por una recta, una serie de puntos.

CAPITULO V

DERRAME DE LA CUENCA SUD DEL SALADO

Para los diversos planes, han sido dadas fórmulas y procedimientos variados para el cálculo de los aportes de las varias cuencas, caudal intimamente ligado al presupuesto de los planes y en consecuencia a su practicabilidad.

Se desprende que su estudio debe ser en consecuencia de capital importancia dada la diferencia de opiniones.

Comenzaremos pues con el estudio del F. C. S. relativo a la cuenca del Vallimanca, cuya exposición transcribo.

Hay varios errores de transcripción en el mismo, fácilmente individualizables y que no he querido corregir por conservar la fidelidad de la copia que se me facilitó.

MEDIDAS PROPUESTAS POR EL F. C. S. PARA DAR PASO A TRAVES DE SUS TERRAPLENES A LAS AGUAS QUE BAJAN DURANTE LAS EPOCAS DE INUNDACIONES EXTRAORDINARIAS.

1. — La Empresa ha hecho este estudio con el objeto de conseguir la mejor y más económica manera en que pueden cruzar por sus líneas las aguas que bajan en las inundaciones extraordinarias y con el fin de evitar el peligro a la estabilidad de sus vías, que ocurrió durante las últimas inundaciones.

En el tiempo que la Empresa construyó sus vías, según la escala ahora necesaria para la previsión de aberturas es muy generosa y por muchos años se encontró a estas aberturas con capacidad amplia para dar salida a las aguas que bajaban, como lo atestiguan puentes tales como el que cruza el arroyo Sauce Grande en Km. 647.830 en la línea Tres Arroyos a Bahía Blanca y como el que cruza el Río Quequen Salado en Km. 660.346 en la línea Dorrego a Copetonas.

Dentro de los últimos años han cambiado mucho las circunstancias que afectan la magnitud de las inundaciones y la información que tenía, proporcionó aberturas en una escala diferente a la que demostró ser suficiente hace 20 años.

Con la explotación y cultivo de los terrenos y el consiguiente aumento de los valores, agregado a los esfuerzos de los propietarios en proteger y desagotar sus terrenos, se hace más imperativa la instalación de un sistema determinado de desagüe que se puede desarrollar metódicamente, a medida que surja la necesidad.

Aunque la falta de información detallada con referencia a los rasgos físicos del área de que se trata y la incertidumbre de lo que pueden considerar las dimensiones de una inundación máxima, han sido impedimentos a este estudio, sin embargo, opina la Empresa que los principios fundamentales que se han tomado como base para los cálculos de este estudio no solamente servirán, en su ampliación general, para proporcionar las salvaguardias en los terraplenes de la Empresa sino también permitirá el desarrollo de los desagües de cada zona afectada por las inundaciones en una manera eficaz y según la naturaleza.

Con tal creencia, la Empresa ofrece este estudio para la consideración de la Dirección de los Ferrocarriles Nacionales.

Para el estudio, la Empresa ha escogido aquellas vías ubicadas en la parte central y superior de la zona del arroyo Vallimanca, que sufrieron tantos estragos en las inundaciones de julio de 1919.

Si la Dirección encuentra bien darle su aprobación, la Empresa puede extender el estudio hasta que comprenda todas las zonas servidas por las vías férreas de la Empresa.

En términos generales, la base del estudio consiste en la utilización y el desarrollo de las aberturas por donde pasaron los ríos y arroyos con sus tributarios, siendo estos los desagües principales de la Provincia por su naturaleza, y en el desarrollo de un sistema de aberturas secundarias, que facilitará el curso de las aguas, bajando de los terrenos superiores, a los desagües principales, asegurando así las vías férreas y que el público no sufra trastornos por falta de comunicación, ni peligro en tránsito.

2. — Bajo las circunstancias que ahora rigen, después de la época de lluvias fuertes, hay regiones donde se encuentra el agua corriendo con poca profundidad por anchas extensiones de terreno llano, sin guía ninguna, dando lugar a inundaciones cuyas locaciones dependen en muchos casos de cir-

cunstancias fortuitas, tal vez una zanja que se ha construido hace poco tiempo o cualquier obstáculo pequeño que pueda encontrar el agua en su recorrido y no es posible precisar adonde pueden concentrarse las aguas con la inundación consiguiente. Así ocurre en los terraplenes del Ferrocarril, un año pueden pasar perfectamente las aguas que bajan de los terrenos altos y otro año las aguas cambian su ruta e inundan la vía y los terrenos colindantes.

4. — Con tales incertidumbres no es posible construir los puentes y alcantarillas en forma eficiente y económica para dar paso a las aguas pluviales. Para salvar esta dificultad, el estudio que se presenta aquí, propone que se dividan los terrenos de que se trata en áreas de drenaje principal y secundario, o áreas principales y áreas secundarias.

Un área principal comprende una superficie cualquiera que se encuentre ubicada en el lado superior de una línea de ferrocarril y que se pueda desaguar totalmente por una sola abertura en dicha línea.

La primera necesidad, entonces, es buscar los lugares en los terraplenes del ferrocarril que por su naturaleza se encuentran en mejores condiciones para dar salida a volúmenes de agua concentrada. Para escoger estos lugares, se han buscado en el perfil de la línea, los arroyos y puntos más bajos en el terreno y las hondonadas y cañadones más pronunciados.

Cuando se han encontrado estos lugares, se han trazado en el plano altimétrico, los límites de la cuenca que deben corresponder a cada uno de estos lugares, dibujándose cada límite normal o casi normal a las curvas de nivelación.

Con la cuenca deslindada, se puede calcular el caudal que tiene que pasar por el lugar correspondiente y la abertura que necesita tal caudal.

Las áreas secundarias se encuentran ubicadas por entre las áreas principales y son aquellas que, por falta de cauces pronunciados tienen que dividir sus aguas en un sentido general, para que pasen por todos los puntos y alcantarillas que existen en aquella sección de la línea del Ferrocarril que constituye el límite inferior del área.

Si los caudales, calculados por estas áreas, se encuentran superiores a la capacidad de las aberturas existentes, se aumentan estas, hasta que den una capacidad suficiente y las

aberturas adicionales se colocarán en los puntos estratégicos señalados por el perfil del terreno, o según indicaciones de los informes recojidos durante las inundaciones que ocurrieron en 1919.

Donde sea posible se ha arreglado que las aguas que bajan de un área secundaria, cruzando la línea que forma su límite inferior, entren en un área principal, donde las aguas tienen que encontrarse en un desagüe principal antes de cruzar la línea inferior.

5. — Una vez que se encuentran colocadas las aberturas adicionales propuestas en este estudio, se puede desarrollar paulatinamente un sistema de drenaje, en cada área, sea principal o secundaria, lo que producirá la concentración de las aguas en las aberturas correspondientes y los dueños de los campos que se encuentren ubicados dentro de un área deben construir sus zanjas de drenaje en tal manera que corran en un sentido general hacia las aberturas que correspondan a esta área.

Con el aumento propuesto en las aberturas disminuirán las inundaciones.

Aún no se ha empezado el sistema de drenaje, pero a medida que se desarrolle dicho sistema de drenaje, disminuirán proporcionalmente las inundaciones.

Este sistema de concentración tendrá la tendencia a profundizar los cauces de los arroyos y ríos por la misma corriente de las aguas y así reducirá el trabajo artificial de canalización.

A medida que crece la hondura de los cauces, disminuirá en proporción la tendencia a inundar los terrenos colindantes.

En resumen el sistema tiende a conducir las aguas por rutas mejores y más naturales a los desagües principales que son de mayor capacidad para contener los grandes caudales y se puede desarrollar los cauces de estos desagües por medio de la fuerza de la misma agua y por medios artificiales.

6. — La información que existe con referencia a la nivelación de la Provincia de Buenos Aires se encuentra muy incompleta, en muchos detalles, y por esta razón debe comprenderse, que este estudio es solamente una indicación general, que puede variar de acuerdo a nuevos detalles de ni-

velación, pero en lo general no debe desviarse mucho de la verdad.

Tomando como base el plano altrimétrico de la Provincia de Buenos Aires, se ha dividido la Provincia en zonas correspondientes a la cuenca de los ríos y cada zona se trata por separado, en la forma indicada en la sección N° 11 de este estudio, para la parte superior de la zona del Río Salado y que se llama la zona del arroyo Vallimanca.

7. — La caída de la lluvia y deslizamiento en áreas grandes.

Se ha tomado como base la lluvia que cayó en la zona del arroyo Vallimanca entre los días 28 de junio y el día 5 de julio de 1919. Estudiando los informes meteorológicos de este período, resultan tres casos distintos.

a) Una caída de 80 mm. durante un día solamente. Este caso corresponde al área que tiene poco largo y poca superficie y que deben encontrarse en la parte más alta de la zona, de tal modo que, debido a la incertidumbre de la posición precisa de la división de las aguas, el área puede variar mucho en comparación con su tamaño. Por esta razón no se dará cuenta de este caso, pero se trataron de tales áreas sobre la base de observaciones de las inundaciones actuales donde existen.

b) Una caída de 41 mm. diariamente, durante un período de tres días. Este caso corresponde a un área donde el agua empleará por lo menos tres días para atravesar el largo del área. El porcentaje del deslizamiento puede llegar a 60 por ciento en tales casos extraordinarios, que pueden encontrarse bajo las condiciones existentes, pero un justiprecio del porcentaje bajo las nuevas condiciones propuestas por este estudio no pasaría de 50 por ciento.

Tomando el 50 por ciento como porcentaje de deslizamiento, se obtiene la profundidad R de agua que tiene que deslizar:

$$R = 0,041 \times 3 \times 0,5 = 0,0615 \text{ m.}$$

c) Una caída de 20 mm. diarios durante un período de ocho días.

Este caso corresponde a un área donde el agua empleará por lo menos 8 días para atravesar el largo del área. El porcentaje del deslizamiento puede llegara 60 por ciento en ta-

les casos extraordinarios, que pueden encontrarse bajo las condiciones existentes, pero un justiprecio del porcentaje, bajo las mismas condiciones propuestas en este estudio, no pasaría de 40 por ciento. Tomando el 40 por ciento como porcentaje del deslizamiento, se obtiene la profundidad de agua que tiene que deslizar:

$$R = 0,020 \times 8 \times 0,4 = 0,064 \text{ metros}$$

Ahora como la diferencia entre las profundidades de las categorías b y c es muy pequeña, es solamente el 4 por ciento y como la mayoría de las áreas con que se tiene que tratar, vienen de la categoría b, se ha tomado como base de los cálculos la profundidad de 0,0615 metros según la categoría b.

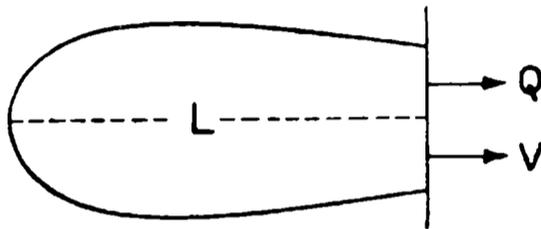


Figura 117

L = Longitud de la cuenca.

Q = Caudal.

V = Velocidad.

A = Area de la cuenca.

8. — Derivación de la fórmula usada para calcular los caudales:

Supóngase que:

F = Profundidad de lluvia caída en metros por día.

N = Número de días de cada lluvia.

P = El coeficiente de deslizamiento.

A = Area de la cuenca en metros cuadrados.

S = El declive promedio del área en metros, por metro lineal.

T = Número de días que emplea el agua para atravesar el largo del área.

L = Largo del área en metros.

V = Promedio de velocidad del agua en metros por segundo.

Q = Caudal máximo en metros cúbicos por segundo.

R = Profundidad del agua que tiene que escurrirse.

La relación entre la velocidad y el declive según la fórmula de Manning es dada por:

$$v = \frac{1.4858}{n} \times r^{1/6} \times r^{1/2} \times S^{1/2}$$

$$= \frac{1.4858}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

donde v y r tienen el mismo significado en medidas inglesas que V y R ya citados y n es el coeficiente de asperidad.

Para canales en tierra en estado regular.. n=0,025
 » » » » pobre n=0,0275
 » » » » en mal estado n=0,030

Substituyendo medidas métricas en la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$T = \frac{L}{V \times 86.400} \text{ días}$$

Cuando $T > N$

$$Q = \frac{R \cdot A}{T \times 86.400} = \frac{R \cdot A \cdot V}{L}$$

$$= \frac{1}{n} \times \frac{A}{L} \times R^{5/3} S^{1/2}$$

En este caso $R = F \cdot N \cdot P = 0,041 \times 3 \times 0.5 = 0,0615$.

$$Q = \frac{0,00958}{n} \frac{A}{L} S^{1/2}$$

Haciendo una comparación entre los caudales derivados por medio de esta fórmula y los caudales calculados de observaciones tomadas durante las inundaciones de julio de 1919, se encuentra que dando a:

$$n = 0.0266 \quad Q = \frac{0,00958}{0,0266} \frac{A}{L} S^{1/2} = 0,36 \frac{A}{L} S^{1/2} \dots\dots (A)$$

en el párrafo a continuación se muestra la comparación.

9. — Comparación entre los caudales calculados por la fórmula A y los caudales derivados de observaciones tomadas durante las inundaciones de julio de 1919.

Durante las inundaciones de julio de 1919 se tomaron observaciones y medidas de las aguas, cruzando la vía férrea en las secciones inundadas y los caudales se calcularon en cada punto inundado para obtener la abertura necesaria en aquel punto.

En el cuadro B se ha tomado la suma de éstos caudales para unas secciones completas de la línea y las sumas aparecen en el cuadro de la casilla titulada «El límite inferior del caudal máximo observado».

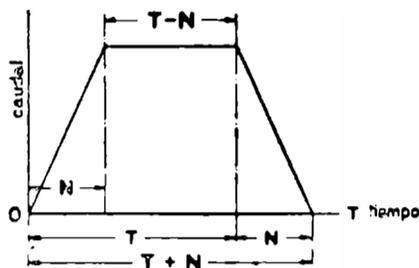


Figura 119

En casos donde las observaciones son incompletas para una sección entera (por causa de no haber ocurrido nada anormal en algunas partes de la sección) se ha calculado el caudal en las partes que faltan observaciones, suponiendo que los puentes y alcantarillas en estas partes se encontraron trabajando en su capacidad máxima.

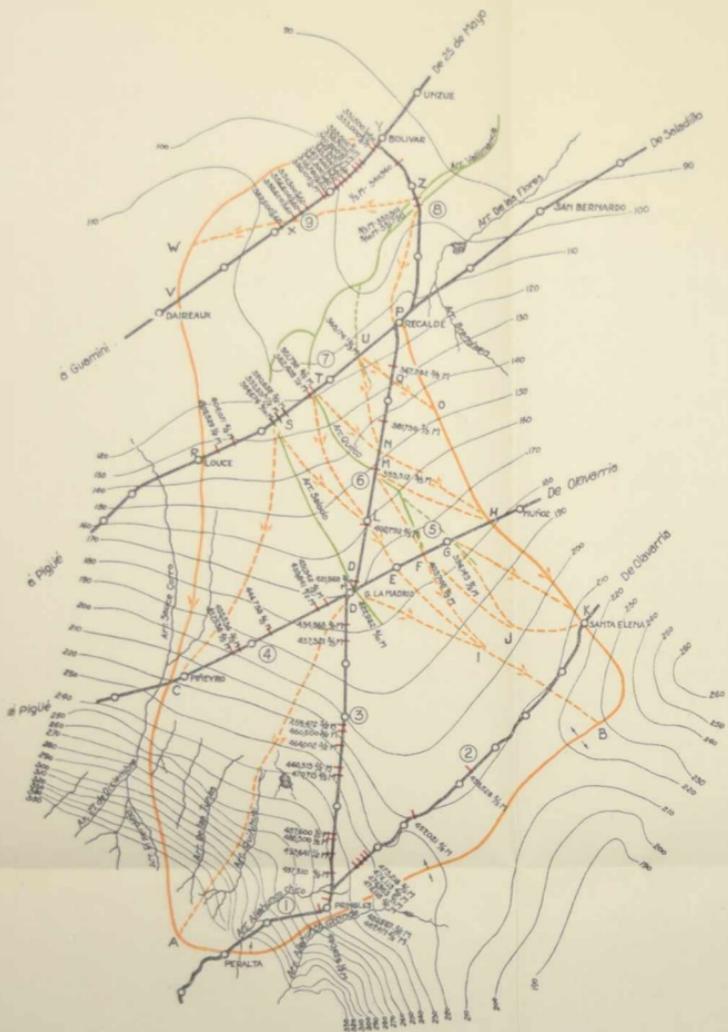
La cantidad así calculada se ha agregado al límite mínimo, ya citado, y la suma aparece en el cuadro en la casilla titulada «El límite superior del caudal máximo observado.»

METROS CÚBICOS POR SEGUNDO

Cuadro B

Sección de la línea	Caudal máximo observ.		Caudal según fórmula A
	Límite inferior	Límite superior	
General Lamadrid-Piñeyro	170	570	534
Múñez-General Lamadrid	876	1.081	952
Recalde-General Lamadrid	1.053	1.053	1.046
Recalde-Louge	1.392	1.392	1.353
Bolívar-Recalde	833	947	992

Los resultados derivados de la fórmula A. son más grandes que los derivados de la fórmula del ingeniero Mercau.



CUENCA DEL VALLIMANCA SEGUN EL F. C. S.

13603 Km.²

Notas:

Las líneas (continuas) amarillas denotan los límites de la zona del Arroyo Vallimanca, ó sea la división entre los aguajes.
 Las líneas (rotas) amarillas indican los límites entre los sistemas de desagüe propuestos, siendo indicada el sentido del drenaje por flechitas negras a cada lado de estos límites.
 Las aberturas adicionales propuestas se indican en roja.
 Las líneas verdes indican los drenajes principales.

Escala: 1: 600.000

Tomando como ejemplo la sección de la línea de Recalde a Louge; el área de la cuenca correspondiente es 11.227 km²., con un promedio de declive de 0,00156.

Así es que en la fórmula del ingeniero Mercou.

$$Q = C \sqrt{A S j}.$$

C — coeficiente = 0,00842 para tierra saturada.

S — Declive = 0,00156.

A — Area = 11.227 Km².

j — Caída máxima por mes = 300 mm.

$$Q = 0,00842 \times \sqrt{0,00156 \times 11.227 \times 300}$$

= 1.120 metros cúbicos por segundo o 233 metros cúbicos por segundo menos del valor dado por la fórmula A.

En la derivación de la fórmula A. se ha tratado de tomar en cuenta la configuración del área, el caudal tiene que variar inversamente con el largo del área.

Al mismo tiempo no se pretende que la fórmula dará resultados exactos, pero se cree que es una fórmula sencilla en su aplicación que debe aproximarse a la verdad, y que dará resultados mayores que los que se encuentran actualmente, sin llegar a cifras absurdas.

10. — Discusión de la fórmula C. para el caudal de agua pasando por un puente.

$$y = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu^2 L^2 h^2} - \frac{1}{l^2 (h + y)^2} \right)$$

Donde: y — Altura en metros de remanso debido a la obstrucción del puente al paso del agua.

μ — Coeficiente de contracción.

L — Luz libre del puente (en metros), luz total.

l — Luz total entre los estribos del puente (en metros).

h — Promedio de la profundidad del agua abajo del puente (en metros).

Q — Caudal que pasa por el puente (en metros cúbicos por segundo).

g — 9,81 la aceleración de la gravedad.

10. — Consideración del valor de «y».

En el diseño de puentes, es muy necesario evitar la socavación del cauce bajo del puente, con el consiguiente peligro para los pilares y estribos.

La primera cosa que se debe estudiar, es, entonces, la velocidad máxima que pueda tener el agua en el fondo de su lecho, bajo del puente para que no de lugar a un escurrimiento peligroso.

En el libro «Relief from floods» por Alvoid and Burdick, página 114 se citan:

«According to Wilson («Irrigation Engineering», H. M. Wilson C. E.), the following may be regarded as safe velocities for irrigation canals: (Según Wilson — Irrigation Engineering, por H. M. Wilson C. E. — Las siguientes velocidades se pueden tolerar con seguridad en los canales de irrigación)».

Light sandy soil: 2,8 to 2,4 feet per second.

Tierra arenosa: 0,7 a 0.73 metros por segundo.

Ordinary soil and firm sandy loam: 3.0 te 3,5 feet por second.

Tierra y arcilla arenosa: 0,92 a 1,07 metros por segundo.

Firm gravel hardpan or rock: 5,0 te 0,7 feet por second.

Cascajo, tosca o piedra: 1,53 a 2, 14 metros por segundo.

«in the larger streams it has been observed that no damage is done to banks or levees under velocities very materially higher than should be considered safe in canals» (en las corrientes mayores se ha observado que no han sido dañados los arroyos bajo velocidades materialmente mucho más altas que las que hubieran sido consideradas seguras en los canales).

La tierra dura de esta Provincia debe tener bastante firmeza para aguantar una velocidad de 1.50 metros por segundo. En el caso que ocurriera un pequeño escurrimiento con esta velocidad, se podría evitarla por medio de una pavimentación del cauce bajo del puente.

Considerese una sección vertical del arroyo donde:

d — La profundidad del arroyo en metros.

V_m — La velocidad media.

V_o — La velocidad superficial en m|s.

V_B — La velocidad en el fondo del arroyo.

V_z — La velocidad a profundidad Z.

La curva de las velocidades A. B., es una parábola que tiene la ecuación:

$$V_z = V_o - B d^2$$

Siendo B. constante solamente para una profundidad fija de d.

$$V_M = \frac{\text{area O A B B}'}{\text{O B}'} = V_o - \frac{1}{3} B d^2$$

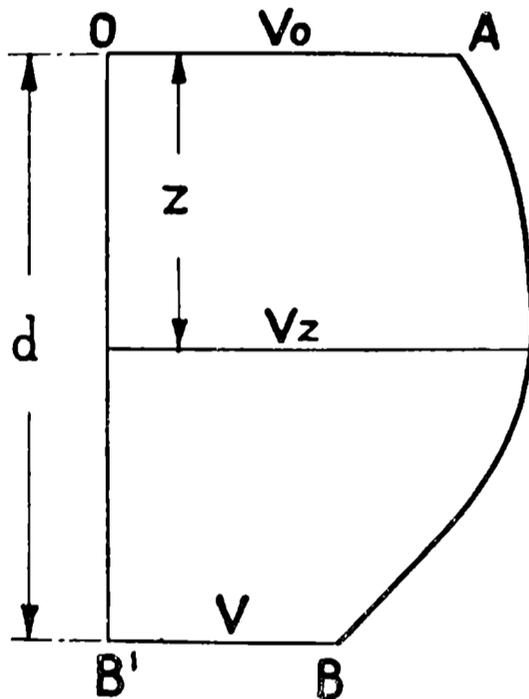


Figura 120

$$V_B = V_o - B d^2$$

$$3 V_M = 2 V_o + V_B$$

$$V_M = V_B + \frac{2}{3} B d^2$$

Ahora varíese la profundidad «d», al mismo tiempo guardando V_B constante o igual a 1.50 metros por segundo.

B es una función de «d».

De la última ecuación se obtiene.

$$V_M = B_B + \varphi(d)$$

$$\begin{aligned} V_M &= \text{constante} + \text{función de d.} \\ &= 1.50 \end{aligned}$$

En el «Pocket Book» de Molesworth se dá esta fórmula:

$$V_M = V_B + k \sqrt{R \cdot S}$$

siendo R. el radio hidráulico, y S. el declive (constante en este caso).

Así:

$$V_M = V_B + c \cdot d^{1/2} \text{ siendo } c, \text{ una constante}$$

$$= 1.50 + c \cdot d^{1/2} \dots \dots \dots (D)$$

De las observaciones hechas en el Río Scioto en los Estados Unidos durante las inundaciones de 1913, se encontró que siendo el lecho del cauce de arena y cascajo, con velocidades medias de 9 pies por segundo o 2.75 metros por segundo, había muy poca socavación. Esta velocidad media entonces, correspondería aproximadamente a una velocidad de 1.50 metros por segundo en el fondo del río.

La profundidad del río era más o menos 7 metros.

Aplicando éstos valores en la fórmula D.

$$2.75 = 1.50 + c \times 2.75$$

$$\text{ó } c = 0,472$$

Así: $V_M = 1.50 + 0,472 \times d^{1/2} (E)$

Calculando los valores de VM para diferentes valores de d. se obtiene el cuadro F., en donde VB es constante o igual a 1.50 m s.

CUADRO F

Valor de d. en metros.	1	2	3	4	5	6	7
VM en M's.	1.972	2.17	2.32	2.44	2.55	2.66	2.75
Valor de «y» correspondiente M.	0.20	0.24	0,275	0,305	0.33	0.36	0,385
VM en km. por hora.	7.1	7.8	8.4	8.8	9.2	9.6	9.9
Vo. en km. por hora.	7.95	9.0	9.9	10.5	11.1	11.7	12.15

Según este cuadro, a la profundidad de un metro la altura de un remanso puede alcanzar a 0.20 m., teniendo una velocidad de 1.50 m|s. en el fondo del río, y con el aumento de la profundidad, la altura permisible del remanso se aumentará, sin cambiar de velocidad en el fondo.

En los trópicos se han observado, en las crecientes de los ríos de profundidad de 20 pies ó 6 metros una velocidad superficial de 12 km. por hora sin escurrimiento del lecho, que consisten de arcilla arenosa y carcajo.

Ahora surge la cuestión: hasta que altura puede alcanzar el remanso sin perjudicar los terrenos colindantes?

En vista de que la duración del caudal máximo generalmente no excede de dos o tres días y ocurre con muy poca frecuencia, tal vez solamente treinta veces en un siglo, no podemos creer que una altura de 0.30 m. será bastante para perjudicar los intereses de los campos.

Se propone, entonces, una altura permisible de 0.20 m. para profundidades de 1.00 m. aumentando hasta 0.30 m. para profundidades de 4.00 metros.

Para profundidades de más de 4.00 m. la altura del remanso quedará fijada en 0.30 m.

10 b. — Consideración del valor de μ .

En el «Taschembuch fur Bauingenieur» por M. Foerster, se muestra el valor de μ — el coeficiente de contracción como dependiente de la forma de los pilares del puente.

Siendo obtusa la nariz del pilar $\mu = 0,9$

Siendo de forma equilateral o semicírculo $\mu = 0.95$

Siendo aguda la nariz y de forma $\mu = 0.97$

Funk hizo numerosas observaciones en el río Weber y se encontró que 0.97 correspondió al valor de μ

Es evidente que el coeficiente de reducción $(1 - \mu)$ depende mucho de la influencia de los estribos y pilares y también depende pero en menor escala, de la luz entre los pilares.

La influencia de los estribos y pilares, siendo éstos prácticamente iguales en forma y ancho, será constante o igual a «A» para luces diferentes.

Así podemos escribir:

$(1 - \mu) L = A + K L$, donde K es una constante y L es la luz entre los pilares.

En una luz de 3.00 metros los estribos tendrán mucha más influencia sobre la reducción que el valor de la luz y un cálculo muy bajo dará el 50 por ciento como el valor de esta influencia.

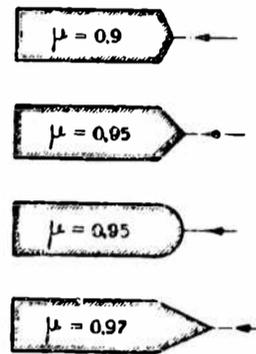


Figura 121

El valor de μ para la luz de 3.00 m. es aproximadamente de 0.9.
 Substituyendo estos valores en

$$(1 - \mu) L = A + K L$$

$$(1 - 0.9) 3.00 = 0.15 + K \times 3.00$$

tendremos

$$\text{ó } K = 0.05$$

$$\text{y } (1 - \mu) L = 0.15 + 0.05 L$$

$$\text{o } \mu = 0.95 - \frac{0.15}{L}$$

Calculado los valores de μ para diferentes luces tenemos el cuadro G.

CUADRO G

Valor de L. metros..	3.00	5.00	7.50	10.00	15.00	20.00	25.00
Valor de μ	0.90	0.92	0.93	0.935	0.94	0.9425	0.944

10 c. — Conclusiones.

En la fórmula:

$$y = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu^2 L^2 h^2} - \frac{1}{1^2 (h + y)^2} \right)$$

que se puede escribir siendo $1 = 1.1 L$ aproximadamente.

$$L^2 = \frac{Q^2}{2gy} \left(\frac{1}{\mu^2 L^2 h^2} - \frac{1}{1.21 (h + y)^2} \right)$$

Donde el valor de y , debe variar según plano N^o 1133^M de 0.20 m. a 0.30 m., en la proporción que la profundidad del arroyo crece de 1.00 m. a 4.00 m. según el cuadro F. y el valor de μ debe variar de 0.9 para luces de 3.00 m. hasta 0.944 para luces de 25 metros según el cuadro G.

En el estudio de la zona del arroyo Vallimanca que sigue, se han tomado los valores:

$$s = 9.81 \qquad y = 0.20 \qquad \mu = 0.9$$

$$L = Q \times \sqrt{\frac{\frac{1}{0.81 \times h^2} - \frac{1}{1.21 \times (h + 0.20)^2}}{3.924}}$$

II. — ESTUDIO DE LA ZONA DEL ARROYO VALLIMANCA SUPERIOR
A LA VIA FERREA DE BOLIVAR A RECALDE

11 a. — La zona del arroyo Vallimanca es solamente una parte de la zona del Río Salado y ésta es una de las zonas principales en que se ha dividido la Provincia de Buenos Aires, según la sección 6 de este estudio.

En el plano N° 27786² se muestra la zona del arroyo Vallimanca y las líneas amarillas denotan las divisiones principales de las aguas que circunscriben la zona.

La información con respecto a estas divisiones no es exacta, pero en caso de duda se las han dibujado para dar el máximo de área a la zona. Las líneas verdes y punteadas denotan depresiones que deben ser prolongaciones o tributarios de los arroyos.

Las siguientes secciones del F. C. S. cruzan por la zona:

1. Pringles a Peralta.
2. Santa Elena a Pringles.
3. Gral. La Madrid a Pringles.
4. Gral. La Madrid a Piñeyro.
5. Muñoz a Gral. Lamadrid.
6. Recalde a Gral La Madrid.
7. Recalde a Louge.
8. Bolivar a Recalde.
9. Bolivar a Daireaux.

En el perfil de cada sección de la línea se han buscado los puntos más apropiados para la concentración de las aguas y se ha tratado de dividir el área entre una sección de la línea y la que se encuentra inmediatamente superior, en tal manera que todas las aguas posibles que pasen por la sección superior tendrán que pasar por los puntos escogidos en la la sección inferior para la concentración de las aguas, quedando así solamente un área local o secundaria que correspondería a los puentes y alcantarillas que se encuentran ubicadas entre los puntos escogidos en la sección inferior.

11 b. — Para una aplicación más concreta, se considerará la línea 7 que se encuentra ubicada entre Recalde y Louge.

Los puentes y alcantarillas de la línea 7 tienen que dar paso a las aguas que cruzan por las líneas 6 y 4 y también

a las aguas que se deslizan sobre el área comprendida entre las líneas 7, 6 y 4.

En el perfil condensado de la línea 7 (Véase plano 27786²A) se verá que de Recalde a Km. 370 el terreno es casi horizontal y el punto más bajo ocurre a U. en Km 368.174. De aquí el terreno va subiendo hasta Louge y los únicos puntos que se encuentran adecuados para desagües principales son T. y S. donde cruzan los arroyos Quilco y Salado.

Arrancando de estos puntos U. T. S. se han dibujado las líneas UQ, UN, TN, TL SL, casi normales a las curvas de nivelación, para encontrar la línea 6 en Q, N, N, L respectivamente, y también S C, casi normal a las curvas de nivelación para encontrar la línea 4 en C.

Se designan «áreas principales» las áreas C S L D C., T L N T y U N Q U. Todas las aguas que entran en estas áreas tienen que encontrarse en U.T. y S. de donde cruzan la línea 7 por los desagües principales.

Se designan «áreas secundarias» las áreas CRS, SLT, TNU, y U Q P y son arregladas en lo posible de tal manera que no reciben las aguas de ninguna otra área.

Las divisiones entre las áreas se muestran en el plano 27786² con líneas amarillas punteadas.

Para el mejor comprendimiento de la manera en que trabaja el sistema se puede imaginar que todas las líneas amarillas continuadas y amarillas punteadas son terraplenes que no permiten el paso de las aguas y que guían las aguas a los desagües principales.

Las flechitas negras que se encuentran a cada lado de las líneas amarillas, indican la dirección en que deben dirigir los dueños de los campos las zanjas y canales que construyan en sus terrenos.

Se muestran en rojo las aberturas adicionales que se creen necesarias según los cálculos que siguen, para que las aguas de las áreas principales y secundarias puedan cruzar a través de las líneas del F. C.

No ha sido posible aplicar el mismo sistema a todas las líneas del F. C. debido a las incertidumbres en la locación precisa de las divisiones principales de las aguas, las áreas que corresponden a las líneas que corren paralelas y a poca distancia de las divisiones pueden variar mucho en su tamaño.

Tales líneas son números 1, 2 y 9 y se han tomado como base las observaciones hechas de las inundaciones de julio de 1919, en esas líneas, colocando aberturas adicionales donde sean adecuadas para aliviar las inundaciones actualmente observadas.

También por falta de desagües pronunciados en la línea 3, se han tomado como base los caudales de julio de 1919 y se han colocado las aberturas adicionales en los puntos más apropiados para aliviar las inundaciones.

11 c. — Cálculos para las líneas 4, 5, 6, 7, 8, siendo la línea 7 tratada en detalle para mostrar la manera en que se han escogido los puntos para aumentar la capacidad del drenaje secundario.

Línea 3 de General La Madrid a Pringles. (Categoría B).

El área de desagüe secundario que corresponde se comprende entre las líneas 3 y DA.

$$\begin{array}{r} \text{Area } 98 \times 15 = 1.470 \\ 36 \times 15 = \quad 54 \\ \hline 1.524 \text{ Km}^2. \end{array}$$

$$\text{Declive } S = 0,00214$$

$$\sqrt{S} = 0.462$$

$$\text{Largo } L = 61 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal } 0.36 \times \frac{1.524.000.000}{61.000} \times 0.0462 = 416 \text{ m}^3 \text{ s}$$

Este caudal se divide según los caudales observados en las inundaciones de julio de 1919 (Véase cuadro para la línea 3 en el plano 27786²) y donde la capacidad de las aberturas existentes es inferior al caudal se agregan las aberturas adicionales, colocándolas en las posiciones mejores para aliviar las inundaciones, como se indican en rojo en el plano ya citado.

Línea 4. General La Madrid a Piñeyro. (Categoría B).

Área CAD corresponde a esta línea, siendo una área de desagüe secundaria.

$$\text{Largo } L = 60 \text{ Km.}$$

$$\begin{array}{r} \text{Área CAD, superficie } 98 \times 15 = 1.470 \\ 65 \times 3 = 195 \\ 38 \times 1.25 = 48 \\ \hline \text{Superficie A} = 1.713 \text{ Km}^2 \end{array}$$

Declive medio $S=0,0027$

$$\sqrt{S} = 0,052$$

$$\begin{aligned} \text{Caudal } Q &= 0,36 \times \frac{A}{L} \times \sqrt{S} \\ &= 0,36 \times \frac{1.713\ 000.000}{60.000} \times 0,052 = 534 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

Este caudal se ha dividido según los caudales observados en las inundaciones de julio de 1919, así:

General Lamadrid a La Colina.....	376 m ³ /s.
La Colina a Piñeyro	158 »
Línea 4:	
General Lamadrid a La Colina, caudal calculado	= 376 »
Capacidad de las aberturas existentes....	= 231 »
Caudal que deben tomar las aberturas adi- cionales	= 145 »

Aberturas adicionales que darán una capacidad de 145 m³/s. son:

2 luces de 5.00 metros en km.....	431.342.—
4 luces de 5.00 metros en km.....	433.841.—
5 luces de 5.00 metros en km.....	446.738.—

La Colina a Piñeyro:

Caudal calculado	= 158 m ³ /s.
Capacidad de las aberturas existentes....	= 100 »
Caudal que deben tomar las aberturas adi- cionales	= 58 »

Para conseguir esta capacidad de 58 m³/s. colóquese:

3 luces de 5.00 metros en km.....	455.536.—
2 luces de 5.00 metros en km.....	457.538.—

Línea 5 de Muñoz a Gral. Lamadrid (Categoría B.):

Los puentes de desagüe principales son:

F = 403.746 »	(Arroyo Quilco).
G = 396.149 Km.	
D = 422.922 »	(Arroyo Salado).

H. — F. —

El área correspondiente es F. J. K. H.

$$F \ J \ K \ H = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \times 23 \times 22 \\ \frac{1}{2} \times 8 \times 36 \end{array} \right\} = 525 \text{ Km}^2.$$

Declive S = 0.0009.

$$\sqrt{S} = 0,03$$

Largo L = 25 kilómetros.

$$\text{Caudal} = 0,36 \times \frac{525.000.000}{25.000} \times 0,03 = 227 \text{ m}^3 \text{ s}$$

Este se divide:

H.—G.—60 m³|s. de desagüe secundario correspondiente al área H. G. K. Las aberturas existentes son capaces de éste caudal.

G.—107 m³|s. de desagüe principal, correspondiente al área G. K. J. para éste falta un largo total de puente de 45 m. Existen 10 m., así que tenemos que agregar 7 luces de 5.00 m. en G. — Km. 396.149.—

$$\begin{aligned} \mu &= 0,92 \\ y &= 0,20 \end{aligned}$$

G.—F.—60 m³|s. de desagüe secundario correspondiente al área G. J. F. Las aberturas existentes son capaces de éste caudal.

Línea 5:

F.—Punto de desagüe principal (Arroyo Quilco).

El área que corresponde a este punto es F J K B I F.

	230.—	
½ x 14 x 42	294.—	

		524 Km ² .

Declive S = 0.0011.—

$$\sqrt{S} = 0,033$$

Largo L. = 60 Km.

$$\text{Caudal} = 0,36 \times \frac{524.000.000}{60.000} \times 0,033 = 104 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Para éste caudal falta un largo total de puente de 45 m. Existen 10 m. y así tenemos que agregar 7 luces de 5.00 m. en

F. Km. 403.746. $\begin{aligned} \mu &= 0,92 \\ y &= 0,20 \end{aligned}$

F.—D.—El área de desagüe secundario que corresponde es:

$$FID = \frac{1}{2} \times 23 \times 22 = 253 \text{ km}^2.$$

Declive:

$$S = 0,00056$$

$$\sqrt{S} = 0,0237$$

Largo: $L = 45$ kilómetros.

$$\text{Caudal} = 0,36 \times \frac{253.000.000}{45.000} \times 0,0237 = 48 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Las aberturas existentes son capaces de este caudal D. punto de desagüe principal (Arroyo Salado). Kilómetro 422.922.

El área que corresponde a este punto es DABD.

$$DABD \quad 98 \times 15 = 1.470$$

$$36 \times 1,5 = 54$$

$$75,3 \times 12 = 904$$

$$\frac{1}{2} \times 74 \times 53 = 1.960$$

$$4.388 \text{ Km}^2.$$

$$\text{Declive } S = 0,00137$$

$$\sqrt{S} = 0,037$$

Largo $L = 102$ kilómetros.

$$\text{Caudal} = 0,36 \times \frac{4.388.000.000}{102.000} \times 0,037 = 573 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Para este caudal falta un largo total de puente de 60 metros que se encuentran en construcción ahora. $\mu = 0,935$
 $\gamma = 0,265$

Línea 6. Recalde a General La Madrid. (Categoría B)

Los puntos de desagüe principales son:

M. Kilómetro 393.312 Arroyo Quilco.

D. » 421.568 Arroyo Salado.

P. M. El área de desagüe secundario que corresponde es P. H. M.

$$\frac{1}{2} \times 30 \times 39 = 585 \text{ Km}^2.$$

$$\text{Declive } S = 0,0011$$

$$\sqrt{S} = 0,033$$

Largo: L = 37 Km.

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{585.000.000}{37.000} \times 0.033 = 188 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Capacidad de las aberturas existentes = 99 m³/s.

Caudal que deben tener las aberturas adicionales = 89 m³/s.
que se consigue por medio de:

3 Luces de 3.00 m. en Km. 367.232

7 Luces de 3.00 m. en Km. 381.730

M. punto de desagüe principal Arroyo Quilco.

El área que corresponde a este punto es M, F, I, B, K, H, M

Areas M, F, I, B, K, H, M

$$\frac{1}{2} \times 20 \times 23 = 230$$

$$F J K H = 525$$

$$F, I, B, K, J = 524$$

$$1.279 \text{ Km}^2.$$

$$\text{Declive } S = 0.001$$

$$\sqrt{S} = 0.0316$$

Largo L = 78 Km.

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{1279.000.000}{78.000} \times 0.0316 = 187 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Para este caudal falta un largo total de puente de 40 m.
Existen 25 m. y así tenemos que agregar

$$3 \text{ Luces de } 5.00 \text{ en Km. } 393.312 \left(\begin{array}{l} \mu = 0.92 \\ \nu = 0.22 \end{array} \right)$$

M. D'. El área de desagüe secundaria que corresponde es
D' I F M D'

$$\frac{1}{2} \times 17 \times 23 = 196$$

$$D, I, F = 253$$

$$449 \text{ Km}^2$$

$$\text{Declive } S = 0.00083$$

$$\sqrt{S} = 0.029$$

Largo: L = 48 Km.

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{449.000.000}{48.000} \times 0.029 = 98 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Capacidad de las aberturas existentes = 79 m³|s.

Caudal que deben tomar las aberturas adicionales = 19m³|s.
que se consigue por medio de:

2 Luces de 3.00 m. en Km. 406.792

D Punto de desagüe principal. (Arroyo Salado). Km. 421.569.

El caudal es igual que aquel de 573 m³|s. para el punto D en línea 5; y ahora se encuentra bajo construcción un puente de 60 metros de largo, que dará una capacidad de 693 m³|s.

$$\begin{pmatrix} \mu = 0.935 \\ y = 0.20 \end{pmatrix}$$

Línea 7. Recalde a Louge. (Categoría B)

Los puntos de desagüe principal son:

U. Km. 368.174

T. » 381.798 (Arroyo Quilco)

S. » 394.674 (Arroyo Salado).

En el plano 27786² A. se muestra el perfil del terreno a lo largo del FF. CC. a escala reducida. En este perfil se encuentran todas las depresiones que miden más de 0.50 m. de profundidad.

Estudiando el perfil se verá que de Km. 355 a Km. 370 el terreno consiste en largas ondulaciones de poca altura y en su sentido general tiene una caída a U. El punto más bajo se encuentra en U. Km. 368174. De aquí va subiendo el terreno hasta R. siendo cruzado por los arroyos Quilco y Salado en T. y S. Así es que se han escogido U. T. S. para los puntos del drenaje principal.

P-T

El área que corresponde a PT es P, O, H, N, T

$$\text{Area P, O, H, N, T} = \frac{1}{2} \times 32 \times 18 = 288$$

$$\frac{5}{6} \times \text{área P, H, M} = \frac{5}{6} \times 585 = 488$$

776 Km².

$$S = 0.00125 \quad \sqrt{S} = 0.0354 \quad \text{Largo L} = 52 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{776.000.000}{52.000} \times 0.0354 = 190 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Este caudal se divide en

P, U

40 m³/s. de desagüe secundario, correspondiente al área P, O. U.

Las aberturas existentes son capaces de este caudal.

U. 110 m³/s. de desagüe principal correspondiente al área U, O, H, N. U

$$= 450 \text{ Km}^2. \quad S = 0.00125 \quad \sqrt[3]{S} = 0.0354 \quad \text{Largo } L = 52 \text{ Kmt.}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{450.000.000}{52.000} \times 0.0354 = 110 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Aquí el agua puede adquirir una hondura de 1.12 m. aguas abajo del puente.

El largo total del puente que precisa este caudal de 110 m³/s. es dado por ($y = 0.20 \quad \mu = 09$)

$$L = 110 \times \sqrt{\frac{\frac{1}{0.81 \times 1.12^2} + \frac{1}{1.21 \times 1.32^2}}{3.924}} = 40 \text{ metros}$$

El largo del puente existente es de = 4 »

El largo adicional necesario = 36 Metros

Así tenemos que agregar 12 luces de 3.00 m. Km. 368.174.

UT—40 m³/s. de desagüe secundario, correspondiente al área U, N, T.

Las aberturas existentes son capaces de este caudal.

T. Punto de desagüe principal (Arroyo Quilco).

El area que corresponde a este punto es T, N, H, K, B, I, E, L, T.

$$\text{Area M, F, I, B, K, H, M (Línea 6)} = 1.279$$

$$1/2 \times \text{área D, I, F, N, D} = 1/2 \times 449 = 224$$

$$\text{T, N, L} = 1/2 \times 23 \times 18 = 207$$

$$1/6 \times \text{área P, H, M} = 1/6 \times 585 = 97$$

$$1.807 \text{ Km}^2.$$

$$S = 0.00109 \quad \sqrt[3]{S} = 0.033 \quad \text{Largo } L = 110 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{1.807.000.000}{110.000} \times 0.033 = 195 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Aquí el agua puede adquirir una hondura de 1.62 m. aguas abajo del puente.

El largo total del puente que requiere este caudal de 195 m³/s. es dado por: $\left(\begin{matrix} \mu = 0.92 \\ y = 0.20 \end{matrix} \right)$

$$L = 195 \times \sqrt{\frac{\frac{1}{0.92^2 \times 1.62^2} + \frac{1}{1.21 \times 1.82^2}}{3.924}} = 45 \text{ metros}$$

El largo del puente existente = 30 »

El largo adicional necesario = 15 metros

Así tenemos que agregar 3 luces de 5.00 m. en T. (Km. 381.798).

T-S

El área de desagüe secundario que corresponde es T, L, S.

$$i/2 \times 12 \times 32 = 192 \text{ Km}^2$$

$$S = 0.00106 \quad \sqrt{S} = 0.0326 \quad \text{Largo L} = 33 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{192.000.000}{33.000} \times 0.0326 = 68 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Capacidad de las aberturas existentes 43 »

Caudal que deben tener las aberturas adicc. 25 »

Las aberturas adicionales se han colocado según los lugares que ocurrieron inundaciones máximas en julio de 1919 y se encuentra que las siguientes aberturas adicionales darán la capacidad extra de 25 m³/s.

1 Luz de 2.00 m. en Km. 382.428.

Hondura aguas abajo=1.07. Capacidad=12.42 m³/s.

3 Luces de 2.00 m. en Km. 390.665.

Hondura aguas abajo=1.48 m. Capacidad 6.46 m³/s. To-

1 Luz de 2.000 m. en Km. 393.331.

Honduras aguas abajo=1.48 m. Capacidad 6.46 m³/s. Total 25.34 m³/s.

S.—Punto de desagüe principal (Arroyo Salado).

El área que corresponde a este punto es:

S, L, E, I, B, A, C, S

Area S. L. D. C.	$\left\{ \begin{array}{l} 1/2 \times 60 \times 30 \\ 1/2 \times 45 \times 8 \end{array} \right.$	1.080
Area L. I. D. = 1/2 área	M. I. D'. = 1/2 x 449	225
Area D. A. C.		1.713
Area D. I. B. A. D.		4.388
		7.406 Km ² .

$$S = 0.00164 \quad \sqrt{S} = 0.0405 \quad \text{Largo } L = 142 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{7.406.000.000}{142.000} \times 0.0405 = 760 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Aquí el agua puede adquirir una hondura de 2.82 m. aguas abajo del puente.

El largo total del puente que precisa este caudal de 760 m³/s.

es dado por $\left(\begin{array}{l} \mu = 0.93 \\ y = 0.20 \end{array} \right)$

$$L = 760 \times \sqrt{\frac{\frac{1}{0.93^2 \times 2.82^2} + \frac{1}{1.21 \times 3.02^2}}{3.924}} = 90.0 \text{ metros}$$

El largo de los puentes existentes igual a	300
El largo adicional necesario.	60.0 metros

Así tenemos que agregar 6 luces de 10 m. en S. (Km. 394.674).

S.-R

El área de desagüe secundario que corresponde es R, S, C más la mitad del área que corresponde al Arroyo Sauce Corto.

R, S, C = 1/2 x 71 x 15 =	533
1/2 área Arroyo Sauce = 1/2 x 1/2 x 31 x 66 =	513
	1.046 Km ² .

$$S = 0.00214 \quad \sqrt{S} = 0.04 \quad \text{Largo } L = 125 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{1.046.000.0}{125.000} \times 0.0463 = 140 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Capacidad de las aperturas existentes. = 129 »

Caudal que deben tomar las aperturas adicionales = 11 »

Las aberturas adicionales se han colocado según los lugares donde ocurrieron inundaciones máximas en julio de 1919 y se encuentra que las siguientes aberturas darán la capacidad extra de 11 m³|s.

2 Luces de 2.00 m. en Km. 404.071
 Hondura aguas abajo=0.97 m. Capacidad= 7.20 m³|s.
 1 Luz de 2.00 m. en Km. 409.529
 Hondura aguas abajo=1.24 m. Capacidad= 5.10 »
 Total 12.30 m³|s.

Línea S. Bolívar a Recalde (Categoría A).

Z es el lugar de desagüe principal; por este lugar pasan los Arroyos Salado y Vallimanca en los Km. 350, 301 y Km. 351.790 respectivamente.

Y.-Z

El área de desagüe secundario que corresponde es:

$$\begin{aligned} Y, W, X, Z & \frac{1}{2} \times 54 \times 12 = 324 \\ & \frac{1}{2} \times 18 \times 36 = 234 \\ & \hline & 558 \text{ Km}^2. \end{aligned}$$

$$S = 0.000425 \quad \sqrt{S} = 0.0206 \quad \text{Largo } L = 45 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{558.000.000}{45.000} \times 0.0206 = 92 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Capacidad de las aberturas existentes 87.5 m³|s.

Caudal que deben tomar las aberturas adicionales 4.5 m³|s.

Hay que colocar una luz de 5 m. en Km. 340.960.

Z Lugar del desagüe principal.

El área que corresponde a Z es Z, W, V, R, C, A, B, K, H, P, Z menos una porción en definitiva que corresponde a Z, P.

Areas que corresponden a la línea 7 son	776
	1.807
	192
	7.406
	1.046
	11.227
Area Z, X, V, R, P, Z=62 x 36=	2.232
Area X, V, W=1/2 x 36x 8=	144
	<hr style="width: 100px; margin-left: auto; margin-right: 0;"/> 13.603 Km ²

$$S = 0.00102 \quad \sqrt{S} = 0.032 \quad \text{Largo } L = 174 \text{ Kilómetros}$$

$$\text{Caudal} = 0.36 \times \frac{13.603.000.000}{174.000} \times 0.032 = 900 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este caudal incluye el de desagüe secundario que debe pasar por entre Z y P.

Como la sección Z, P de la línea 8 se encuentra casi normal a las curvas de nivel, no se puede precisar el área que debe corresponder a Z, P.

Tomando como base las inundaciones de julio de 1919 se encuentra que un caudal total de unos 65 m³/s. cruzó por Z, P. Con el sistema de drenaje propuesto no habrá un gran error en suponer que el 50 por ciento del caudal de 65 m³/s. puede desaguar por Z, quedando más o menos un caudal de 33 m³/s. que tendrá que pasar entre Z y P. Así el caudal que tendrá que pasar por Z será:

$$900 - 33 = 867 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Los largos totales de los puentes que precisan este caudal son 90m. y 55 m. en los Arroyos Vallimanca y Salado, respectivamente, donde existen ahora 40 m. y 30 m. $\left(\begin{array}{l} u = 0.92 \\ y = 0.15 \end{array} \right)$

Así tenemos que agregar:

5 Luces de 10 m. en Km. 351.790 (Arroyo Vallimanca) y
5 Luces de 5.000 m. en Km. 350.301 (Arroyo Salado).

Z, P

Ya se ha visto que el área de desagüe secundaria correspondiente a Z, P es de forma indefinida y que el caudal puede llegar a 33 m³/s. Las aberturas existentes son capaces de este caudal.

Se ha mostrado en el plano 27786² una línea amarilla punteada entre Z y P para indicar más o menos el límite del área correspondiente a Z, P.

11 d. En el plano 27786², se encuentra un resumen de los cálculos hechos en la sección anterior de este estudio.

11 c. Para cada una de las líneas 3, 4, 5, 6, 7 y 8.

CRITICA DEL METODO DEL F. C. S. PARA EL CALCULO DE LOS CAU-
DALES DE LA CUENCA DEL VALLIMANCA

El F. C. S. usa para el cálculo de los caudales en la cuenca superior del Vallimanca una de tantas modificaciones del método primeramente expuesto por Chamier, (pág. 314) de quien deriva su nombre. Este método se funda en determinar por la observación, el tiempo que tarda el agua en llegar hasta un cierto punto de una cuenca donde se determina su caudal, desde la región más apartada de la misma. Este dato nos dá la velocidad media si se conoce la distancia.

Se precisa además averiguar la máxima lluvia que es capaz de precipitarse en esa cuenca durante ese tiempo, y luego conociendo el escurrimiento o sea el coeficiente por el cual hay que multiplicar la cantidad caída para tener la escurrida, podremos, conociendo estos datos, determinar su caudal máximo.

El F. C. S. parte del dato de que una lluvia de tres días de duración tenga una precipitación media diaria de 0,041 m. como máxima y que el escurrimiento sea de 0,5 de modo que en tres días la lámina acumulada que se escurre, tendrá una profundidad designada por R.:

$$R = 0,041 \times 3 \times 0,5 = 0,0615 \text{ m.}$$

Supone igualmente que se necesita tres días para escurrirse y así efectúa el cálculo del desagüe en el punto Z (fig. 118), cuya distancia es de 174 Km. según el F. C. S.

Designa luego:

S = Pendiente de la sección.

A = Area de la cuenca hasta el punto considerado.

R = Profundidad de la napa de agua que se escurre.

L = Longitud de la cuenca.

V = Velocidad del líquido.

En esta fórmula $\frac{A}{L} = \frac{\text{area de la cuenca}}{\text{longitud de la misma}}$

representa el ancho medio de la cuenca. Si P representa el por ciento de escurrimiento y F la precipitación de la lluvia en cuestión:

$R = P \cdot F$, representa la fracción de la altura del agua caída que se escurre. Si conservase el espesor que tenía al caer y no se agolpase en el seno de las vaguadas (es absurdo como lo admite el F. C. S.) representaría el radio medio o altura.

Admitido esto:

$\frac{A}{L}$. $F \cdot P$ representa la sección de escurrimiento y si la multiplicamos por su velocidad, tendremos su caudal, el que estará dado por la expresión $Q = \frac{A}{L} \cdot P \cdot F \cdot V$

Si suponemos $P \cdot F$ igual al radio medio, lo que es inadmisibile, tendremos:

$$Q = \frac{A}{L} R \cdot V.$$

y si usamos la fórmula de Manning para la velocidad

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

tendremos para el caudal la fórmula que usa el F. C. S.

$$Q = \frac{A}{L} \frac{1}{n} R \cdot R^{2/3} S^{1/2}$$

fórmula evidentemente errónea como se dijo, puesto que el radio medio de la sección de escurrimiento, no es igual a la altura caída, multiplicada por el coeficiente de escurrimiento.

Luego, toma lluvias que precipiten en el intervalo de tiempo que el agua tarda en recorrer la cuenca, es decir el método de Chamier.

LA FORMULA DEL F. C. S. ES ERRÓNEA

La fórmula es errónea por las siguientes razones:

a) Porque la base fundamental de la misma que el agua conserve el espesor de la lámina precipitada, es como se dijo su error fundamental.

b) Porque este error se constata con toda facilidad en sus aplicaciones, por ejemplo en la cuenca del Vallimanca, en la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919, en que dá para

el caudal vertido por esa cuenca, tomando la precipitación de 130.3 mm., la citada fórmula que se convierte como veremos después en:

$$Q = 0.395 \frac{A}{L} S^{1/2}$$

y dá para este caso: $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$. (Pág. 308). La cuenca del Vallimanca vertió en esa ocasión $1700 \text{ m}^3/\text{s}$. aproximadamente cuando menos, cerca de su desembocadura y sólo por el Saladillo en Del Carril $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. (Pág. 177). La diferencia $1250 \text{ m}^3/\text{s}$. es enorme.

c) Porque en dicha fórmula entra el cociente $\frac{A}{L}$ que es el ancho medio, de modo que el caudal de una cuenca de ancho uniforme sería el mismo, así la cuenca tuviese 1 Km. como 1000 Km. de largo, lo que es contrario a los hechos.

d) Porque no es posible dado el método de aplicación de esa fórmula (pág. 278) que:

para el tramo Muñoz-Piñeyro de	1.486 m^3/s .
» » » Recalde-Louge de	1.353 »
» » » Bolivar-Recalde de	992 »

es decir que el caudal en lugar de aumentar con el agregado de nuevas áreas disminuye y luego aumenta cerca de Las Flores Grandes a $1700 \text{ (pág. 325) m}^3 \text{ s.}$ disminuyendo la lluvia y la pendiente.

d) Que el error básico ha sido el no informarse que las aguas fueron detenidas y represadas por las vías férreas de la cuenca superior del Vallimanca y que luego cedieron los terraplenes tomando estas su curso normal.

El haber arreglado los coeficientes de la fórmula para hacerles coincidir con los caudales observados, ha viciado de falsedad a la misma.

El mismo autor parece apercibirse de que su fórmula no concuerda con los hechos.

Efectivamente se encuentra en sus archivos que con su fórmula aplicada a la Cañada de Las Garzas, (pág. 311) cuya cuenca mide 1.075 Km^2 . obtiene un caudal máximo de $163 \text{ m}^3/\text{s}$. cuando fué observado el 23 de diciembre de 1911 un caudal de $1.162 \text{ m}^3/\text{s}$. en su cruce con la línea empalme de Lobos a 25 de Mayo. (Pág. 377).

Ensayada dicha fórmula en la cuenca del San Borombón (río cuya característica es sus avenidas torrenciales a pesar de no bajar de ninguna sierra) en el cruce con la línea San Vicente-Altamirano, da igualmente para la cuenca aguas arriba de dicha línea que mide 1.072 Km². un caudal de 184 m³/s. (Pág. 313).

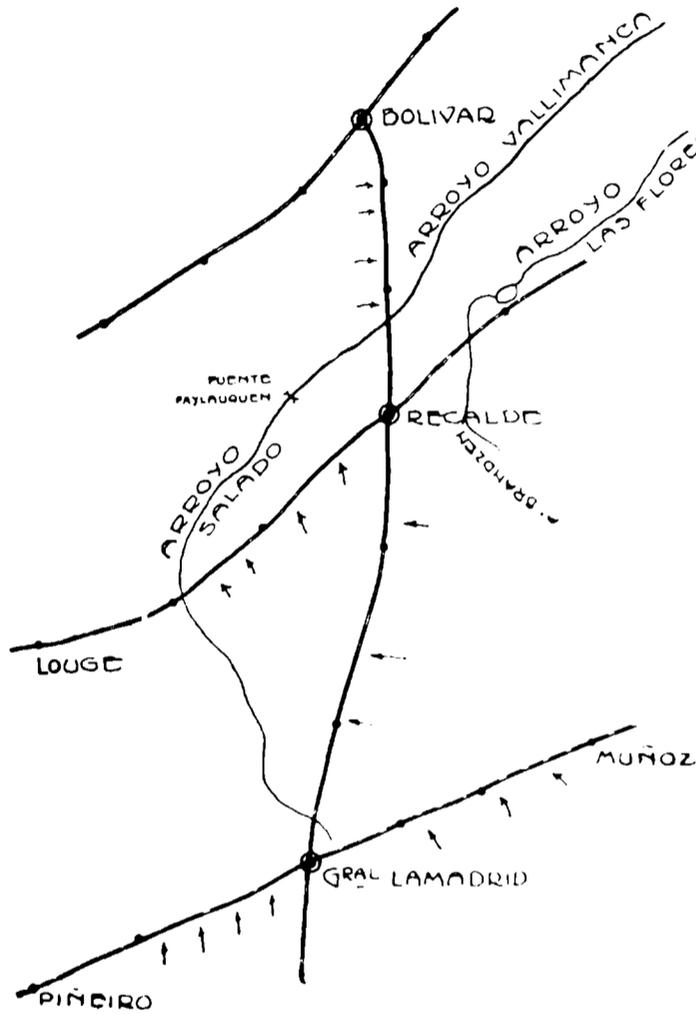


Figura 122

Sección de la línea	Caudal observado	Caudal calculado con la fórmula del F.C.S.
Muñoz-Piñeiro.....	1.651 m ³ /s.	1.486 m ³ /s.
Recalde-Longe.....	1.392 »	1.353 »
Bolívar-Recalde.....	947 »	992 »

Se ve como disminuye el caudal a causa de los represamientos ocasionados por las vías, haciendo éstas con las aberturas el papel de embalses reguladores.

y las luces de los puentes en dicho cruce son suficientes para un caudal de 1.008 m³/s. con el remanso habitual de 20 cm. y es conocida la poca largueza de los FF. CC. para calcular su obras de arte.

Después de estas verificaciones llega el ingeniero de la citada Empresa a la conclusión «que o las pendientes de las cuencas no son las reales o las observaciones de caudales son incorrectas».

Faltaba la otra parte del dilema; permítaseme decir que no siendo ni las pendientes ni las observaciones de caudal incorrectas, ni tampoco el área de las cuencas, es la fórmula la que es errónea, por las razones indicadas.

VERIFICACION DE LAS OBSERVACIONES SOBRE LA FORMULA DEL F. C. S. EL ESCURRIMIENTO 0.50 ADOPTADO POR EL F. C. S. ES BAJO

El caudal estaría dado por la fórmula:

$$Q = \frac{R \cdot A \cdot V}{L} = \frac{1}{n} \frac{A}{L} R^{5/3} S^{1/2}$$

usando para el valor de V el de la fórmula de Manning y para n el valor de 0,0266 que dá la misma, se llega a la fórmula final.

$$Q = 0.36 \frac{A}{L} S^{1/2}$$

Creo que esta fórmula habrá sido obtenida en la forma siguiente:

Se conoce el valor de la velocidad del agua por simple cociente de la longitud de la cuenca por el tiempo empleado en recorrerla y se conoce también el caudal por observación directa de modo que en la fórmula:

$$Q = \frac{R \cdot A \cdot V}{L} \text{ podemos deducir el valor de}$$

$$R = \frac{Q}{A} \frac{L}{V}$$

y si la precipitación en los tres días la llamamos H el escurrimiento será el cociente

$$\frac{R}{H} < 0,5 \text{ según el F. C. S.}$$

Igualmente con la pendiente de la cuenca y con este radio medio o profundidad R se habrá tratado de ver si armoniza con la fórmula de Manning en cuanto a concordancia de velocidades y después de algunos tanteos y correcciones se habrá llegado a la fórmula final citada.

Salta desde luego a la vista que el coeficiente de escurrimiento de 0.50 es bajo. Efectivamente no es un secreto que durante las inundaciones, corre frecuentemente más agua por las cañadas paralelas a los arroyos que por los cursos de éstos y la comprobación de esto, es muy simple por el mismo estudio del F. C. S.

En la línea Muñoz-Recalde y Recalde Louge, por ejemplo, calcula la citada empresa los aportes de las diversas cuencas para proporcionar sus obras de arte.

SECCIÓN MUÑOZ - PIÑEYRO

Tramos de la vía	Cuencas	superficie de las cuencas en km ² .	Calculado m ³ /s.	
C. D.	C. A. D.	1.713	534	{ La Madrid a 376
				{ la Colina. 158
H. F.	F. J. K. H.	525	227	{ La Colina a 158
				{ Piñeyro. 60
				{ H. G. 107
				{ G. F. 60
F.	F. I. B. K. J.	524	104	
F. D.	F. I. D.	253	48	
D.	D. A. B. D.	4.388	573	
		—————	—————	
		7.403Km ² 1.486 m ³ /s.		

Tenemos pues para esta sección lo escurrido por los arroyos o sea por los puntos G. F. y D es el siguiente:

Por G.	107 m ³ /s.
» F.	104 »
» D.	573 »
—————	
Total	784 m ³ /s.

y como el caudal total es 1.486 m³/s. lo que llevan los arroyos es $\frac{784}{1486} = 52.7$ por ciento o sea que por cañadas paralelas a los arroyos corre un 47.3 por ciento del caudal de la cuenca.

SECCIÓN RECALDE - LOUGE

Tramos de la vía	Cuencas Km ² .	Superficie de las cuencas Km ² .	Caudal calculado m ³ /s
P. T.	P. O. H. N. T.	776	190 } P.O. - P.O.O. 40 U - U.O.H.N.U. 110
U. T.	U. T. N.	40	
T.	T. N. H. K. B. I. E. L. T .	1.807	195
T. S.	T. L. S.	192	68
S.	S. L. I. B. A. C. S.	7.406	760
R. S.	R. S. C.	1.046	140

			1.353

El caudal escurrido por los arroyos sería según los cálculos:

Por el punto T.	195 m ³ /s.
» » » S.	760 »
» » » U.	110 »

		1.065 m ³ .s.

Lo escurrido por cañadas sería el total menos lo escurrido por los arroyos o sea:

$$1.353 - 1.065 = 288$$

o sea con relación al total:

$$\frac{288}{135.3} = 21.2\%$$

Observación: El represamiento ocasionado por las líneas férrreas (pág. 363) desfiguró completamente las proporciones en que debían escurrirse las aguas por los cauces principales y por las cañadas paralelas y lo único que nos resta como conclusión es que enormes volúmenes fueron retenidos y desviados a otras cuencas.

Si tomamos la media de estos valores 47.3 por ciento y 20 por ciento tendremos como una aproximación, que fuera de los arroyos por cañadas paralelas, se escurre un 34 por ciento del caudal total que derrama una cuenca a esta distancia de las sierras en media de 100 Km.

De los aforos practicados por la Dirección de Desagües en la provincia, cuyos datos utiliza el Ingeniero Duclout, en sus diagramas se deducen los siguientes escurrimientos. (Pág. 387).

Arroyos	Distancia desde su nacimiento al lugar de observación	Escurrimiento
Azul	118 Km.	0.60
Los Huesos	93 »	0.20
Chapaleofú	65 »	0.25
Langueyú	60.2 »	0.50
Tandileofú y Chelforo		0.50
Las Chilcas y Napaleofú		0.50
Tapalqué		0.20

De este escurrimiento hay que desechar evidentemente Los Huesos, Chapaleofú y Tapalqué por tener escurrimiento de 0.20 y 0.25 inadmisibles en un periodo de saturación de las tierras como el de 1900 con continuadas lluvias. Nos quedaría en consecuencia para los siguientes arroyos:

Azul	0.60
Langueyú	0.50
Tandileofú y Chelforó	0.50
Las Chilcas	0.50
Napaleofú	0.50

Total	2.60

o sea un promedio de 0.52 como escurrimiento y si aplicamos lo deducido de la cuenca del Vallimanca que por cañadas paralelas se escurre un 34 por ciento y en consecuencia por los arroyos un 66 por ciento del caudal, llegamos para los escurrimientos de la cuenca que baja de las sierras, a un coeficiente de 0.79 que coincide aproximadamente con lo deducido por el Ingeniero Arce, aforando los caudales de las obras de arte de los FF. CC. y cursos de agua.

Los coeficientes 0.20 y 0.25 que se han desechado, no prueban sino que a medida que se alejan de las sierras el caudal que se escurre por las cañadas paralelas o se almacena en las depresiones va aumentando con relación al que corre por los cauces principales llegando a superarlo.

CONCLUSION

Los coeficientes de 0.40 y 0.50 como escurrimiento que adopta el F. C. S. para años lluviosos y para crecientes rápidas deben considerarse como bajos y es prudente y muy razonable el adoptar coeficiente 0.75.

EL PROCEDIMIENTO DE CALCULO SE PRESTA A OBJECCIONES

El F. C. S. acepta un escurrimiento de tres días tanto se trate de la zona comprendida entre la línea 3 y D. A. de una longitud de 61 Km. como cuando se trata de la zona que concurre al punto Z. de longitud 174 Km. Para todos ellos aplica la fórmula:

$$Q = 0.36 \frac{A}{L} S^{1/2}$$

Deducida de la idea fundamental de Chamier, suponiendo que una lluvia de 3 días de un total de 121 mm. con un escurrimiento de 0.50, éste se efectúe en el mismo intervalo.

Admitido esto como $\frac{A}{L}$ representa el ancho medio de la cuenca y el coeficiente 0.36 es constante, resulta que una cuenca de ancho uniforme no aumenta su caudal desde cerca de su origen hasta su desembocadura lo que es contrario a los hechos observados.

Hay necesidad de variar el coeficiente 0.36, puesto que a mayor longitud de la cuenca, mayor tiempo empleado por el agua en recorrerla y por consiguiente un mayor volumen se puede precipitar en ese intervalo de donde se deduce forzosamente un incremento del coeficiente 0.36.

Le calcula el F. C. S. hasta Bolívar 13.603 Km². más los 4.000 Km². de cuenca que hay aproximadamente desde este punto a Del Carril o sea 17.603 Km² y con la lluvia caída del 29

de junio al 6 de julio de 1919 que fué 130 mm. el caudal que nos daría sería:

$$Q = 0.36 \frac{17603 \cdot 10^6}{340 \cdot 10^3} \sqrt{0.00048}$$

$$Q = 0.36 \frac{17603 \cdot 10^6}{340 \cdot 10^3} \times 0.0219 = 409 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Es de notar que el caudal observado en el puente de Del Carril fué de 1.000 m³/s. (pág. 177) que por los cañadones del 16 pasaron más de 500 m³/s. más y que una parte fué desviada

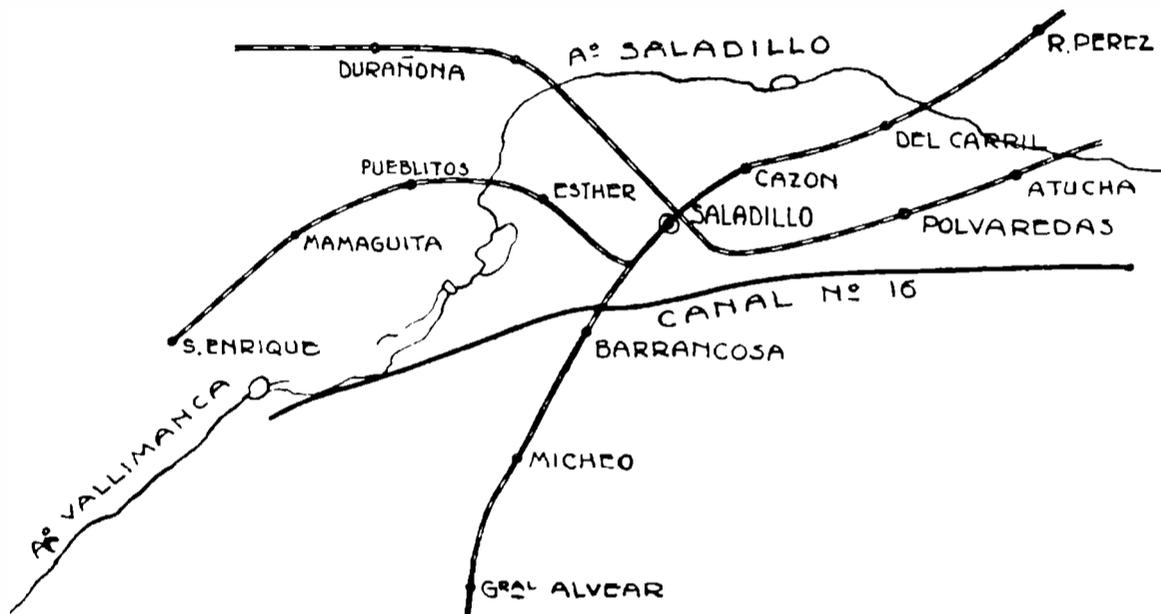


Figura 123

La Dirección de Desagües estimó en 550 m³/s. el caudal que pasó por las líneas del F. C. S. a la altura de Barrancosa y el F. C. S. 439 m³/s. Este caudal fué una derivación del Saladillo, habiendo llovido muy poco relativamente en el partido de Saladillo. El Saladillo en Del Carril llevó 1000 m³/s., según el F. C. S.

hacia el Arroyo Las Flores, otra represada por las líneas del F. C. o desviada a depresiones donde debió insumirse o evaporarse. Otra parte fué desviada a la cuenca de Bolívar.

La lluvia media fué de 130 mm., sensiblemente la adoptada por el F. C. de 121 mm. puesto que éste toma la de tres días y nosotros consideramos la total del temporal de modo que el coeficiente 0.36 variaría poco en caso de corregirse para esta lluvia.

En realidad con la lluvia 130.3 mm. y la superficie, longitud y pendiente de la cuenca admitidas, el caudal sería dado por la fórmula:

$$Q \ 0.395 \frac{A}{L} \ S^{1/2} = 450 \text{ m}^3/\text{s.}$$

y la cuenca vertió no menos de 1700 m³/s., según se verá más adelante.

Al aporte de cuencas al Oeste no se pudo atribuir al aumento del caudal, puesto que igual decrecimiento debían sufrir y además llegaron en escasa proporción con posterioridad a la avenida principal.

Las lluvias producidas en los meses de junio y julio de 1919 en Pringles, La Madrid, Arboledas, Recalde, Bolivar y Del Carril, se detallan a continuación:

Fechas	Bolivar	Del Carril	Pringles	Arboledas	La Madrid	Recalde
Junio 1	—	—	—	—	—	—
» 2	—	9.0	6.00	6.0	—	5.
» 3	—	—	—	—	—	—
» 4	—	—	—	—	—	—
» 5	—	—	—	—	—	—
» 6	—	—	—	—	—	—
» 7	—	—	—	—	—	—
» 9	40.0	20.	27.	30.	1.0	64.
» 10	—	4.0	4.0	1.0	22.	—
» 13	—	11.	—	—	—	—
» 14	—	—	6.0	2.0	5.	5.
» 15	—	—	—	—	1.	—
» 16	—	—	2.0	—	—	—
» 25	—	—	1.0	—	—	—
» 29	12.	3.	15.	—	—	5.
» 30	6.	14.0	1.0	—	—	5.
Total	58.	61.	62.	39.	35.	84.
Julio 1	12.	15.	50.	25.	16.	5.
» 2	6.	5.	2.	—	—	—
» 3	—	—	—	1.	3.	2.
» 4	2.	2.	27.	36.	35.	24.
» 5	62.	—	69.	92.	90.	77.
» 6	22.	16.	17.	16.	25.	43.
» 10	—	1.	1.	—	2.	—

Fechas	Bolivar	Del Carril	Pringles	Arboledas	G. Lamadrid	Recalde
Julio 11	1.	7.	—	9.	8.	10.
» 12	—	5.	—	—	—	—
» 13	1.	2.	—	—	—	—
» 14	—	—	6.	2.	5.	5.
» 15	—	—	—	—	2.	—
» 16	—	—	6.	—	—	—
» 17	7.0	—	7.	9.	10.	—
» 18	—	2.	—	—	—	7.
» 24	—	—	3.	—	—	—
» 25	—	—	1.	—	2.	—
» 27	—	—	—	—	2.	—
» 28	—	2.	—	1.	2.	2.
Total	114.	57.	192.	189.	197.	170.

Se observa que las lluvias que determinaron la avenida fueron las de los días 4, 5 y 6 de julio que sumaron en total para:

Pringles	133 mm.
La Madrid	150 »
Arboledas	144 »
Recalde	144 »
Bolivar	84 »
Del Carril	18 »

Según los cálculos del F. C. S. con la fórmula que propone se obtienen los siguientes resultados: (Pág. 278).

Sección de la línea	Caudal observado	Caudal calculado
Muñoz-Piñeyro	1.651 m ³ s.	1.486 m ³ s.
Recalde-Louge	1.392 »	1.353 »
Bolivar-Recalde	947 »	992 »

Se observa al instante que no es posible que la sección Recalde-Louge nos dé 133 m³|s. menos que la Muñoz-Piñeyro pues si aplica la fórmula:

$$Q = 3.36 \frac{A}{L} S^{1/2}$$

La lluvia fué decreciendo hacia Del Carril en donde alcanzó 18 mm. en estos días y que dista 170 Km. de Bolivar a Recal-

de y entre las líneas Recalde-Louge y Bolivar Recalde la línea de máxima pendiente mide 84 Km. y la disminución de lluvia fué de más o menos 64 mm.

Grosso modo si en 84 Km. tenemos un decrecimiento de 597 m³/s. con desminución de 64 mm. una regla de tres nos daría que para los 170 Km. que separan Bolivar de Del Carril y para 96 mm. de disminución de lluvia tendríamos un decrecimiento del caudal de 1.815 m³/s. es decir que el Saladillo hubiera chupado en vez de llevar en Del Carril 1.000 m³/s. además de los 500 m³/s. más que se escurrieron bordeando el canal 16.

No se puede alegar que sea aporte de las cuencas al O. pues estas decrecieron en la misma proporción y serían incapaces de aportar nuevos caudales.

No se puede explicar la diferencia de caudal observada de Recalde-Louge y en Recalde-Bolivar por la menor pendiente, puesto que ésta sigue disminuyendo hasta Del Carril y sin embargo y a pesar de disminuir la lluvia el caudal aumenta y tampoco a la capacidad de la cuenca, que en esta ocasión estaba colmada como lo prueba el mismo caso de aumentar el caudal aguas abajo.

OBSERVACIONES AL RESPECTO DE LA FORMULA DE MANNING

El procedimiento empleado por el F. C. S. para el cálculo supone una lluvia de tres días que tarde tres días en escurrirse y el primer caso al que lo aplica es a una cuenca de 61 Km. de largo entre la línea 3 y D. A.

La velocidad que daría el escurrimiento en tres días estaría dada por el cuociente:

$$V = \frac{61.000}{3 \times 86.400} = 0.2355 \text{ m s.}$$

y aplicando la fórmula de Manning a una lámina de 0.0615 m. de espesor tal como la supone la fórmula tendremos:

$$V = \frac{1}{\mu} R^{2/3} \sqrt{S} = \frac{1}{0.0266} \times 0.0615^{2/3} \sqrt{0.00214} = 0.281 \text{ m s.}$$

Se ve que no se distancian mucho ambos valores de modo que sería aceptable.

Apliquémosle ahora este mismo criterio al punto Z. cuya cuenca según el F. C. S. tiene un largo de 174 Km. con una pendiente 0.00102.

Si se supone un escurrimiento de tres días (Véase pág. 322), la velocidad sería:

$$V = \frac{174\,000}{3 \times 86\,400} = 0.672 \text{ m s.}$$

La velocidad calculada por la fórmula de Manning sería en cambio:

$$V = \frac{1}{0.0266} \times 0.0615^{2.3} \sqrt{0.00102} = \frac{0.1557 \times 0.0319}{0.0266} = 0.1868$$

lo que no es aceptable. Tardaría la onda en llegar 10.8 días, lo que es inadmisibile.

Todos sabemos por otra parte que cuando hay vegetación y esto ocurre en todos los años lluviosos, una lámina de 6 cm. de agua no corre y que el escurrimiento no se efectúa con este espesor, sino que el agua se agolpa en el seno de las vaguadas escurriéndose con mayor velocidad.

Las condiciones de la hipótesis no están de acuerdo a la realidad.

Lo que resulta de la aplicación de la fórmula:

$$Q = 0.36 \frac{A}{L} S^{1.2}$$

empleada por el F. C. S. en la cuenca del Vallimanca.

CUENCA DEL ARROYO LAS GARZAS — LINEA LOBOS A 25 DE MAYO

La superficie de esta cuenca es con los datos del F. C. S.

$$A = 1.075 \text{ Km}^2$$

El largo de la cuenca es, según el mismo:

$$L = 48 \text{ Km.}$$

La pendiente la determina el F. C. S. tomando dos puntos distantes 35 Km. y cuyas cotas son 40 m. y 25 m., resultando así:

$$S = \frac{40 - 25}{35 \cdot 10^3} = 0.000428$$

de donde:

$$\sqrt{S} = \sqrt{0,000428} = 0,0207$$

y el caudal:

$$Q = 0,36 \cdot \frac{1075 \cdot 10^6}{48 \cdot 10^3} \times 0,0207 = 163 \text{ m}^3/\text{s}.$$

en realidad 166 m³/s.

Dice una nota del ingeniero Spilbury, con motivo de este resultado:

«De acuerdo con observaciones de la creciente, el caudal observado era: 1072 + 90 = 1.162 m³/s. (pág. 377), lo que muestra o que el plano con curvas de nivel es incorrecto para la parte mostrada en la página 9, la cuenca bajo consideración, o que las observaciones son incorrectas».

Salta a la vista que el valor de la pendiente del Arroyo Las Garzas, 0,00042 no es nada erróneo, pues es lo que cabe esperar.

El caudal que deduce el Ingeniero Spilbury del F. C. S. es de 166 m³/s. y el observado en la línea Empalme Lobos 25 de Mayo en dicha Cañada, fué según los datos del F. C. S. 1.162 m³/s.

La relación del caudal observado al calculado es pues:

$$\frac{1.162}{166} = 7 \text{ veces mayor}$$

Como la pendiente figura en la fórmula bajo la raíz cuadrada, si fuera error de esta, para dar el mismo caudal la fórmula, que el observado, la pendiente deberá ser:

$$S = 7^2 \times 0,000428 = 0,021$$

es decir 21 m. por Km., lo que es un desatino. La pendiente deducida 0,00042, es pues correcta.

El caudal observado no es erróneo, porque resulta de las luces de los puentes y de las alturas de remanso y por otra parte en la línea Lobos a Saladillo, fué observada por la misma creciente un caudal de 1075 m³/s.

Queda pues como única conclusión que la fórmula es errónea, según se estableció.

CUENCA DEL RIO SAN BOROMBON — AGUAS ARRIBA EN LA LINEA
SAN VICENTE-ALTAMIRANO

Aplicando la fórmula anterior

$$Q = 0,36 \frac{A}{L} S^{1/2}$$

tenemos según los datos de los archivos del F. C. S.

$A=1.072 \text{ Km}^2$. = Area de la cuenca; $L=44 \text{ Km}$. = longitud de la cuenca; $S=0,000442$ pendiente de la misma.

Esta se ha obtenido, tomando dos puntos distantes 34 Km. y cuyas cotas son 30 m. y 15 m., luego:

$$S = \frac{30 - 15}{34.10^3} = \frac{15}{34.10^3} = 0,000442$$

$$\sqrt{S} = \sqrt{0,000442} = 0,021$$

$$Q = 0,36 \frac{1072.10^6}{44.10^3} \times 0,021 = 184 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Estos datos son sacados de los archivos del F. C. S. y también la verificación de la capacidad de los puentes y alcantarillas en el cauce mayor del San Borombón en el tramo San Vicente-Altamirano.

El cálculo dá como capacidad, con un remanso de 20 cm., un caudal $1.038 \text{ m}^3/\text{s}$. y no es precisamente proverbial, la largueza del F. C. S. al calcular sus obras de arte.

Forzosamente el procedimiento de cálculo de la Comisión Asesora que se basa en otra fórmula que también concuerda con las observaciones, debe ser erróneo. (Pág. 501).

EL CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE LAS CUENCAS

El estudio que sigue nos llevará a la estimación del caudal máximo que puede verter la cuenca del colector por el método Chamier y para el cual lo hemos fijado en $19.800 \text{ m}^3/\text{s}$. sólo para 34.322 Km^2 que forman la cuenca del colector exceptuada la del Vallimanca. (Pág. 341).

Para esta cuenca en la misma tormenta supuesta, hemos llegado a un caudal suplementario máximo de $9.760 \text{ m}^3/\text{s}$. (pá-

gina 339) en los 15.200 Km² de cuenca del citado arroyo Valli-
manca hasta el colector, es decir en total para 49.522 Km² de
cuenca del colector Duclout o Mercáu desviado éste más al
S. para coincidir con aquel (fig. 13) un caudal máximo de
29.590 m³|s.

Usaremos otros métodos, como ser el compararlo con los de-
rrames observados en los ríos Luján, Matanzas, Cañada de
Chivilcoy, Cañada de Las Garzas etc., todos estos cursos de
agua de la parte Norte de la Provincia, sin sierras en sus
nacientes, con mucha menor pendiente y su suelo de una cons-
titución geológica muy similar, por lo cual aplicando estos
derrames a la falda Norte de las Sierras que baja al Salado,
tendremos sin duda resultados menores que los reales y ve-
remos que llegamos a cifras parecidas para los caudales.

La aplicación de las fórmulas de Kuichling, Fuller, etc.,
nos dá según veremos cifras parecidas. (Pág. 401).

El empleo del tiempo del escurrimiento y la relación de la
máxima a la mínima nos dá cifras igualmente elevadas.

Por fin el método que emplea la Comisión Asesora, corre-
gido de sus deficiencias nos lleva a caudales de 28.300 m³|s.

Todo esto indica que la cifra de 1.500 m³|s. que diera pri-
meramente en Ingeniero Duclout y luego el Ingeniero Mercáu
como caudal vertido para esa cuenca era irrisoria, puesto que
el Río Luján con sólo 2.375 Km². de cuenca condujo cerca de
3.000 m³|s. y que aún caudales de 3.000 o 5.000 m³|s, son ín-
fimos, (páginas 366 y 386).

La parte adyacente al cauce del Salado vertió por medio de
éste en Guerrero en 1913, un caudal mayor de 4.500 m³|s. (pá-
gina 95).

EL MÉTODO DE CHAMIER

Minutes of Proc. Inst. C. E. 1898 — CXXXIV p. 313 — En-
gineering Record 1899 — XXXIV p. 163. — Public Water Sup-
plies Turneaure y Russel p. 74., etc.

Este autor se basa en el régimen que se establece, cuando una
lluvia de una intensidad constante, perdura por lo menos un
tiempo igual al que emplea el líquido en recorrer la cuenca,
desde su punto más apartado. En la suposición de que en es-
tas condiciones, el caudal escurrido debe ser igual al caído

METODO DE CHAMIER

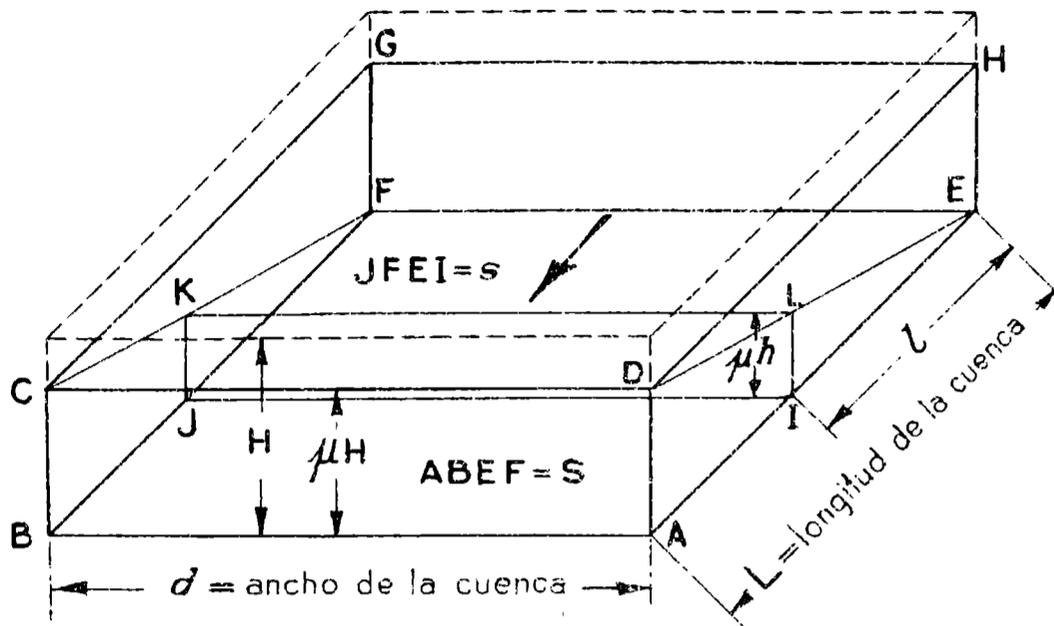


fig. 123 a

H precipitación máxima ocurrida durante el tiempo T que tarda la onda en recorrer L .

μH altura real descontadas las pérdidas.

$V = \frac{L}{T}$ = velocidad de la onda para el recorrido.

$v = \frac{l}{t}$ = velocidad de la onda para el recorrido l correspondiente a la duración de la precipitación h cuando $t < T$.

Movimiento uniforme:

$$Q = \frac{\text{Volumen } ABCDEFGH}{\text{Tiempo de escurrimiento } T} = \frac{ABCD \times L}{T} = \text{sección } ABCD \times \text{velocidad } V$$

Movimiento variado, volumen del líquido, prisma triangular ABCDEF admitiendo desplazamiento durante la precipitación,

$$Q_{\max} = ABCD \times V = \mu H d \frac{L}{T} = \mu \frac{H}{T} d L = \mu I S \text{ (Chamier)}$$

$$Q_I \max = ILKJ \times v = \mu h d v = \frac{\mu h S}{L} v, \text{ forma usada.}$$

En la forma original de Chamier

$$Q_I \max = \mu I s = \mu \frac{h}{t} s$$

$$\text{como } \frac{s}{S} = \frac{l}{L} = \frac{vt}{VT}$$

$$s = S \frac{vt}{VT}$$

$$Q_I \max = \mu I S \frac{vt}{VT}$$

*Carlos Parada
(1931)*

También

$$Q_{\max} = ABCD \times V = \frac{\mu H d L}{L} \times \frac{L}{T} = \frac{\mu H S}{L} \times \frac{L}{T} = \frac{\mu H S}{L} \times V \text{ forma usada.}$$

afectado de un coeficiente de escurrimiento o pérdida, usa la fórmula para el máximo caudal que es capaz de verter una cuenca

$$Q = \mu S I$$

en la que:

S — Superficie de la misma en m².

Q — Caudal que derrama una cuenca en m³/s.

I — Intensidad de la precipitación en m/s.

μ — Coeficiente de derrame, el cual aumenta cuando las lluvias se prolongan mucho más del tiempo de escurrimiento, es decir con el mayor colmado de las depresiones y la saturación de las tierras.

La intensidad constante de una lluvia que se presupone en este método, solo se mantiene por lo general en fracciones de hora, de modo que las cuencas recorridas en ese intervalo de tiempo son forzosamente pequeñas y su cálculo no interesa al problema general de las inundaciones.

Este método se puede calificar en consecuencia de exacto con cierta tolerancia, para cuencas pequeñas.

Para cuencas en las cuales el tiempo empleado en recorrerlas, es igual al de la precipitación, es solo aproximado, puesto que ya no se puede considerar la intensidad constante y cuando el tiempo que dura la precipitación es menor que el tiempo empleado por el líquido en recorrerlas, inaplicable.

El concepto intensidad, es por otra parte anticuado y en desuso, en lluvias de larga duración. (Pág. 478).

He modificado en consecuencia el método de cálculo de Chamier, conservando el mismo principio.

Se ha calculado primeramente la velocidad, luego el tiempo de escurrimiento para ver si éste es mayor o menor que el de la precipitación y luego el caudal.

A pesar de esta modificación, no le he cambiado la denominación al método, por conservar el mismo principio.

Aplicado este procedimiento a cuencas pequeñas, da resultados inferiores a los reales por razones que se verán más adelante, pero como las cuencas pequeñas no interesan al problema general de las inundaciones, no he hecho caso de ello. (Pág. 358).

En cambio para cuencas mayores, cuyo tiempo de recorrido es igual o mayor que el de la duración de las máximas precipi-

taciones, da resultados suficientemente aproximados, para el objeto que necesitamos, esto es, estimación aproximada del caudal como lo atestiguan las numerosas comprobaciones que se citan. Veamos como hemos encarado el problema (fig. 123 a).

Llamando:

S=Area de una cuenca en m².

L=Longitud en metros.

μ =El por ciento que se escurre de la lluvia caída.

H=La altura de la precipitación en metros.

V=Velocidad con la cual se propaga la creciente en m|s.
tendremos que:

$\frac{S}{L}$ representa el ancho medio de la cuenca.

μ H=La altura media uniforme de la lámina de agua que se escurre.

$\mu H \frac{S}{L}$ representa la superficie de la sección de escurrimiento en m².

$Q = \mu H \frac{S}{L} V$ representa el caudal de la avenida en m³|s.

La exactitud depende del cálculo de V que es lo que más influye para no caer en los errores de la fórmula del F. C. S.

Se verá en el desarrollo de esta teoría que el valor de V es calculado por la fórmula:

$$V = 1.35 \sqrt{H I}$$

en la que I es la pendiente de la cuenca en cuestión, H la precipitación en mm. 1.35 un coeficiente (Pág. 323).

Esta fórmula aplicable exclusivamente para la cuenca S. del Salado, ha sido deducida por el que subscribe, utilizando los estudios de aforos en los cursos de agua que bajan de las sierras efectuadas por la Dirección de Desagües y utilizados luego por el Ingeniero Duclout en su plan.

Se verá que dicha fórmula de la velocidad, ha satisfecho a cuanta verificación la he sometido, no pretendiendo con esto que sea perfecta, sino que es medianamente razonable.

Si la fórmula:

$$V = 1.35 \sqrt{H I}$$

es razonable, la onda inundante debe tardar un tiempo expresado en días en recorrer una cuenca desde su punto mas apartado de longitud L dado por la expresión:

$$T = \frac{L}{1.35 \sqrt{H I} \times 86.400}$$

Este tiempo T calculado, debe ser igual al intervalo que media entre la iniciación de la lluvia y la producción del máximo en la localidad, puesto que debemos pensar que el agua de la zona de mayor pendiente se sobrepone a la de la zona más llana donde el escurrimiento es más lento.

Este criterio ha sido ensayado en los casos que se detallan a continuación y las diferencias entre el intervalo calculado y el observado han sido practicamente nulas, como puede verse por el siguiente cuadro:

Cuencas	Lluvias	Intervalo calculado	Intervalo Observado
Vallimanca hasta Del Carril	Mayo de 1900	13,3 días	13 días
	Septiembre de 1900	15,55 »	15 ½ »
Vallimanca hasta Del Carril	21 al 24 febr. 1915	11,43 »	No acusó variación de nivel.
Vallimanca hasta Del Carril	6, 7 y 8 de marzo de 1915	19,89 »	19,89 »
Vallimanca hasta Del Carril	26 de junio al 6 de julio de 1919 ...	10,8 »	10,8 »
Vallimanca hasta Bolívar-Recalde	Julio de 1919	4,22 »	4,22 »
Cuenca de los canales 9 y 11	15 y 16 agosto 1922	7,9 »	7,9 »
Cuenca de los canales 9 y 11	3 al 5 agosto 1926 .	10 »	10 » y concordancia de caudal.
Vallimanca y Las Flores - Tapalqué	29 de junio al 6 de julio de 1919 ...	15 »	16 días y concordancia con el caudal en Gorchs según el F. C. S.

A más de estas verificaciones, existe otra aplicada al tramo Bolivar-Recalde y Del Carril de la cuenca del Vallimanca que mostró una coincidencia matemática. Igualmente con el cau-

dal vertido por la cuenca del Vallimanca en julio de 1919. (Página 325) y con el caudal observado en Gorchs (pág. 332). De esto se deduce que el modo de calcular la velocidad, deducida de las observaciones y que computa el retardo es suficiente aproximado.

La lluvia o precipitación H para el cálculo de los caudales debe ser tal que se produzca en un tiempo $\leq T$

Si es igual a T tenemos el caudal máximo.

Volvamos ahora a los estudios del Ingeniero Duclout, sobre el escurrimiento de la cuenca Norte de las sierras de la provincia de Buenos Aires, basado en las observaciones de caudales de la Dirección de Desagües y cuya copia adjunto. (Figura 124).

Se observa que después de cada tormenta cuya precipitación diaria es proporcional a las ordenadas de los respectivos diagramas, terminadas por un pequeño círculo en la parte superior, sobreviene un máximo en un lugar de observación del caudal, el que logicamente debemos suponer como ocasionado por la avenida de la parte alta de las sierras, la que escurriéndose con mayor velocidad a causa de su mayor pendiente, viene a superponerse con la lluvia caída en la parte baja.

Podemos pues sacar de estas observaciones, la velocidad de propagación de la onda inundante para cada precipitación, determinando el período de tiempo transcurrido entre la iniciación de la lluvia y la producción del máximo, en la localidad del punto de observación.

Estos datos se han obtenido del diagrama, con ellos confeccionados los respectivos cuadros y finalmente con la media aritmética de todos estos resultados, se ha construido el último cuadro que nos dá el resultado final deseado, el que para el fin que nos proponemos resulta bastante exacto como lo prueban todas las verificaciones a que es sometida dicha conclusión, como se verá más adelante.

ARROYO LOS HUESOS

Longitud desde su nacimiento al lugar de aforo 93 Km.

Pendiente media de este tramo 0,0002.

LLUVIAS

Fechas	Precipitac. en mm.	Fechas del máximo	Interv. en días entre el comien- zo de la lluvia y la producción del máximo
Agosto 1-4	34	5 Agosto	4 días
» 7	13	10 »	3 »
» 19-20-21	42	23 »	4 »
Septiembre 1-2	43	5 Septiembre	4 »
» 13	18	16 »	3 »
» 17-18-19 ..	80	22 »	5 »
Octubre 1-2-3	53	3 Octubre	2 »
» 10-11	18	13 »	3 »
» 19-23	10	23 »	4 »
» 24	12	27 »	3 »
Total	323 mm.		35 días

Promedio de la lluvia 32 mm.

Promedio de los intervalos 3.5 días.

$$\text{Velocidad media} = \frac{93.000}{3,5 \times 86.400} = 0,308 \text{ m/s.}$$

ARROYO AZUL

Longitud desde el punto de origen al lugar de aforo 118 Km.

Pendiente media de este tramo 0,0013.

LLUVIAS

Fechas	Precipitac. en mm.	Fechas del máximo	Interv. en días entre el comien- zo de la lluvia y la producción del máximo
Agosto 1-3	25	Agosto 4	3
» 7	16	» 9	2
» 20-21	15	» 21	1
» 22	30	» 25	3

LLUVIAS

fechas	Precipitac. en mm.	Fechas del máximo	Interv. en días entre el comien- zo de la lluvia y la producción del máximo
Septiembre 1-2	28	Sepbre. 3	2
» 17-18	39	» 21	4
» 30			
Octubre 1 ^a	29	Octubre 3	3
Octubre 3	5	» 5	2
» 19-20	50	» 22	3
» 22	15	» 24	2
Total	252		25 días

Promedio para 33,2mm. — 2.5 días en llegar el máximo al punto de observación.

$$\text{Velocidad de la onda} = \frac{118,000}{2,5 \times 86,400} = 0.55 \text{ m/s.}$$

ARROYOS CHAPALEAFÚ Y SAN LUIS

Longitud desde su nacimiento al lugar de aforo 65 Km.
Pendiente media de este tramo 0,00165.

LLUVIAS

Fechas	Precipitac. en mm.	Fechas del máximo	Interv. en días entre el comien- zo de la lluvia y la producción del máximo
Agosto 1-3-4	40	4 Agosto	3
» 6	12	10 »	4
» 19-20-21	42	24 »	5
Septiembre 1-2	20	4 Sepbre.	3
» 12-15	22	15 »	3
» 17-18-19 ...	65	21 »	4
» 29-30 y 1 Ot.	43	2 Octubre	5
Octubre 8-9	12	11 »	3
» 17-19	75	20 »	3
Total	331 mm.		33 días

= AÑO 1900 =

= DIAGRAMAS DE LOS CAUDALES OBSERVADOS. =

= Arroyo AZUL =

Aforo: 118 Km. del origen del Arroyo.
PEND: 0.0013.

- Arroyo: -
= DE LOS JUESES =

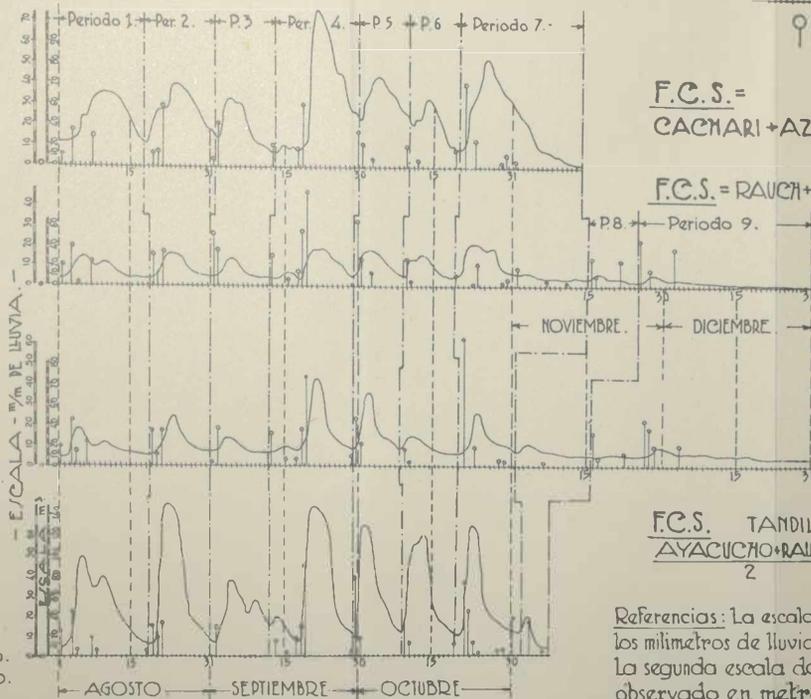
Aforo: 93 Km. del origen del Arroyo.
PEND: 0.002.

Arroyos:
= CHAPALEOFU =

= SAN LUIS =
Aforo Chapaleofu: 65 Km. d origen d Arroyo
PEND: 0.00165

Arroyos:
= LANGÜEYU =

= PERDIDO =
Aforo Langüeyu: 58.2 Km d origen d arroyo.
Id. Perdido: 62.2 Km d origen d arroyo.
PEND: 0.001233.



$$F.C.S. = \text{CACHARI} + \text{AZUL} \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \frac{1}{2}$$

$$F.C.S. = \text{RAUCH} + \frac{\text{AZUL} + \text{TANDIL}}{2} \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \frac{1}{2}$$

$$F.C.S. = \text{RAUCH} + \text{VELA} \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \frac{1}{2}$$

$$F.C.S. = \frac{\text{TANDIL} + \text{AYACUCHO} + \text{RAUCH}}{2} \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \frac{1}{2}$$

Referencias: La escala á la izquierda da los milímetros de lluvia caída - La segunda escala da el caudal del arroyo observado en metros-cúbicos por cada segundo.

Manuel...
1900

Yrau.

Promedio de precipitación 36.8 mm.

Promedio del intervalo 3.67 días.

$$\text{Velocidad media} = \frac{65.000}{3,67 \times 86.400} = 0,2053 \text{ m/s.}$$

ARROYOS LANGUEYÚ Y PERDIDO

Longitud desde el nacimiento al lugar del aforo 60.2 Km.

Pendiente media de este tramo 0,001233.

LLUVIAS

Fechas	Precipitac. en mm.	Fechas del máximo	Interv. en días entre el comien- zo de la lluvia y la producción del máximo
Agosto 1-3-4	40	Agosto 5	4 días
» 7-8	16	» 10	3 »
» 18-19-20-21 ...	47	» 22	4 »
Sepbre 1	16	Sepbre. 4	3 »
» 15-17-18-19	67	» 20	5 »
» 29-30 y 1 Oct...	50	Octubre 2	3 »
Octubre 10	8	» 13	3 »
» 19-21 22-23 ..	70	» 23	4 »
Total	314. mm.		29 días

Precipitación media 39.2 mm.

Intervalo medio 3.62 días.

$$\text{Velocidad media} = \frac{60,2}{3,62 \times 86.400} = 0,192 \text{ m s.}$$

Con los resultados de todos estos diagramas se ha hecho la planilla que se adjunta.

RESULTADOS FINALES

Arroyos	Pendientes medias	Precipitación medias en mm.	Velocidades medias en m/s.
Azul	0.0013	33.2	0.55
Los Huesos	0.0020	32.3	0.31
Chapaleofú y San Luis ..	0.00165	36,8	0,21
Langueyú y Perdido	0.00123	39.2	0.19
Promedios	0.00154	35.4	0.315

Fluyen de estos resultados que se puede atribuir una velocidad de 0,315 m/s. medida más o menos en línea recta pues la real sería mucho mayor, para las aguas que bajan de la cuenca S. del Salado en una longitud media de 54 Km. y para una lluvia media de 35.4 mm.

La pendiente media de la cuenca hasta los puntos de observación resulta ser de 0.00154.

Volvamos al Vallimanca el cual para el punto Z. (fig. 118) tiene una pendiente de 0.00102 según el F. C. S. y la lluvia que calcula el F. C. S. en tres días es de 123 mm.

La longitud que le asigna a la cuenca hasta la línea Recalde-Bolívar o sea hasta el punto Z. es de 174 Km. (pág. 297).

Veamos la velocidad para luego calcular el escurrimiento.

De acuerdo con Bazin podemos suponer que la velocidad es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente y el radio medio o sea de la precipitación a cuyo valor supongo es éste proporcional. Supongo también iguales los valores de C.

$$\text{sean: } V = C \sqrt{R I} \quad V' = C \sqrt{R' I'}$$

$$\text{de donde: } \frac{V}{V'} = \sqrt{\frac{R I}{R' I'}}$$

La velocidad para el punto Z. sería comparada con la media que acabamos de obtener:

$$V = 0.315 \sqrt{\frac{123 \times 0.00102}{35.4 \times 0.00154}} = 0.315 \sqrt{2.3} = 0.315 \times 1.52 = 0.478$$

Podemos darle una expresión general a la anterior fórmula, si llamamos I la pendiente de la cuenca en cuestión y H la precipitación en mm. El valor de V sería:

$$V = \frac{0.315}{\sqrt{35.4 \times 0.00154}} \sqrt{H I} = 1.35 \sqrt{H I}$$

la fórmula $V = 1.35 \sqrt{H I}$

dá para $H=123$ mm. e $I=0.00102$.

$$V=0.478 \text{ m|s.}$$

o sea el punto Z. (fig. 118) de la línea Recalde-Bolívar para el año 1919.

El tiempo empleado en recorrer esta cuenca de 174 Km. sería:

$$\frac{174.000}{0.478 \times 86.400} = 4.22 \text{ días}$$

lo que está de acuerdo con el F. C. S. que supone una lluvia máxima en tres días más o menos implícitamente en su fórmula, tiempo menor que el que emplea la corriente en recorrer la cuenca.

Verifiquemos si este cálculo es aproximado.

Las lluvias que determinan la máxima avenida fueron las que se produjeron los días 4, 5 y 6 de julio de 1919.

Estas lluvias produjeron su máximo en Del Carril el 14 de julio con un nivel de agua de 5 cm. bajo los rieles del puente del F. C. S., noticia que viene anotada el 15 de julio (página 174).

Suponiendo la lluvia comenzada el 4 de julio tenemos pues 11 a 12 días de intervalo para transportarse a Del Carril.

La distancia de la línea Bolívar-Recalde a Del Carril es de 170 Km. aproximadamente y la pendiente de la cuenca del Vallimanca desde su origen hasta Del Carril es de 0.00048 aproximadamente.

Si suponemos las velocidades proporcionales a la raíz cuadrada de las pendiente, tendremos que la relación de las velocidades hasta Bolivar-Recalde y hasta Del Carril desde el origen de las cuencas estarán entre sí como el cociente:

$$\sqrt{\frac{0.00102}{0.00048}} = \sqrt{2.128} = 1.46$$

o sea que si para 340 Km. se empleó 12 días, para 170 Km. hasta Recalde-Bolivar debió emplearse 6 días con la misma velocidad y con velocidad 1.46 veces mayor, el máximo de la inundación debió tardar en llegar a Bolivar:

$$\frac{6 \text{ días}}{1.46} = 4.1 \text{ días}$$

resultado que concuerda sensiblemente con el anterior de 4.2 días calculado por la fórmula.

VELOCIDAD, CAUDAL Y TIEMPO DE PROPAGACIÓN HASTA DEL CARRIL

La podríamos calcular por la fórmula

$$V = 1.35 \sqrt{H.I.} = 1.35 \sqrt{123. \times 0.00048} = 0.328 \text{ m s.}$$

Lo que tardaría en recorrer los 340 Km. de cuenca sería en días:

$$\frac{340.000}{0.328 \times 86.400} = 12 \text{ días}$$

lo que también coincide aproximadamente o indica que las hipótesis que hacemos sin pretender que sean inobjtables no son desatinadas.

Es de notar que las lluvias fuertes comenzaron el 4 de julio y que el 13 o sea 10 días después hubo la rotura de terraplenes en el puente de Del Carril por cuyo motivo el agua descendió sin disminuir su caudal de modo que su máximo bien pudo ocurrir el 16 de julio, pues los días 13, 14 y 15 de julio figuran sin datos, (pág. 174) así es que el período de 12 días podría ser exacto.

Por otra parte limitando la cuenca de acuerdo al F. C. S. la precipitación media en la cuenca del Vallimanca fué de 148.4 mm. (pág. 149) y la velocidad en consecuencia.

$$V = 1.35 \sqrt{148.4 \times 0.00048} = 0.362 \text{ m/s.}$$

y el tiempo empelado

$$\frac{340.000}{0.362 \times 86400} = 10,8 \simeq 10 \text{ días}$$

lo que nos haría caer el máximo en la fecha 14 de julio que consigna el F. C. S.

Tomando la cuenca del Vallimanca hasta Del Carril de 17.603 Km². y longitud 340 Km., el caudal por el método Chamier estaría dado:

$$Q = \frac{17.603.10^6 \times 0.130 \times 0.75 \times 0.328}{340.10^3} = 1.660 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

si tomamos para $\mu = 0.75$ (pág. 305), resultando extraordinariamente concordante con los hechos, si se recuerda que por el Saladillo pasaron 1.000 m³|s. — según el F. C. S. — por los cañadones del 16, la Dirección de Desagües observó 550 m³|s. y que además hubo represamientos, desviaciones, caudales no computados, etc.

En realidad habría que tomar no los 123 mm. sinó los 148.4 mm. caídos en esa cuenca desde el 29 de julio y su velocidad sería 0.362 m³|s. y el caudal en vez de 1.669 m³|s. que se calculó resultaría 2.090 m³|s.

Nótese bien que al indicar la extraordinaria aproximación que mis cálculos dán, con los caudales observados, en ninguna manera puede justificar la bondad de la fórmula, sinó que ésta no es en manera alguna exagerada.

Era de esperarse un exceso mayor por las razones antes expuestas.

Por otra parte si hubiese deseado que resultase exacto el caudal de acuerdo a las observaciones, me hubiese bastado tomar para este caso, en vez del coeficiente 0,75 de escurrimiento, el coeficiente 0,70, sin que nadie pudiese afirmar, cual de los dos es el que más se aproxima a la verdad.

Me hubiese bastado también, tomar el área de la cuenca 16.500 Km². en vez de los 17.603 Km² que figura, sin que nadie pudiese objetar cual es la verdadera extensión de estas mal definidas cuencas.

A parte de ser contrario a tales argucias efectistas, el lograr la concordancia no haría otra cosa que caer en el mismo error de la fórmula de Mercau, en el que cayó el F. C. S. con su fórmula y finalmente en el mismo en que ha incurrido la Comisión Asesora, según veremos más adelante.

La casi coincidencia, no indica otra cosa, que la fórmula peca por defecto y que los caudales calculados con ella no son nada exagerados.

Está demás decir que para otras cuencas que no fuesen la vertiente Norte de las sierras, para aplicar dicha fórmula, habría que hallar nuevos coeficientes.

Estas deducciones están por otra parte de acuerdo con los hechos. Efectivamente en «La Prensa» julio 9, nos hace saber que la inundación llega hasta 4.00 m. de la plaza de Bolívar y el mismo diario nos dice que la situación se agrava los días 10 y 11.

El máximo tiene que haberse producido en Bolívar en la vecindad el día 8 de julio cuyas noticias se publican en el día 9 y el que la situación se agrava los días 10 y 11 no indica que llegue el máximo de caudal en esos intervalos y esto debido a dos causas.

a) Que las aguas fueron represadas por las vías férreas obstaculizando y demorando su avance, de modo que pudo aumentar la acumulación aún disminuyendo el caudal hasta que al fin los terraplenes cedieron cuando el agua pasó por sobre ellos.

b) Esto puede ocurrir cuando crece el nivel sin que haya concordancia con el máximo caudal observado.

Del día 4 de julio, fecha del comienzo de la lluvia de 123 mm. a que se refiere el F. C. S. hasta el día 8 de julio o sean 4 días, son los días que aproximadamente nos dió el cálculo anterior, lo cual prueba que nuestras hipótesis son correctas.

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE CHAMIER

Hemos llegado por métodos indirectos a que — hasta la sección Bolívar-Recalde para la lluvia de 123 mm. que supone el F. C. S. — el agua debe escurrirse con una velocidad de 0.478 mm. (pág. 323).

El área de la cuenca del Vallimanca hasta línea Bolívar-Recalde es de 13.603 Km² según el F. C. S.

El escurrimiento según lo expuesto, debemos tomarlo igual a 0.75 y el tiempo de escurrimiento en esta cuenca de 174 Km. de largo lo admitimos en 4.2 días.

El caudal con el método Chamier que ahora se le suele llamar Cinemático, estaría dado por la relación:

$$Q = \frac{0.75 \times 13.603.10^6 \text{ m}^2 \times 0.123 \times 0.478 \text{ m s.}}{174.10^3} = 3.460 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Esto demuestra dos cosas

a) Que por el caudal observado a la altura de Del Carril de 1.500 m³/s. y que sostenía que a la altura del colector debió ser de 3.000 m³/s., que esta afirmación no era desatinada.

b) Que las luces dadas a las Obras de Arte por el F. C. S. son insuficientes, no habiendo seguridad de que no se repitan similares interrupciones.

No cabe la menor duda de que las luces proyectadas por la Empresa son para caudales elásticos, esto es, que se reducirá mientras las velocidades no sean excesivas y destructoras, a que se produzcan remansos mayores.

Podemos por otra parte encontrar el valor del caudal del Vallimanca repitiendo cálculos análogos a los anteriores.

El Vallimanca desde su origen hasta el colector mide 200 Km., su pendiente es 0.0009 y de su comparación con la fórmula de la velocidad media obtenida por observación para la cuenca de las sierras deducimos para la altura del colector la velocidad:

$$V = 1.35 \sqrt{123 \times 0.0009} = 0.45 \text{ m s.}$$

La cuenca del Vallimanca hasta el colector mide 15.200 Km². con una longitud de 200 Km. El caudal estaría dado por:

$$Q = \frac{15.200.10^6 \times 0.123 \times 0.45 \times 0.75}{200.10^3} = 3.160 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

que son sensiblemente los 3.000 m³/s. que afirmamos como posible caudal a la altura del colector para esta avenida, si como se hará en el futuro, se provee a las líneas férreas de las suficientes alcantarillas para evitar el represamiento de las aguas.

EL CAUDAL ARROJADO POR LAS CUENCAS DEL VALLIMANCA Y LAS FLORES EN LAS LLUVIAS DEL 29 DE JUNIO AL 6 DE JULIO DE 1919.

El Vallimanca nace en la cota 180 m., y en el puente de Gorchs, el terreno tiene la cota 20 m. de modo que su desnivel es 160 m.

Como entre estos dos puntos hay 396 Km., la pendiente media resulta ser:

$$I = \frac{160}{396.10^3} = 0,000404$$

La superficie de la cuenca, hasta Gorchs resulta ser de 18.800 Km². si se adopta la extensión de 13.603 Km² hasta la línea Bolivar-Recalde de acuerdo al F. C. S.

La precipitación en la cuenca del Vallimanca habiendo sido en estas lluvias de 130.3 mm., la velocidad media la obtendremos por la fórmula:

$$V = 1.35 \sqrt{H I} = 1.35 \sqrt{130.3 \times 0,000404}$$

$$V = 1.35 \sqrt{0,0527} = 0,31 \text{ m s.}$$

El tiempo tardado en recorrer los 396 Km. que distan entre su origen y Gorchs, será expresado en días:

$$T = \frac{396.10^3}{0,31 \times 86.400} = 14.8 \text{ días} = 15 \text{ días}$$

Las lluvias que ocasionaron esta avenida fueron producidas por las lluvias violentas iniciadas el 4 de julio, de modo que si el cálculo anterior es aproximado, el caudal máximo debió observarse el 19 de julio.

Los datos del F. C. S. hacen ver que el caudal máximo fué observado el 20 de julio y como no dice la hora de su constatación en Gorchs, ni la hora del comienzo de la lluvia el día 4 de julio, podemos afirmar que la diferencia con lo calculado es mínima, o sea que nuestras hipótesis son admisibles, aún cuando aquí la estamos aplicando a la región sin sierras, para la cual no fué deducida.

Veamos su caudal.

El caudal estaría dado por la expresión:

$$Q = \frac{18.800.10^6 \times 0,1303 \times 10^{-3} \times 0,75 \times 0,31}{396.10^3} = 1440 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

En realidad deberíamos tomar la precipitación de 148.4 mm. ocurrida en esta tormenta, si se limita la cuenca de acuerdo al F. C. S.

Esto nos daría para la velocidad un valor de 0,331 m|s. y para el caudal en Gorchs un valor

$$Q = 1755 \text{ m}^3|\text{s.}$$

CUENCA DEL TAPALQUÉ Y LAS FLORES

Esta cuenca mide hasta el colector 8.000 Km².

Esta cuenca mide hasta Gorchs 10.294 »

El Tapalqué o su prolongación el Perdido tiene su nacimiento a la cota 220 m. y como Gorchs está situado a la cota 20 m. se deduce que la diferencia de nivel entre ambos puntos es 200 m. y la distancia entre estos puntos siguiendo las grandes sinuosidades de los cursos de agua es de 276 Km.

La pendiente sería en consecuencia:

$$I = \frac{200}{276.10^3} = 0,000725$$

La cota del colector en su cruce con esta cuenca es de 50 m. y la distancia desde el nacimiento de esta cuenca hasta el colector es de 140 Km.

La diferencia del nivel es pues, 170 m. y la pendiente de la cuenca hasta el colector será:

$$I' = \frac{170}{140.10^3} = 0,001214$$

Estudiemos ahora la propagación de la onda inundante de julio de 1919 en la cuenca de Las Flores y Tapalqué, hasta Gorchs.

La velocidad media hasta Gorchs adoptando como precipitación media para esta cuenca 106.9 mm. (pág. 149) para la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919 sería:

$$V = 1.35 \sqrt{H I} = 1.35 \sqrt{106,9 \times 0,000725}$$

$$V = 1.35 \sqrt{0,0775} = 1.35 \times 0,2785 = 0,3766$$

El tiempo empleado por el agua de las sierras en llegar a Gorchs, sería:

$$T = \frac{276.10^3}{0,3766 \times 86.400} = 8,49 \text{ días}$$

El caudal en Gorchs sería:

$$Q = \frac{10.294.10^6 \times 0,1069.10^{-3} \times 0,3766 \times 0,75}{276.10^3} = 1124 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Calculemos el caudal vertido por esta cuenca en esta tormenta, hasta el colector. Tendremos que tomar la lluvia caída en el intervalo de tiempo empleado por la onda inundante en alcanzar el colector y así tomaremos la lluvia caída en esta cuenca los días 4, 5 y 6 de julio de precipitación más intensa, cuyos totales son los siguientes:

Blanca Grande	123 mm.
San Bernardo	85 »
General Alvear	26 »
Tapalqué	37 »
José Crotto	39 »
Olavarría	126 »
Pourtalé	145 »
Durañona	131 »

Total	712 mm.
Promedio	89 mm.

La velocidad sería:

$$V = 1,35 \sqrt{H I} = 1,35 \sqrt{89 \times 0,001214}$$

$$V = 1,35 \sqrt{0,108} = 1,35 \times 0,329 = 0,443 \text{ m s.}$$

El tiempo empleado en recorrer la cuenca sería:

$$T = \frac{140.10^3}{0,443 \times 86.400} = 3,67 \text{ días}$$

tiempo mayor que el de la precipitación de 3 días, condición para poder aplicar el método de Chamier. El caudal sería:

$$Q = \frac{8000.10^6 \times 0,089 \times 0,75 \times 0,443}{140.10^3} = 1685 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Consecuencias que se deducen:

La onda inundante se deprime en su propagación, fenómeno bien conocido.

El pico agudo de la creciente, donde dá su caudal máximo, cerca del origen, se redondea volviéndose la creciente más alargada y menos violenta, conforme se desplaza.

Esto se observa en el siguiente cuadro formado con los valores calculados anteriormente:

Punto del cálculo del caudal	Vallimanca m ³ /s.	Las Flores m ³ /s.
Bolivar-Recalde	3.460	—
Colector	3.160	1.685
Del Carril	2.090	—
Gorchs	1.755	1.124

Ahora bien el caudal 1.660 m³/s. o el de 2.000 m³/s., calculado para la altura de Del Carril, coincide con las estimaciones del F. C. S. según hicimos notar oportunamente.

El tiempo calculado para llegar a Gorchs la onda del Vallimanca, vimos que nos dió 15 días, sensiblemente lo observado por el F. C. S.

El tiempo para llegar a Gorchs la onda de Las Flores nos resultó proximamente 9 días, sin que haya ninguna observación al respecto, que confirme o desapruebe esta cifra aunque creo tal vez haya sido mayor.

Los máximos del Vallimanca y Las Flores no se pueden pues superponer, pero dado lo alargado de las ondas en esta localidad el resultado obtenido sumando ambos máximos será en consecuencia un caudal con cierto exceso sobre el observado, si los cálculos no son erróneos y mayor que éste.

Ahora bien, teníamos en Gorchs según cálculos que anteceden:

Vallimanca	1.755 m ³ /s.
Las Flores	1.124 »
	———
Total	2.879 m ³ s.

No debe extrañar que el diagrama de Gorchs (fig. 78) no acuse estas dos ondas que para el Vallimanca debió llegar a Gorchs aproximadamente en 15 días, es decir aproximadamente el 19 de julio y para Las Flores en 9 días, es decir el 13 de julio.

El Salado superior estaba según constancias, con sus aguas bajo el régimen normal (pág. 173) y la onda de Las Flores que primero llegó, lebió llenar los enormes volúmenes formados por Las Flores Chicas, Las Flores Grandes y cañadones anexos, antes de hacer sentir su influencia en Gorchs, preparando así el Salado para que la crecida del Vallimanca hiciera sentir su máximo efecto, razón por la cual muchos atribuyeron esta crecida, exclusivamente a éste.

Según calculos citados, basados en las observaciones de altura de aguas del F. C. S. llegamos a los siguientes caudales en Gorchs: (pág. 169).

No considerando la velocidad de llegada del		
agua en el puente principal	2.355.4	m ³ s.
Considerando dicha velocidad	3.082	m ³ s.

Conviene recordar que limitando la cuenca del Vallimanca de acuerdo al F. C. S., la lluvia del 29 de junio al 6 de julio de 1919 hubiese sido de 148.4 mm. y el caudal vertido en Las Flores Grandes 1755 m³|s., con lo cual la diferencia con lo consignado por el F. C. S. en Gorchs es de 203 m³|s. menos y no perdiendo de vista que ambos máximos no se superpusieron.

Nuestro procedimiento de cálculo, al dar un valor menor que el caudal más razonable a admitir, y sensiblemente igual al promedio, a pesar de haber desviado el canal 11 importantes caudales de Tapalqué, tanto que hubo que abrir brechas en el canal 9, para aliviarlo; prueba una vez más nuestra afirmación que los caudales que nos dá este procedimiento de Chamier son aproximados por defecto y no exagerados, por múltiples razones además que veremos más adelante. (Pág. 358).

Nuestro procedimiento de cálculo que no ha fallado en ninguna aplicación, supone implícitamente los caudales proporcionales a la potencia 3/2 de la precipitación y es evidente que pudo ocurrir en tres días una precipitación doble de la ocurrida en los días 4, 5 y 6 de julio de 1919; por ejemplo si

la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 se hubiese desplazado un poco más hacia el N. E. recibiendo así la falda Norte de las sierras la mayor parte de la intensa precipitación. (Fig. 66).

Como los caudales están entre sí como la potencia $3/2$ de las precipitaciones, si éstas son dobles de las de la tormenta del mes de julio de 1919 en igualdad de condiciones, igualdad de saturación, bajos, colmados, etc., tendríamos que multiplicar los caudales por $2^{3/2} = 2.83$ para obtener los nuevos caudales. La planilla que se presenta es para esta hipótesis, con los caudales probables con una grosera aproximación, para la tormenta de julio de 1919 y para una tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915 en las condiciones teóricas supuestas.

Punto del cálculo del caudal	Vallimanca		Las Flores		Caudales totales para ambas cuencas y para una tormenta como la de febrero de 1915 m ³ /s.
	Julio 1919 m ³ /s.	Febrero 1915 m ³ /s.	Julio 1919 m ³ /s.	Febrero 1915 m ³ /s.	
Recalde Bolivar.	3.460	9.790	—	—	—
Colector	3.160	8.940	1.685	4.770	13.710
Del Carril	2.090	4.920	—	—	—
Gorchs	1.755	4.970	1.124	3.180	8.780

El Vallimanca y la cuenca de Las Flores-Tapalqué están proximamente a la mitad de la distancia entre sí a la altura del colector, que la que media del Saladillo en el límite de los partidos Roque Pérez y 25 de Mayo hasta Las Flores cuando toma la dirección O. E. para alcanzar el río Las Flores.

¿Como puede concebirse, que si la suma de estos caudales máximos dá 4.845 m³/s. a la altura de Alvear — para las cuencas del Vallimanca y Las Flores-Tapalqué para la tormenta de julio de 1919 — y una suma de 13.710 m³/s. para una tal como la teórica supuesta del 21 al 24 de febrero de 1915 — en las condiciones supuestas, bajos colmados, tierra saturada, etc., — calcule la Comisión Asesora en su informe página 329, un caudal afluído al colector de 2.400 m³/s. para estas mismas cuencas en conjunto, y más aún, cuando el Salado acusa un caudal de 3.082 m³/s. en Gorchs con el tronco superior en descenso en Ernestina y bajo el nivel normal? (Pág. 170).

Es indudable que un grueso error se ha deslizado en el cálculo de los caudales, asunto que estudiaremos más adelante.

LA VERDADERA EXTENSIÓN DE LAS CUENCAS

En el estudio que precede nos hemos valido de las cuencas tal como lo bosquejara el Ingeniero Duclout.

Hemos debido tomarlas como aproximadas, puesto que un nuevo diseño de dichas cuencas basado en el plano altimétrico aproximado que posee la Dirección de Puentes y Caminos nos hubiera llevado a resultados no mucho más aproximados. He preferido pues adoptarlas para el estudio, corrigiendo la cuenca del Vallimanca, descartando de ella la de las lagunas de Guaminí, que se incluía en la misma y limitando la cuenca del Salado a 87.067 Km².

Los estudios realizados por el F. C. S. asignan a la cuenca del Vallimanca Superior y Salado una extensión de 13.603 Km². hasta la línea Bolívar-Recalde. (Fig. 118 y pág. 296).

Admitida ésta, y conservando en el resto la delimitación de Duclout, se llega así para la cuenca a 18.800 Km². en vez de los 12.867 Km² que resultan con el diseño de Duclout, sustrayéndole la cuenca de las lagunas de Guaminí, de donde evidentemente no afluye agua por estar éstas a un nivel inferior.

Esta ampliación de la cuenca del Vallimanca se hace en menor parte a expensas de la cuenca de Las Flores y en mayor parte a expensas de la región más al Sud del límite de las sierras, indicado por Duclout.

A pesar de la disminución que experimenta la cuenca de Las Flores, he decidido no variarla en los cálculos que se presentan a continuación, por no tener la seguridad de que esta disminución no esté compensada por un alargamiento hacia el Sud o un ensanchamiento hacia el Este.

Admitiendo pues estas extensiones de las cuencas las lluvias del 6 al 22 de abril de 1919, las del 29 de junio al 6 de julio de 1919, las del 21 al 24 de febrero de 1915 y las del 15 al 28 de marzo de 1926, quedarían modificadas de acuerdo a la siguiente planilla:

CUENCAS DEL VALLIMANCA Y LAS FLORES

Fecha de las lluvias	Cuenca del Vallimanca 18800 Km ²		Cuenca de Las Flores 10294 Km ²		Precipitación total de ambas cuencas Hm ³	Variaciones de caudal observadas en Gorchs
	Precip. media mm.	Precip. total Hm ³	Precip. media mm.	Precip. total Hm ³		
21 al 24 de febrero de 1915.	165.7	3115	127.6	1313	4428	No hubo variación de caudal en Gorchs a pesar de ser año de inundaciones precedido por años de inundaciones, tierra saturada y bajos semi-colmados. Almacenamiento íntegro.
6 al 22 de abril de 1919	172.5	3243	165	1698	4941	Almacenamiento íntegro.
29 de junio al 6 de julio 1919	148.4	2790	106.9	1100	3890	Caudal de 3082 m ³ /s., observado en Gorchs, según cálculos con datos del F. C. S. Año lluvioso precedido de año normal. Causa: Bajos colmados.
15 al 26 de marzo de 1926 ..	113.8	2139	143.35	1475	3614	Insignificantes variaciones no alcanzando a llevar el nivel de las aguas en Gorchs a su nivel normal. Año algo lluvioso, precedido de año ídem. Almacenamiento íntegro. Causa: bajos con ligero exceso sobre la normal.

Podríamos agregar las de mayo de 1913.

En cuanto a las alteraciones que estas modificaciones de la precipitación, introducirían en los cálculos de los caudales y tiempo, serían muy pequeños, como se vió (Pág. 331).

Se reducirán a un aumento de 315 m³/s. para el caudal vertido por la cuenca del Vallimanca en Gorchs y algo similar a la altura de Del Carril.

Los tiempos ofrecerían pequeñísimas variaciones que en nada aminoran o contradicen el valor de los razonamientos expuestos.

Por esta razón no hemos corregido en todas las cuencas las precipitaciones de acuerdo a estos nuevos datos, más, teniendo en cuenta la impresión que hace el plano de la Dirección

de Desagües, relativo a las inundaciones de 1900, en cuanto a delimitación perfecta de las cuencas. (Fig. 17).

Se ha representado en el gráfico en la lamina «Cuenca del Salado» por un balde las precipitaciones totales en cada una de las cuencas del Vallimanca y Las Flores-Tapalqué, mostrando por un puente, la influencia en Gorchs, siendo su luz, proporcional al caudal. (Fig. 27).

LA CUENCA COMPLETA DEL VALLIMANCA

Vimos oportunamente (fig. 2) que existe una cuenca Y .A. B. Q. al Oeste del Vallimanca que figura en el diseño de Duclout y que tiene sus comunicaciones — aunque deficientes — con la cuenca del Vallimanca, por cuya razón no sabiendo en que proporciones llegan sus aguas, no las consideramos en el cálculo respectivo.

Dicha cuenca mide 9.300 Km²., de modo que incorporándola al Vallimanca de 18.800 Km². haría un total para esta cuenca de 28.100 Km².

Se vió en las páginas 125, 149 y 190 que a esta cuenca en las lluvias estudiadas, le correspondieron las siguientes precipitaciones medias y totales.

Lluvias	Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915		Lluvias del 6 al 22 de abril de 1919		Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919		Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	
	Precip. media en m.m.	Precip. total en Hm ³	Precip. media en m.m.	Precip. total en Hm ³	Precip. media en m.m.	Precip. total en Hm ³	Precip. media en m.m.	Precip. total en Hm ³
Cuenca Y, A, B, R, tributaria del Vallimanca 9300 K ² .	91,6	852	217,5	2023	90,80	884	196	1823

Considerados los volúmenes caídos en esta cuenca de 9.300 Km². y sumados a los caídos en la cuenca del Vallimanca de 18.800 Km². y a las precipitados en la cuenca de Las Flores, tendríamos los siguientes totales:

Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	5.280 Hm ³ .
Lluvias del 6 al 22 de abril de 1919	4.745 »
Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919.	4.734 »
Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	5.437 »

Todas estas aguas cuando llegan, deben pasar por Gorchs y no se explica que el mínimo de estos volúmenes produzca un caudal de 3.082 m³/s. y las otras, insignificantes variaciones, ocurriendo las cuatro tormentas en años lluviosos y precedidos de lluviosos justamente las dos primeras y la última y la del medio precedida de año normal, (pág. 49), que no ocasionaron las citadas variaciones de caudal en Gorchs. No se explica, lo repito, si no se admite una enorme capacidad de las depresiones en las mismas cuencas, tanto más que el exceso de precipitaciones sobre la normal excluía la posibilidad de tierras sedientas, pues precisamente en agosto de 1926 hubo inundaciones parciales en Dolores y en mayo de 1915 y en julio de 1919, inundaciones generales, y parciales.

Se reperesentan en el gráfico «Cuenca del Río Salado» por baldes, en la respectiva escala estos volúmenes totales, al margen de los caudales ocasionados en Gorchs, representados por la luz de un puente, como se dijo, (Fig. 27).

ALTURA DE LAS AGUAS EN CORCHS PARA LOS MESES
DE MARZO Y ABRIL DE 1926
NIVEL NORMAL A 5.00 M. BAJO LOS RIELES

Fechas	Marzo	Abril
1	—	6.50
2	—	6.50
3	—	6.50
4	—	6.48
5	—	6.45
6	—	6.45
7	—	6.45
8	—	6.43
9	—	6.40
10	—	6.40
11	—	6.40
12	—	6.40
13	—	6.40
14	—	6.40
15	7.30	6.43

Fechas	Marzo	Abril
16	7.20	6.45
17	7.10	6.45
18 ..	7.05	6.45
19	7.00	6.48
20	6.90	6.50
21	6.80	6.50
22	6.70	6.50
23	6.60	6.50
24	6.60	6.50
25	6.50	6.50
26	6.50	6.50
27	6.50	6.50
28	6.50	6.50
29	6.50	6.50
30	6.50	6.50
31	6.50	—

TORMENTA DEL 21 AL 24 FEBRERO DE 1915

Consideramos por ejemplo, la lluvia caída del 21 al 24 de febrero de 1915 y supongamos que esa tormenta se hubiera desplazado un poco más hacia el N. E. de modo que en esa cuenca de 13.603 Km². del Vallimanca — que considera el F. C. S. — se hubiese precipitado lo que se precipitó en aquella ocasión, en la vecindad de las lagunas de Guaminí, entre Coronel Suárez y Guaminí.

Entonces se habría producido con seguridad una precipitación por lo menos de 246 mm., es decir, doble de la admitida por el F. C. S. y en tres días.

La velocidad usada en el método de Chamier hubiera así resultado multiplicada por la raíz cuadrada de la razón de las precipitaciones o sea $\sqrt{2}$ y hubiese sido la velocidad: (página 323).

$$V = 0,478 \sqrt{2} = 0,678 \text{ m s.}$$

El caudal calculado por el método de Chamier hubiese sido dado, aproximadamente para la sección Bolívar-Recalde, por la relación: (pág. 327).

$$Q = 3.460 \text{ m}^3/\text{s.} \times 2 \times \sqrt{2} = 9.790 \text{ m}^3/\text{s.}$$

superior a mi afirmación de 6.000 m³/s. que hiciera en publicaciones anteriores del caudal a la altura del colector como un máximo probable.

El tiempo en recorrer la cuenca hasta Bolívar-Recalde hubiese sido con la velocidad calculada 0,678 m/s.

$$\frac{174.10^3}{0,678 \times 86.400} = 2,97 \text{ días}$$

es decir que encuadra dentro de los tres días en que se verificó esta precipitación y en el que se ha supuesto empleado por el líquido en recorrer la cuenca. Este caudal de 9.790 m³/s. para la cuenca de 13.603 Km². no nos debe sorprender, pues está en más perfecto acuerdo al diagrama de Kuichling (Fig. 125).

Efectivamente el gasto por Km². es de 715 litros aproximadamente y este corresponde para cuencas de 2.000 Km². o de 5.000 Km². lo que miden las varias cuencas paralelas que constituyen la mal llamada cuenca del Vallimanca, según fluye de los mismos estudios del F. C. S. También está de acuerdo al diagrama de Fuller. (Figs. 137, 139 y 139 a).

Tomemos la tormenta acaecida del 21 al 24 de febrero de 1915 durante la cual se precipitaron en la cuenca del Vallimanca hasta la línea Recalde-Bolívar, una media de 168 mm. en tres días.

Lo producido en la región en donde se precipitó esta lluvia lo expresa por otra parte textualmente el informe del F. C. S. en donde dice al respecto.

ANTECEDENTES DE UN INFORME GENERAL SOBRE ESTA CRECIEN-
TE: (PRIVADO) — 4 DE MARZO 1915.

«La extraordinaria lluvia en el distrito de las sierras causó una repentina avenida violenta de agua hacia el bajo, excediendo en sumo grado la capacidad de las aberturas exis-

tentes, *que únicamente una sola abertura en todas las líneas podía haber dejado pasar todo el caudal*».

Es sabido que en las obras de arte se admite una velocidad de 2 m|s. que con un metro de altura dá cada metro lineal la alcantarilla 2 m³|s. de gasto.

Para gastar los 9.760 m³|s. se precisarían sólo 4.880 m.l. de alcantarilla que está muy lejos de ser «una sola abertura en todas las líneas» como reclama el ingeniero del F. C. S. Se vé pues que este caudal no es exagerado de acuerdo a la estimación de técnicos.

Si tomamos como una sola cuenca de 13.300 Km². lo cual no es la realidad, el gasto sería más o menos de 400 l|Km²., es decir algo más de la mitad de acuerdo al mismo diagrama de Kuichling.

DERRAME MÁXIMO DE LA CUENCA DEL COLECTOR

Al mismo tiempo que esta precipitación de 246 mm., se hubiera escurrido en la cuenca del Vallimanca, en el resto de las zonas I y II se hubiese también escurrido una precipitación de 200 mm. si la tormenta se hubiese desplazado hacia el N. E. como se admitió.

Calculemos la velocidad del agua a la altura del colector para estas dos cuencas I y II y luego apliquemos el método Chamier.

Las cuencas I y II miden en conjunto una superficie de 34.322 Km². y como el colector tiene una longitud aproximada para estas cuencas de 300 Km., su ancho medio o el recorrido que deben hacer las aguas desde su origen hasta el colector resulta de 114,407 Km.

El Ingeniero Mercau asigna a la zona II una pendiente media de 0.000933 y a la zona I la pendiente de 0.00139, es decir una media de 0.00116.

Vimos que como media del escurrimiento en estas cuencas resultaba la fórmula $V = 1,35 \sqrt{H I}$

Aplicada a nuestro caso daría para la velocidad, a la altura del colector del agua que se escurriese en las cuencas I y II

q = Caudales en litros por segundo y por kilometro²

DIAGRAMAS DE KUICHLING

Referencias

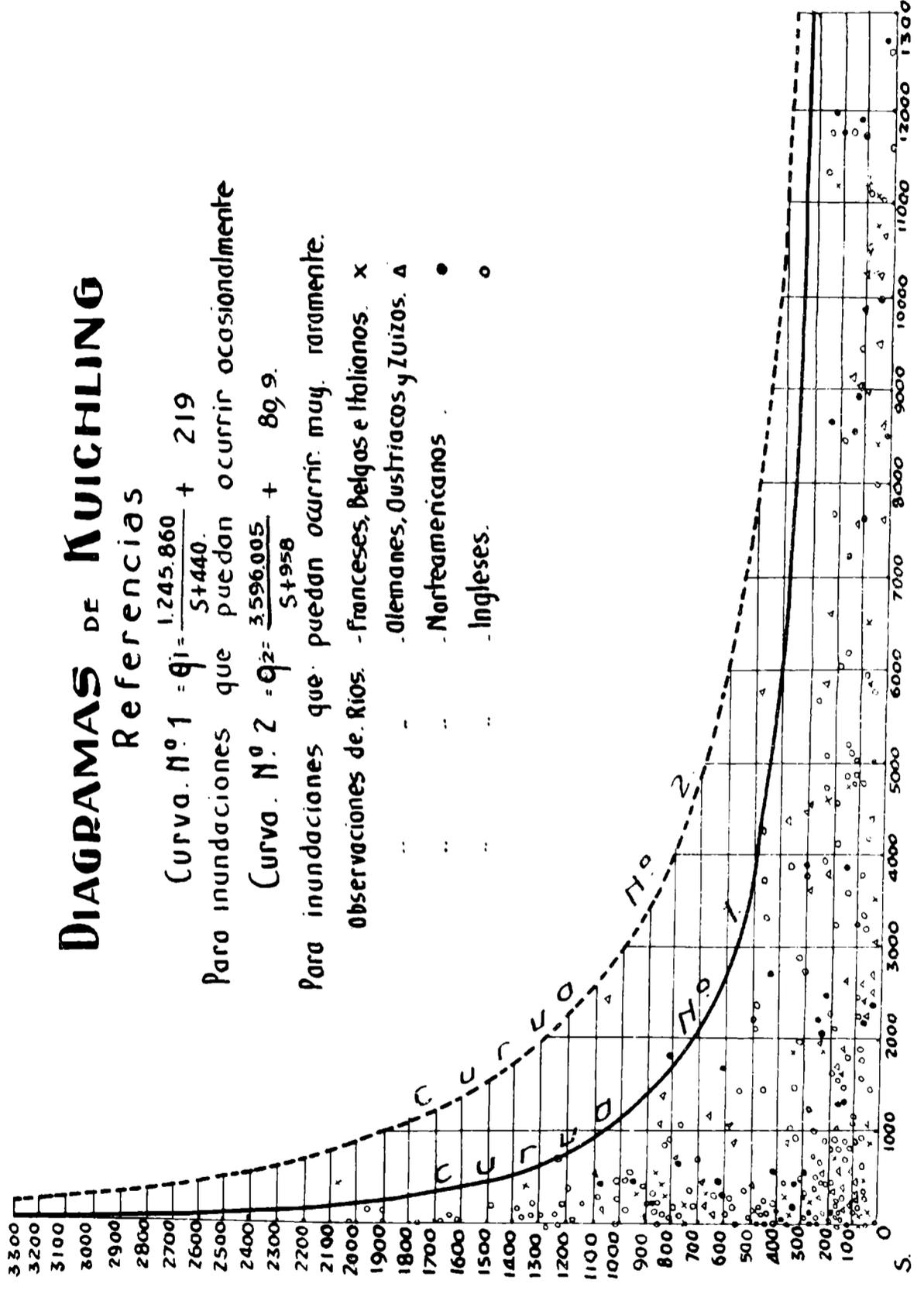
Curva. N° 1 = $q_1 = \frac{1.245.860}{S+440} + 219$

Para inundaciones que puedan ocurrir ocasionalmente

Curva. N° 2 = $q_2 = \frac{3.596.005}{S+958} + 89,9$

Para inundaciones que puedan ocurrir muy raramente.

- observaciones de Rios. - franceses, Belgas e Italianos. x
 - Alemanes, Austríacos y Suizos. Δ
 - Norteamericanos. ●
 - Ingleses. ○



S = Area de drenaje de la cuenca en km²

Comer 1931

Figura 125

de una superficie de 34.322 Km². el siguiente resultado para 200 mm. de precipitación:

$$V = 1,35 \sqrt{HI} = 1,35 \sqrt{200 \times 0,00116} = 0,65 \text{ m/s.}$$

el caudal sería pues dado por la expresión:

$$Q = \frac{34.322.10^6 \times 0,65 \times 0,200 \times 0,75}{114,407} = 29.100 \text{ m}^3 \text{ s}$$

El número de días que tardaría esta corriente de agua desde el punto más alejado del colector en media 114,407 Km. hasta llegar a éste, sería:

$$T = \frac{114,407}{0,65 \times 86.400} = 2,04 \text{ días}$$

De modo que como el tiempo empleado en caer la lluvia, es mayor que el que tarda en escurrirse, habría lugar a observación que no tiene mayor valor puesto que desconocemos la hora en que comenzó esta tormenta el 21 de febrero y la hora en que terminó el 24 de febrero.

Si suponemos el escurrimiento que se verifica en tres días en vez de 2.04 días dado que la longitud media 114.407 m. tomada, es en línea recta y el recorrido del agua es mayor por las sinuosidades de su recorrido lo que equivale a aumentar un 47 por ciento su longitud; su velocidad sería:

$$V = \frac{114,407}{3 \times 86.400} = 0,44 \text{ m s.}$$

es decir 21 cm|s. menos que la velocidad 0.65 m|s. primeramente calculada ocurriendo la precipitación en el mismo tiempo de su escurrimiento podríamos ya con estos valores calcular el caudal con el método de Chamier cuyo valor sería:

$$Q = \frac{34.322.10^6 \times 0,44 \times 0,75 \times 0,200}{114,407} = 19.800 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

cifra esta que adopto como definitiva y si suponemos que el escurrimiento es 0,50 en vez de 0,70, el caudal sería en este caso:

$$Q = 19.800 \frac{0,50}{0,75} = 13.200 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Aplicando la fórmula de Chamier, tal cual la usaba su autor, (pág. 314).

$$Q = \mu \quad I \quad S$$

En esta fórmula las letras representan los siguientes valores:

Q — Caudal en m³/s.

μ — Escurrimiento que adopto (pág. 305) igual a 0,75.

I — Intensidad media de la lluvia durante el tiempo de escurrimiento en m/s.

$$I = \frac{0,200}{3 \times 86400} = 0,00000773 \text{ m/s.}$$

S — Superficie de la cuenca en m².

$$S = 34322.10^6$$

en consecuencia:

$$Q = 0,75 \times 0,00000773 \times 34322.10^6 = 19850 \text{ m}^3/\text{s.}$$

resultando concordante con el anterior lo que comprueba la bondad y suficiente aproximación de la fórmula por mí propuesta.

En cuanto a la probabilidad de que el aporte del Vallimanca, llegue conjuntamente con el resto de la cuenca del colector, estaría supeditado a que hubiese una mayor precipitación en la cuenca del Vallimanca tal que con su mayor velocidad permitiese franquear los 200 Km. que la separan del colector en el mismo tiempo que emplean en franquear los 114 Km. que dista este último del límite de las cuencas I y II.

Si recordamos que la pendiente del Vallimanca hasta el colector es 0.00116, la relación de las velocidades deberá ser

$$\text{en la relación } \frac{200}{114} = 1,74$$

La de las precipitaciones debería ser dada por la relación:

$$\frac{H}{H'} = \frac{V}{V'} = \frac{0,00116}{0,0009} \times 1,74^2 = 3,94$$

suponiendo los radios medios proporcionales a la precipitación.

Se ve que si no hay desplazamiento en tiempo es imposible la superposición pero esto se produce en las precipitaciones por tormentas, que comienzan al S. O. y terminan al N. E. con un movimiento similar a la acaecida del 21 al 23 de abril de 1928, cuyas isohietas se adjuntan y en este caso es perfectamente posible la superposición. (Figs. 91 y 92).

Si la colosal tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 que se estudia y cuyas isohietas se acompañan (figs. 85, 86 y 87) se hubiese producido en sentido inverso, es decir, primero las lluvias caídas en los días 26, 27 y 28 de marzo que sumaron 61 mm. en la cuenca del Vallimanca, (págs. 189 y 190), luego la de los días 21 y 22 con 62 mm. en la misma cuenca y por fin la de los días 15 y 16 en los que la media del Vallimanca fué solo de 19.63 mm. se hubiese tenido no solo el escurrimiento simultáneo, sinó la superposición del aporte del Vallimanca con lo de las cuencas I y II con lo cual la situación hubiese sido gravísima si los bajos hubiesen estado colmados.

Suponíamos que el agua caída en la región más apartada de esta cuenca de 34.322 Km². que las constituyen las cuencas I y II tardase tres días en recorrer el largo de la misma que es de 114.407 m., tiempo en el cual se precipitó la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 y llegamos así a caudales de 19.800 m³|s.

Supongamos aún esto exagerado y admitamos que la velocidad que resultaba para el agua 0.44 m|s. era un exceso.

Admitamos que tarde 5 días en recorrer esa cuenca y en esta hipótesis resultaría la velocidad:

$$V = \frac{114,407}{5 \times 86,400} = 0,266 \text{ m s.}$$

lo que nadie objetará.

Supongamos una tormenta como la acontecida del 22 al 27 de abril de 1914 (fig. 128) en la cuenca de los ríos Luján, Matanzas, Las Conchas, Areco, Salado, etc., de más o menos 270 mm. (pág. 383) y en esa extensión aproximada de 34.322 Km². que es lo que aproximadamente tiene el plano de isohietas respectivo, y que no comprende toda la tormenta.

Esta lluvia pudo producirse en las cuencas I y II y en el mismo año con la tierra saturada, precedido del 1913, año de inundaciones y con los bajos colmados.

Efectuemos ahora el cálculo con arreglo al método de Chamier tomando un escurrimiento solo de 0.50. El caudal estaría dado por:

$$Q = \frac{0,50 \times 34.322.10^6 \times 0,270 \times 0,266}{114.407} = 10.800 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Esto sin contar el resto de la cuenca del colector.

De todas estas consideraciones fluye como consecuencia forzosa que si se supone un caudal de 1.000 m³|s. en el Vallimanca y 3.000 m³|s. en la desembocadura del colector como base para el estudio del presupuesto estamos más bien bajo la realidad y de ningún modo se podrá tildar esto de exagerado; tendremos un presupuesto de mínima. (Pág. 435).

Aún la cifra más alta 29.100 m³|s. está de acuerdo con Kuichling.

Con este caudal el escurrimiento por Km². sería:

$$\frac{29.100.000}{34.322} = 850 \text{ l km}^2.$$

que figura en el diagrama de Kuichling (fig. 125 para cuencas entre 1.400 y 3.400 Km². que es la dimensión aproximada de las diversas cuencas que constituyen esa vertiente. También lo está de acuerdo con el gráfico de Fuller. (Fig. 139 y 139 a).

LLUVIAS DEL 21 AL 24 DE FEBRERO DE 1915 EN LA CUENCA DEL VALLIMANCA

En esta tormenta se precipitó en la cuenca del Vallimanca dándole a ésta una extensión de 12.867 Km². que le asigna el Ingeniero Duclout 139.6 mm. y en la misma cuenca, si se la limita de acuerdo al F. C. S. (fig. 118) desde su origen hasta la línea Recalde-Bolívar 168 mm. en contra de 123 mm. que se precipitaron en los 3 días de julio de 1919, es decir, en los días 4, 5 y 6 de julio según el F. C. S.

Calculemos el tiempo que tardaría en llegar el máximo a Del Carril usando la fórmula:

$V = 1,35 \sqrt{H I}$ en nuestro caso la pendiente hasta Del Carril $I = 0.00048$.

$$V = 1,35 \sqrt{H \times 0,00048}$$

y el tiempo transcurrido desde el comienzo de la lluvia hasta la producción del máximo estaría dado en días por:

$$T = \frac{344.000}{1,35 \sqrt{H} \times 0,00048 \times 86.400}$$

siendo de 344 Km. la longitud de esta cuenca hasta Del Carril, o sea:

$$T = \frac{135}{\sqrt{H}} \text{ en días}$$

que para la tormenta de julio de 1919 de 123 mm. que calculó el F. C. S. para los días 4, 5 y 6 de julio, daría como intervalo para el máximo:

$$T = \frac{135}{\sqrt{123}} = \frac{135}{11,1} = 12,15 \text{ días}$$

que concuerda con los resultados según se vió anteriormente. (Pág. 317).

Apliquemos esta fórmula a la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915.

La precipitación media en la cuenca del Vallimanca fué de 139.6 mm. (pág. 125) y el intervalo en días debió ser:

$$T = \frac{135}{\sqrt{139,6}} = \frac{135}{11,8} = 11,43 \text{ días}$$

Si se toma la precipitación de la cuenca 165.7 mm. el tiempo debió haber sido

$$T = \frac{135}{\sqrt{165,7}} = \frac{135}{12,85} = 10,5 \text{ días}$$

De modo que el máximo debió ocurrir en Del Carril alrededor del 5 de marzo, pero se observa que desde el 26 de febrero hasta el 10 de marzo mantiene el agua su nivel invariable a 3 metros bajo los rieles, (pág. 127), es decir, que no modificó el nivel de estas lluvias. (Fig. 71).

Si observamos las lluvias en los meses de febrero y marzo de 1915 encontramos los siguientes datos:

Fechas	Arboledas	La Madrid	Recalde	Bolivar	Pringles	Alvear	Del Carril
Febrero 6	1	—	—	—	—	—	—
» 10	49	42	20	—	—	—	—
» 18	14	18	31	—	—	—	—
» 21	51	5	62	30	—	—	—
» 22	125	71	63	—	82	—	—
» 23	49	71	120	15	147	—	—
» 24	—	—	—	—	50	—	16
Marzo 1	—	—	—	—	9	—	—
» 6	—	—	14	11	5	5	8
» 7	32	25	48	31	10	126	25
» 8	—	—	—	7	9	20	60
» 9	—	—	—	—	—	1	—
» 17	19	22	12	10	25	8	5
» 20	—	—	—	1	—	—	—
» 21	13	29	53	95	15	—	4
» 22	—	—	—	—	—	—	6

De esta planilla se deducen para los días 6, 7 y 8 de marzo los siguientes valores:

Del Carril	93 mm.
Bolivar	49 »
Recalde	62 »
Arboledas	32 »
La Madrid	25 »
Pringles	19 »
Total	280 mm.
Promedio	46 mm.

Aplicada la fórmula nos dá como intervalo:

$$T = \frac{135}{V_{46}} = 19,89 \text{ días}$$

Es decir que contando 19 días después del 6, fecha de la iniciación de la lluvia tendríamos el máximo en Del Carril o sea

el 25 que figura con el máximo de altura de 1.40 m. bajo los rieles al igual 24, 23 y 22, resultando concordante y más si se considera que al máximo de precipitación de las seis localidades mencionadas, ocurrió precisamente en Del Carril con 93 mm. (Pág. 127).

Esta segunda lluvia encontró los bajos colmados por la del 21 al 24 de febrero; ésta última se almacenó íntegramente a pesar de ser en extremo copiosa: las de los días 6, 7 y 8 de marzo produjo su máximo que para obtener su intervalo debió sumarse con las lluvias del 21 de marzo que marcaron para Del Carril 4 mm. a la anterior precipitación, no llegando a acumularse las caídas en Bolivar, Recalde, etc., de modo que el intervalo debió ser calculado con 50 mm. o sean 46 mm. más 4 mm. lo que nos daría el valor:

$$T = \frac{135}{\sqrt{50}} = 19,08 \text{ días}$$

que concuerda exactamente.

En cuanto al caudal que hubiese originado la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 si los bajos hubiesen estado colmados como en la de julio de 1919, lo podríamos calcular por el método expuesto. La velocidad sería para Del Carril:

$$V = 1,35 \sqrt{0,00048 \times 165,7} = 0,381 \text{ m/s. y el caudal sería:}$$

$$Q = \frac{17603.10^6 \times 0,1657 \times 0,75 \times 0,381}{340.10^3} = 2.460 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

y sin embargo el Saladillo no varió un centímetro y días más tarde subió 1.60 metros no saliendo gran cosa de su cauce en el puente de Del Carril y debido a lluvias posteriores.

La variación de sección en Del Carril fué de 54 m². de modo que el aumento de caudal, aún atribuyendo éste a lluvias del 21 al 24 de febrero debió ser muy escaso, muy por debajo de 100 m³|s., originando esta avenida, solo las aguas de la vecindad del cauce.

Con respecto al caudal que hubiese arrojado esta cuenca con esta lluvia a la altura del colector, la calcularíamos de igual modo, teniendo presente que la precipitación fué 168 mm. (página 344).

La velocidad a la altura del colector sería:

$$V = 1,35 \sqrt{H \cdot I} = 1,35 \sqrt{168 \times 0,0009} = 0,526 \text{ m s.}$$

y el caudal distando el colector 200 Km. del origen de la cuenca:

$$Q = \frac{15.200.10^6 \times 0,168 \times 0,526 \times 0,75}{200.10^3} = 3.040 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se vé que la evaporación del verano precedente y no la anterior a la tormenta, reduciendo en algo el colmado de los bajos y dejando la tierra saturada a pocos centímetros de la superficie, evitó una catástrofe de consecuencias mucho más serias que la de julio de 1919.

Aquí no pudo influir la absorción de la tierra que se encontraba saturada, incapaz de hacerlo después de años lluviosos con elevación general de la napa freática en la Provincia y fué esta reserva de capacidad originada por el verano al evaporar agua de las lagunas la que amortiguó y anuló esta avenida. (Pág. 128).

OTRAS COMPROBACIONES DE LA FÓRMULA

Sometamos esta fórmula $T = \frac{135}{\sqrt{H}}$ deducida para la cuenca Sud a otras verificaciones.

Los escasos datos de lluvias que existen en la Dirección de Desagües para el mes de mayo de 1900, los detallo a continuación:

Año 1900	Cuenca arroyos «Las Flores y Tapalqué»			Cuenca arroyos «Vallimanca y Saladillo»		
	Olavarría m. m. lluvia	Tapalqué m. m. lluvia	Alvear m. m. lluvia	Bolivar m. m. lluvia	25 de Mayo m. m. lluvia	Saladillo m. m. lluvia
Mayo 2.....	6.-	—	12.-	—	—	6.-
» 9.....	3.-	30.30	9.-	5.20	2.-	8.-
» 10.....	19.-	5.30	—	—	—	—
» 11.....	5.-	—	—	—	—	—
» 12.....	—	22.20	34.20	6.70	45.-	60.-
» 13.....	49.-	83.20	80.20	52.60	39.-	60.-
» 18.....	—	—	7.-	—	—	—
» 21.....	6.-	10.40	8.-	6.40	—	13.-
» 28.....	4.-	10.40	8.-	11.-	13.-	13.-
» 30.....	—	—	3.-	—	—	3.-
» 31.....	21.-	—	9.-	25.-	—	18.-
Total lluvia, mayo.....	113.-	161.80	170.40	106.90	99.-	181.-
Máximo caído 14 días.....	82.-	151.40	134.40	70.90	86.-	141.-
» » 8 ».....	76.-	141.-	121.40	—	—	—
» » 7 ».....	—	—	—	64.50	86.-	128.-
» » 24 horas.....	49.-	83.20	80.20	52.60	45.-	60.-
» » 1 ».....	—	—	—	—	—	—

De esta planilla resulta para la lluvia caída entre los días 13 y 9 de mayo inclusive los siguientes datos:

Olavarría	76	mm.
Tapalqué	141	»
Alvear	123,40	»
Bolívar	64,50	»
Veinticinco de Mayo	86	»
Saladillo	128	»
Total	<u>618,90</u>	mm.

promedio 103 mm. que lo podemos tener como aproximado para la cuenca del Vallimanca, dado que no hay mejores datos.

Aplicando la fórmula tendremos: $T = \frac{135}{\sqrt{103}} = 13.3$ días.

Esto concuerda con los hechos pues tomando el 9 de mayo como fecha inicial tendríamos el 22 como producción del máximo en Del Carril que se vé es la fecha de mayor altura a 3.55 m. bajo los rieles. El escaso aumento de caudal fué debido a que aportaron las aguas, solo los bajos, en directa comunicación con el cauce del río.

ARROYO SALADILLO PUENTE «DEL CARRIL»
OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA.— AÑO 1900

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4.00 m.

Día	Mayo		Junio		Agosto		Septiembre		Octubre	
	Alturas en'	Alturas en metros								
1.	12'9"	3.886	11'7"	3.531	9'5"	2.870	9'	2.743	7'6"	2.286
2.	»	»	»	»	»	»	»	»	6'7"	2.007
3.	»	»	11'5"	3.480	9'	2.743	9'3"	2.819	»	»
4.	»	»	11'7"	3.531	»	»	8'9"	2.667	6'	1.829
5.	12'9"	3.886	11'5"	3.480	»	»	»	»	6'2"	1.880
6.	12'10"	3.912	10'	3.048	»	»	»	»	»	»
7.	13'	3.962	»	»	»	»	9'2"	2.794	6'5"	1.956
8.	»	»	»	»	»	»	»	»	6'9"	2.057
9.	13'7"	4.140	10'2"	3.099	»	»	9'5"	2.819	7'7"	2.311
10.	»	»	10'4"	3.150	»	»	»	»	»	»
11.	13'4"	4.064	10'7"	3.226	»	»	»	»	»	»
12.	12'9"	3.886	11'	3.353	»	»	»	»	7'2"	2.184
13.	12'5"	3.785	»	»	»	»	»	»	»	»
14.	12'3"	3.734	11'2"	3.404	»	»	9'5"	2.819	7'5"	2.261
15.	»	»	»	»	»	»	8'	2.438	7'7"	2.311
16.	12'1"	3.683	»	»	9'	2.743	»	»	»	»
17.	12'2"	3.708	11'6"	2.505	10'2"	3.099	7'6"	2.286	7'	2.134
18.	11'8"	3.556	»	»	»	»	7'6"	2.261	7'	»
19.	11'9"	3.581	»	»	10'	3.048	7'5"	2.261	7'5"	2.261
20.	11'1'	3.378	11'8"	3.556	»	»	7'	2.134	»	»
21.	11'	3.353	»	»	»	»	6'2"	1.880	7'	2.134
22.	»	»	»	»	9'2"	2.794	»	»	»	»
23.	»	»	»	»	»	»	7'6"	2.286	7'5"	2.261
24.	11'2'	3.404	»	»	9'	2.743	»	»	»	»
25.	11'4"	3.454	»	»	9'6"	2.896	»	»	»	»
26.	11'2"	3.404	»	»	»	»	»	»	»	»
27.	»	»	»	»	»	»	7'5"	2.261	»	»
28.	12'	3.658	11'8"	3.556	»	»	»	»	7'4"	2.235
29.	»	»	12'	3.658	9'6"	2.896	»	»	»	»
30.	»	»	11'8"	3.556	9'5"	2.870	»	»	»	»
31.	»	»	—	—	9'	2.743	—	—	7'	2.134

NOTA. — La cota del riel en puente F. C. S. es 33.26 m. Desde agosto de 1919, es 34.20 m. La altura máxima registrada es de cota 33 m. 21, julio 14/919.

Como la fecha de producción del máximo y en concordancia con lo observado en el 22 de mayo de 1900 hubo precipitaciones en toda esa zona el 21 de mayo, lógicamente tendríamos que introducir este valor, aunque la aceleración producida por el aumento de radio medio se verificase solamente el día 21 de mayo.

La media que resultaba de 103 mm. para la cuenca del Vallimanca resulta así elevada de 7.3 mm., es decir que la media resultaría de 110.3 mm. cuyo valor aplicado en la fórmula, nos dá el intervalo en días desde el comienzo de la lluvia y la producción del máximo.

$$T = \frac{135}{\sqrt{110,3}} = 13,2 \text{ días}$$

lo que no altera sensiblemente la fecha.

Hagamos otra verificación, con las lluvias caídas aproximadamente en ésta cuenca en el mes de septiembre de 1900, cuyos datos y observaciones fieles de acuerdo a los archivos de la Dirección de Desagües se acompañan.

Años 1900	Cuenca arroyos «Las Flores y Tapalqué»			Cuenca arroyos «Vallimanca y Saladillo»		
	Olavarría m. m. lluvia	Tapalqué m. m. lluvia	Alvear m. m. lluvia	Bolívar m. m. lluvia	25 de Mayo m. m. lluvia	Saladillo m. m. lluvia
Septiembre 1	—	7.30	12.20	5.—	—	25.—
» 2	34.—	29.30	13.—	—	9.—	40.—
» 13	13.—	8.40	3.—	—	0.60	—
» 14	—	—	0.30	—	—	—
» 18	{ 8.—	{ 10.—	{ 1.—	{ 7.—	{ 4.—	{ 9.—
» 19	{ 27.—	{ 34.30	{ 22.30	{ 23.80	{ —	{ 15.—
» 20	{ 15.—	{ 75.—	{ 50.—	{ 15.—	{ 24.—	{ 40.—
» 21	{ —	{ —	{ 10.—	{ —	{ 1.—	{ 20.—
» 24	{ —	{ 8.—	{ 1.—	{ —	{ —	{ —
» 29	{ —	{ —	{ 1.—	{ —	{ —	{ —
» 30	{ 19.—	{ 33.40	{ 4.—	{ 5.20	{ 8.—	{ —
Total lluvia en septiembre	116.—	205.80	117.80	56.20	46.60	149.—
Máx ^o obs ^o en 14 días	69.—	160.80	89.30	51.—	34.—	84.—
» » » 7 »	50.—	127.40	85.30	45.80	29.—	65.—
» » » 24 horas	47.—	75.—	50.—	23.80	24.—	40.—

De ella resultan para el período de lluvias comprendido del 18 de septiembre al 30 de mismo mes, agrupadas así por la Dirección de Desagües, los siguientes valores:

Olavarría	69	mm.
Tapalqué	160.80	»
Alvear	89.30	»
Bolivar	51.00	»
25 de Mayo	34.00	»
Saladillo	84.00	»

Total	488.10	mm.
Promedio	81.3	mm.

Aplicándole la fórmula para el intervalo al máximo tendremos:

$$T = \sqrt{\frac{135}{81,3}} = 15 \text{ días}$$

Si esta tormenta comenzó el 18 de septiembre son trece días hasta fin de mes, de modo que para completar los quince días debemos fijarnos en la altura de las aguas el día 2 de octubre que viene transmitida el tres y que figura al igual que el 2 con 2.007 m. bajo el nivel de las vías. En realidad el máximo parece haberse producido el 3 cuya información se transmitió el 4 con 1.82 bajo los rieles es decir 18 cm. más alto.

La concordancia es pues perfecta, más si se tiene en cuenta que esta lluvia no fué concentrada, pues abarcó 14 días y que la precipitación de septiembre fué muy escasa.

Si se descuenta la lluvia del 18 de septiembre el promedio queda reducido a 75.8 mm. y la fórmula dá para el intervalo $T=15.55$ días, lo que haría caer el máximo entre el 4 y 5 de octubre, es decir matemáticamente exacto.

La razón del poco aumento del caudal con la precipitación de 81.3 mm. es la misma que la de mayo, solo vertieron sus aguas, la zona en comunicación con el cauce.

Quiere decir esto que la fórmula que uso, para calcular la velocidad deducida de otros cursos de agua y aplicada al Valli-manca, es aproximadamente exacta y por lo tanto los caudales que he calculado son bastantes aproximados.

Apliquemos pues este procedimiento para aforar el caudal que hubiese atravesado la línea Recalde-Bolívar en la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 si los bajos hubiesen estado colmados como lo aconteció en julio de 1919.

Apliquemos la fórmula y tendremos para la velocidad para los 168 mm. de precipitación y la pendiente $I=0.00102$ que adopta el F. C. S.

$$V = 1,35 \sqrt{H I} = 1,35 \sqrt{168 \times 0,00102} = 0,54 \text{ m/s.}$$

El caudal para esta velocidad asignándole a la cuenca hasta Bolívar-Recalde 13.603 Km^2 . y una longitud de 174 Km . todo de acuerdo con el F. C. S. y tomando como escurrimiento 0.75 , estaría representado por la expresión:

$$Q = \frac{13.603.10^6 \times 0,75 \times 0,168 \times 0,54}{174.10^3} = 5.350 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Esta lluvia fué pues considerablemente más peligrosa que la de julio de 1919 puesto que el caudal para ese caso que nos dió nuestro cálculo, fué de $3.460 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 327).

Causó considerables destrozos en la parte que se ha dado en llamar alta al S. del colector, en las vías férreas (fig. 67) y sin embargo no varió 1 cm . (pág. 127) el nivel del Saladillo en Del Carril. (Fig. 71). La avenida de agua fué formidable en la parte alta como lo prueba el informe oficial del F. C. S. donde dice:

ANTECEDENTES DE UN INFORME GENERAL SOBRE ESTA CRECIEN-
TE. (PRIVADO) — 4 DE MARZO DE 1915.

«Durante 24 horas terminando el 21 de febrero a las 8 am. una lluvia fuerte pero no excepcional se hizo sentir en las líneas Bolívar a Guaminí y Bolívar a Otoño (Vía Recalde), lo mismo que en nuestra parte norte de nuestro sistema de vías.

«Durante 24 horas siguientes una lluvia excepcionalmente fuerte ocurrió sobre todo el sistema limitado al norte de las Sierras de Olavarría-Mar del Plata y al Sur entre Curumalán y Sierras de la Ventana, extendiéndose entre Saavedra y Bahía Blanca.

«En algunas partes como en el Distrito de Saavedra fué fenomenal e infortunadamente continuó durante el día siguiente en las vecindades de Saavedra».

Esto prueba que dentro de la zona alta hay depresiones que amortiguan los efectos de las avenidas violentas con tierra saturada y aún con los bajos semi-colmados y que en años normales, no hay porque preocuparse de las aguas de las sierras, puesto que estas no hacen ningún daño. Aún en años lluviosos como el citado 1915, precedido y seguido de años de inundaciones, estas cuencas son capaces de almacenar completamente una avenida con un drenaje moderado, aún con un exceso de agua en los campos digamos con un 20 por ciento de las áreas de los campos ocupadas por las aguas como ocurrió en 1915, reducido lo ocupado por las aguas a esta proporción por un efecto similar, por la evaporación.

Si se comparan los daños hechos en las vías férreas por las diversas tormentas en la cuenca del Vallimanca tendremos:

Tormenta de julio de 1919. — Precipitación en la cuenca del Vallimanca del 29 de junio al 6 de julio 148.8 mm. (pág. 149). Las vías de esta cuenca fueron cortadas en una extensión de 15.837 m. de terraplen (fig. 77) y el Saladillo llevó en Del Carril 1.000 m³s. según el Ingeniero Spilbury del F. C. S. (página 177).

Febrero de 1915. — Idem idem del 21 al 24 de febrero de 1915, 165.7 mm. (pág. 125) y se destruyeron 1.269 m. de terraplen (fig. 67). Influencia moderada. El Saladillo no varió en Del Carril 1 cm. (pág. 127).

Marzo de 1926. — Idem idem del 15 al 28 de marzo, 113.8, (pág. 190) no se produjeron destrozos en las vías y el Saladillo no varió sensiblemente en Del Carril. Año con ligero exceso e inundaciones parciales en agosto en Dolores (pág. 191) precedido de año con ligero exceso también sobre la normal. Almacenamiento íntegro.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE CHAMIER A LA CUENCA DE LOS CANALES 9 Y 11

En las lluvias ocurridas en agosto de 1922 se registra en «La Prensa» fecha 22 de agosto la noticia de la rotura del canal N° 9 que ocurrió en los Hms. 358 y 650 y de otros conductos de agua con grandes áreas inundadas y enormes perjuicios. (Página 179).

Fué tan grande el clamoreo, que provocó la visita en masa del P. E. para calmar los ánimos y fueron las últimas inundaciones importantes ocurridas en la zona de desagües.

Pendiente de la zona. — Dolores se encuentra en la cota 15 y el origen de esa cuenca que la he designado con el nombre de cuenca de los canales 9 y 11, la D, F, G, H, I, J, D, tiene su principio a la cota más o menos 215 m. en media, de modo que la diferencia de nivel entre ambos puntos es de 200 m.

La distancia desde el origen de la cuenca hasta Dolores, medida por la línea de máxima pendiente, es aproximadamente 220 Km. de modo que su pendiente es:

$$\frac{200}{220.000} = 0,00091$$

La superficie de esta cuenca es de 20.158 Km². Del 15 al 16 de agosto se precipitaron en esta cuenca 62,9 mm. y del 22 al 23 del mismo mes 7,58 mm. cuando ya el máximo de Dolores se había producido. (Pág. 180).

Apliquemos la fórmula de la velocidad:

$$V = 1,35 \sqrt{H I} = 1,35 \sqrt{62,9 \times 0,00091} = 0,323 \text{ m s.}$$

El intervalo de tiempo que debió transcurrir entre la iniciación de la lluvia y el máximo lo tenemos por el cociente:

$$T = \frac{220.000}{0,323 \times 86.400} = 7,9 \text{ días o sean 8 días}$$

Este resultado es extraordinariamente concordante con los hechos, pues las lluvias iniciadas el 15 de agosto debieron producir su máximo entre el 22 y el 23 del mismo mes, todo lo cual está de acuerdo con lo que anuncia «La Prensa» el día 22 de agosto y subsiguientes.

Veamos el caudal que habría arrojado dicha cuenca en esa oportunidad. Aplicando el método de Chamier, éste estaría dado por la expresión:

$$Q = \frac{20.158.10^6 \times 0,323 \times 0,75 \times 0,0629}{220.10^3} = 1.400 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Admitimos un escurrimiento de 0.75 y así debió ser puesto que los bajos estaban colmados y se ocasionaron ingentes perjuicios.

Apenas si resulta explicable este caudal de 1.400 m³|s. para esta cuenca con solo 62.9 mm. de precipitación si se recuerda las ingentes y violentas precipitaciones soportadas por esta cuenca, cuyo detalle puede verse en el estudio comparativo de esta cuenca para diversas tormentas. (Pág. 195).

Fué un caso similar a lo que aconteció en la cuenca del Vallimanca en julio de 1919. Esta aplicación de la fórmula — deducida de las observaciones — a este caso particular y su estrecha concordancia, prueban que el método de cálculo para los caudales que he esbozado, es bastante aproximado.

LA APLICACIÓN DEL MÉTODO CHAMIER A LAS INUNDACIONES DE AGOSTO DE 1926.

Vimos que la noticia de tal inundación fué consignada en «La Prensa» fecha 13 de agosto, noticia que corresponde a los sucesos de la víspera, es decir del 12 de agosto, cuando se produjeron los desbordes del canal excavado de los canales 1 y 9, la inundación de Dolores etc., y otros datos que oportunamente consignamos. (Pág. 193). Antes y después de esa fecha, 13 de agosto, en el diario citado no hay ninguna noticia complementaria, lo que equivale a decir, que el máximo se produjo el 12 de agosto y que los temores manifestados en los telegramas de que esta inundación fuese aumentando y alcanzara la proporción de la de agosto de 1922 fueron infundados, pues no se realizaron.

Vimos también que, aforos aproximados de la Dirección de Desagües, algunos efectuados meses después de la inundación, condujeron a un caudal de 961 m³|s. como escurrido a través de la línea del F. C. S. entre los canales 1 y 9 y agregado a esto, lo aforado en el canal 9 y lo escapado por el vertedero de Vichaguel.

La anterior estimación del caudal arrojado por la cuenca de los canales 9 y 11 para las lluvias de agosto de 1922, dió como resultado 1.400 m³|s. con 62.9 mm. de precipitación y causaría extrañeza que con 91 mm. en las lluvias del 3 al 5

de agosto de 1926 (pág. 193), solo arrojase un caudal de 961 m³/s.

El rol principal lo ha jugado la capacidad en las depresiones del suelo, que estaban semi-colmadas, en esta última ocasión, absorbiendo en consecuencia un considerable caudal, lo que podemos poner en evidencia, empleando el método de Chamier ya expuesto, aplicado a esta lluvia de 91 mm. de precipitación media.

La velocidad de la onda de inundación estaría dada por:

$$v = 1.35 \sqrt{H I} = 1.35 \sqrt{91 \times 0.00091}$$

$$v = 1.35 \sqrt{0.0828} = 1.35 \times 0.288 = 0.389 \text{ m/s.}$$

Con esta velocidad el tiempo empleado en llegar el agua desde las sierras, sería en días:

$$T = \frac{220.000}{0.389 \times 86.400} = 6.4 \text{ días}$$

Como parece ser que el máximo fué el 12 de agosto y las lluvias comenzaron el 3 tenemos 9 días en vez de 6.56 que dá la fórmula y que no es tolerable.

El caudal sería, de ser cierta la velocidad encontrada:

$$Q = \frac{20.153.10^6 \times 0.389 \times 0.75 \times 0.091}{200.10^3} = 2.430 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Razón tenían pues los habitantes de Dolores en sus fundados temores de que se produjese una catástrofe, mayor que la de 1922.

Dado que tardó la onda 9 días en vez de 6.4 días, la velocidad de propagación debió ser:

$$v = \frac{220.10^3}{9 \times 86.400} = 0.283 \text{ m/s. en vez de } 0.389 \text{ m/s.}$$

Sabiendo que esta ha sido la velocidad, podemos deducir la precipitación correspondiente en la fórmula:

$$v = 1.35 \sqrt{H I}$$

$$H = \frac{v^2}{1.35^2 \times I}$$

$$H = \frac{0.283^2}{1.35^2 \times 0.00091} = \frac{0.08}{1.82 \times 0.00091} = 48.3 \text{ m. m}$$

Tomando estos 48.3 mm. podemos calcular el caudal:

$$Q = \frac{20.158.10^6 \times 0,283 \times 0,75 \times 0,0483}{220.10^3} = 940 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La explicación es clara ahora. En la cuenca se precipitaron 91 mm. de los cuales 48.3 se escurrieron con un 25 por ciento de pérdidas formando la avenida y los 42.7 mm. restantes se emplearon en colmar los bajos, condición indispensable en la producción de una avenida.

El caudal obtenido con los 48.3 mm. que es de 940 m³|s. se aproxima bastante al deducido según estimaciones aproximadas y bajas, a estar a las mismas informaciones de los Ingenieros de la Dirección de Desagües 961 m³. en las cuales no se cuenta el caudal escurrido por el canal 1 al cual forzosamente la citada cuenca debió verter alguna porción de sus aguas. La diferencia aún así resulta solo 21 m³|s., es decir, concordante.

Esta estrecha concordancia prueba que la fórmula que uso, deducida de las observaciones, no dá caudales exagerados, pues en total ha satisfecho a 8 verificaciones, de tiempo de propagación y 3 verificaciones más de caudales, con sus tiempos de propagación o sea en total 14 comprobaciones. (Pág. 317).

EL RETARDO

En el método Chamier que aplicamos, hemos deducido las velocidades tomando la longitud del curso de agua y dividiendo dicha longitud por el tiempo transcurrido desde la iniciación de la lluvia hasta la producción del máximo, tomado éste como indicio de la llegada del agua de la zona de mayor pendiente, es decir, de su origen en las sierras, que por esta razón a causa de su mayor velocidad se superpone con la de la parte de menor pendiente.

Es evidente que en esta forma computamos una velocidad menor. El agua en un principio se desliza normalmente a los cursos de agua hasta acumularse en las vaguadas antes de emprender su camino en la dirección S. N. Si este tiempo previo es de 1 día y el tiempo necesario para alcanzar Dolores por ejemplo es de 8 días, son en realidad 7 los empleados en recorrer el camino, de modo que la velocidad y en consecuen-

cia el caudal quedan disminuidos aproximadamente en un 14 por ciento.

También la cresta de la onda que pasa por una localidad no es la misma que pasa por la otra, sinó una que le ha sucedido, pues la primera se emplea en colmar el cauce mayor y desaparece.

Se explica así que no teniendo en cuenta este retardo, el método de Chamier dé resultados algo menores que los otros métodos basados en observaciones de caudales escurridos, como veremos más adelante. (Pág. 401).

Si aplicamos el método Chamier a cuencas cortas y anchas en la parte más llana de la Provincia, por ejemplo a la de la Cañada de Las Garzas con velocidades deducidas de igual modo, la influencia de este retardo, sería aún más sensible, puesto que siendo las vaguadas menos pronunciadas, el tiempo empleado en afluir las aguas lateralmente sería mayor y en proporción al tiempo total del escurrimiento, menor también por su menor longitud; el porcentaje de error ya no sería tolerable.

Los caudales que hemos obtenido, están pues por debajo de los reales.

A más de las causas indicadas existen otras como ser, que se ha supuesto que la lámina de agua se escurre con una altura uniforme a causa de suponer la pendiente también uniforme.

El agua que baja de las sierras, tiene en su comienzo una fuerte pendiente, de modo que a causa de su mayor velocidad en el escurrimiento viene a superponerse a la de la parte con menor pendiente encimándose así en su escurrimiento de donde resulta un incremento de caudal nada despreciable.

Se viene a tomar también algo así como una velocidad media de escurrimiento, en vez de la máxima.

Otras causas serían que las lluvias no tienen una intensidad uniforme, y por fin una última y en ciertos casos la más importante, es el desplazamiento que pueden sufrir las tormentas en la dirección de la corriente tal como ocurrió en la tormenta del 21 al 24 de abril de 1928, circunstancia que con el criterio Norte Americano basta para duplicar el caudal originado por una tormenta estática.

No es de extrañar pues que para este procedimiento analítico, lo mismo que el otro que veremos basado en la relación del caudal máximo al medio y en el tiempo de escurrimiento,

deducidos ambos de la observación de desplazamientos en la cuenca S. del Salado, den resultados algo inferiores a los deducidos por comparación con el escurrimiento de cuencas similares y al adoptarlo como cálculo definitivo, lo hago con el firme propósito de quedar siempre bajo un valor posible de alcanzar por la casual coincidencia de la lluvia más intensa, unida esta a encontrar los bajos colmados, la tierra saturada y la zona de mayor precipitación, ubicada en la parte alta de la cuenca S. del Salado.

EL PORQUE DE LA DISCREPANCIA DE LOS CAUDALES CALCULADOS POR EL F. C. S. PARA LA SECCIÓN BOLIVAR-RECALDE: LOS OBSERVADOS Y MIS CÁLCULOS.

El F. C. S. calcula para la línea Bolivar-Recalde $992 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 278). Se observó un caudal de $947 \text{ m}^3/\text{s}$. y mis cálculos indican uno de $3.460 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 331) si se adopta un escurrimiento de 0.75 y si se adoptase uno de 0.65 el caudal se reduciría a $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. para esta sección en ocasión de las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919.

Esta discrepancia proviene del represamiento del agua, por las vías, las cuales obraron con sus aberturas como embalses reguladores, permitiendo que poca agua se escurriese a lo largo de ellas, hacia las obras de arte.

Empezemos por calcular el caudal del Salado en las proximidades de Guerrero para el año 1913 con arreglo a las leyes del movimiento uniforme.

En los planos que se acompañan se indica la altura máxima del agua para las secciones en sus correspondientes cotas. (Fig. 127).

Se ha calculado el área, velocidad y caudal para la parte central correspondiente al cauce menor y para cada una de las márgenes en una sección a 2.100 m. aguas arriba del puente de Guerrero.

Se ha supuesto que la pendiente del terreno en ambas márgenes continuaba con la determinada por las dos últimas cotas hasta alcanzar el nivel de las más altas aguas observadas, dado que las nivelaciones transversales no alcanzan hasta la expansión que así resulta de 12.189 m. en esta sección para esta pendiente.

RELEVAMIENTO PLANI-ALTIMETRICO
ESTACION GUERRERO - PROVINCIA DE BUENOS AIRES

-Escala 1:50000-

0 0.5 1 1.5 2 2.5 3 Km.

Las cotas están referidas al 0 del M de O.P.



Figura 126

Observación: De acuerdo a los datos del Instituto Geográfico Militar.

Se ha elegido esta sección y no la del puente, dado que esta y otras darían secciones aún más vastas, siendo difícil limitarlas, adoptando la misma hipótesis.

Se ha supuesto el nivel del agua en esta sección igual al de Guerrero, dado que por la escasa pendiente superficial no hay en ello error sensible.

Con estas suposiciones y con la pendiente longitudinal general del Salado en esa región que es de 0.0000884, se ha calculado la siguiente tabla, en la cual no se puede utilizar la pendiente superficial por ser efectuadas las nivelaciones de los perfiles con diversidad de fechas y es sabido que en solo un día un río en bajante desciende varios centímetros.

La sección así calculada para 2.100 metros aguas arriba de Guerrero, dá un total de 11.819,34 m². y un caudal de 6.035.90 m³|s., cuando el máximo caudal observado en Guerrero fué de 1.400 m³|s. Según la Dirección de Desagües y 4.561 m³|s. según el F. C. S.

SECCIÓN A 2100 METROS AGUAS ARRIBA DE GUERRERO
CAUCE MENOR

Secciones	Áreas	Velocidades m/s.	Caudales m ³ /s.
$7 \times \frac{3,10 + 5,23}{2} = 7 \times 4,165 =$	29,15	1	29,15
$13 \times \frac{5,23 + 5,38}{2} = 5,305 \times 13 =$	68,96	1,16	79,99
$27 \times \frac{5,38 + 5,83}{2} = 5,605 \times 27 =$	151,33	1,19	180,08
$51 \times \frac{5,83 + 5,47}{2} = 5,65 \times 51 =$	288,15	1,21	348,66
$19 \times \frac{5,47 + 5,32}{2} = 5,395 \times 19 =$	102,50	1,16	118,90
$12 \times \frac{5,32 + 4,85}{2} = 5,085 \times 12 =$	61,02	1,13	68,95
$9 \times \frac{4,85 + 4,73}{2} = 4,79 \times 9 =$	43,11	1,09	46,99
$16 \times \frac{4,73 + 2,94}{2} = 3,835 \times 16 =$	61,36	0,95	58,29
	<u>805,58</u>		<u>931,01</u>

MARGEN DERECHA

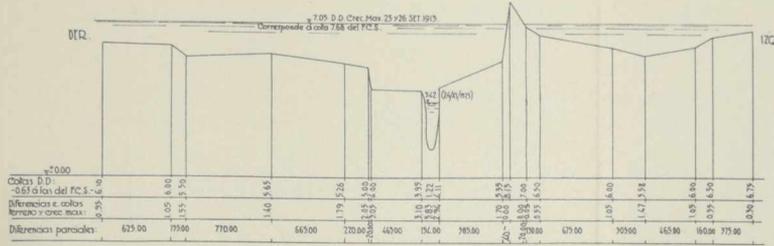
Secciones	Areas m2.	Velocidades en m/s.	Caudales en m ³ /s.
$465 \times \frac{3,10 + 3,05}{2} = 465 \times 3,075 = 1.427,87$		0,83	1.186,79
$20 \times \frac{3,05 + 2,05}{2} = 20 \times 2,55 = 51,—$		0,735	37,48
$220 \times \frac{2,05 + 1,79}{2} = 220 \times 1,92 = 422,—$		0,605	255,55
$665 \times \frac{1,79 + 1,40}{2} = 665 \times 1,595 = 1.060,87$		0,53	562,15
$770 \times \frac{1,79 + 1,40}{2} = 770 \times 1,475 = 1.135,75$		0,50	567,87
$135 \times \frac{1,55 + 1,05}{2} = 135 \times 1,30 = 175,50$		0,46	80,73
$625 \times \frac{1,05 + 0,95}{2} = 625 \times 1 = 625,—$		0,375	234,37
$\frac{h2}{2 \omega} = \frac{0,95 \times 625}{2 \times 0,10} =$	$\frac{2.820,—}{m2. 7.717,99}$	0,20	$\frac{564,—}{3.488,94 m^3/s.}$

MARGEN IZQUIERDA

Secciones	Areas m2.	Velocidades en m/s.	Caudales en m ³ /s.
$585 \times \frac{2,94 + 1,70}{2} = 585 \times 2,32 = 1.357,20$		0,687	932,39
$40 \times \frac{170}{2} = 40 \times 85 = 34,—$		0,33	11,22
$20 \times \frac{0,05}{2} = 20 \times 0,025 = 0,50$		—	—
$130 \times \frac{0,05 + 0,55}{2} = 130 \times 0,30 = 39,—$		0,13	5,07
$675 \times \frac{0,55 + 1,05}{2} = 675 \times 0,8 = 540,—$		0,31	167,40
$305 \times \frac{1,05 + 1,47}{2} = 305 \times 1,26 = 384,50$		0,44	169,—
$465 \times \frac{1,47 + 1,05}{2} = 465 \times 1,26 = 585,90$		0,44	257,79
$160 \times \frac{1,05 + 0,55}{2} = 160 \times 0,80 = 128,—$		0,31	39,68
$375 \times \frac{0,55 + 0,30}{2} = 375 \times 0,425 = 37$		0,18	28,68
$\frac{h2}{2 \omega} = \frac{0,30 \times 375}{2 \times 0,25} =$	$\frac{67,50}{m2. 3.295,77}$	0,07	$\frac{4,72}{1.615,95 m^3/s.}$

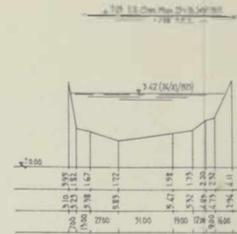
— RIO SALADO. PERFIL A 2100 METROS AGUAS ARRIBA DEL PUENTE. —

- ESCALA HORIZ. : 1 20 000. -
ID VERTIC. : 1 100 -



— DETALLE DEL CAUCE A 2100 Mts. AGUAS ARRIBA. —

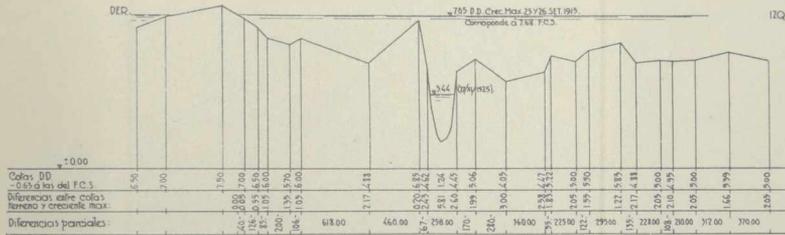
- ESCALA HORIZ. : 1 2000 -
ID VERTIC. : 1 300 -



— RIO SALADO PERFIL EN EL PUENTE DEL F.C.S. EN GUERRERO. —

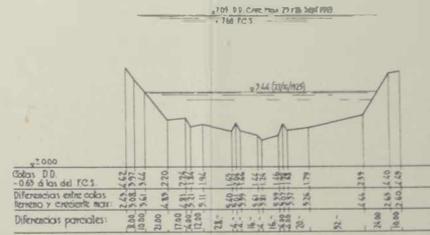
Km 63.212 DE LA POLIGONAL (APROX.)

- ESCALA HORIZ. : 1 20 000 -
ID VERTIC. : 1 100 -



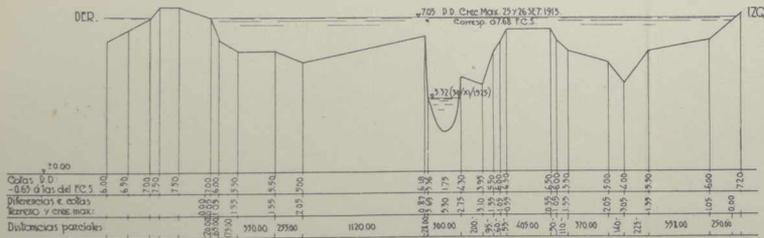
— DETALLE DEL CAUCE EN PUENTE GUERRERO. —

- ESCALA HORIZ. : 1 2000 -
ID VERTIC. : 1 100 -



— RIO SALADO PERFIL A 1500 METROS AGUAS ABAJO DEL PUENTE. —

- ESCALA HORIZ. : 1 20 000. -
ID VERTIC. : 1 100 -



— DETALLE DEL CAUCE A 1500 Mts. AGUAS ABAJO. —

- ESCALA HORIZ. : 1 2000 -
ID VERTIC. : 1 100 -

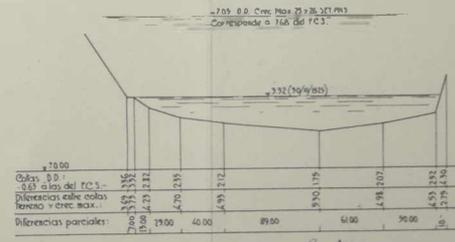


Figura 127

Resulta que el caudal calculado para esta sección por las fórmulas del movimiento uniforme sería:

	Sección m ² .	Caudales m ³ /s.
Parte Central. Cauce menor ..	805,58	931,01
Margen derecha	7717,99	3488,94
Margen izquierda	3295,77	1615,95
Totales	11.819,34	6035,90

Si tomamos la sección en Guerrero y la limitamos solo al ancho de la faja nivelada, tenemos una sección de 9.242,36 m² y un caudal de 6.168.68 m³/s. Merece hacerse notar que esta sección está ubicada en una cuchilla que separa dos vaguadas transversales al Salado, sobre la cual el F. C. S. tendió sus líneas, es decir en las condiciones que supone el Ingeniero Mercou o sea las vaguadas colmadas y la altura de agua contada de la cresta de las lomas hacia arriba.

Aquí también, la relación del caudal calculado al máximo observado a pesar de desprejarse considerable área de la sección de escurrimiento en su margen izquierda y también, la sección separada de la derecha es de 3.63 veces mayor si se dá como cierto el caudal de 1.687 m³/s que se dá ahora en la D. D. (pág. 87).

SALADO EN GUERRERO.—MARGEN DERECHA
LIMITADO AL ANCHO NIVELADO

Sección	Areas	Velocidades en m/s.	Caudales en m ³ /s.
$\frac{0,05 \times 40}{2} = 20 \times 0,05$	= 10	—	—
$\frac{0,05 + 0,55}{2} \times 126 = 126 \times 0,30$	= 37,80	0,134	5,07
$\frac{0,55 + 1,05}{2} \times 85 = 85 \times 0,80$	= 68,—	0,314	21,35
$\frac{1,05 + 1,35}{2} \times 200 = 200 \times 1,20$	= 240,—	0,43	103,20
$\frac{1,35 + 1,05}{2} \times 106 = 106 \times 1,20$	= 127,20	0,43	54,70
$\frac{1,05 + 2,17}{2} \times 618 = 618 \times 1,61$	= 994,98	0,53	527,34
$\frac{2,17 + 0,20}{2} \times 460 = 460 \times 1,185$	= 545,10	0,435	237,12
$\frac{0,20 + 2,43}{2} \times 67 = 1,31 \times 67$	= 87,77	0,46	40,37
		<u>2110,85 m².</u>	<u>999,15 m³/s.</u>

CAUCE MENOR.—PARTE CENTRAL

Sección	Area	Velocidades en m/s.	Capacidades en m ³ /s.
$\frac{2.43 + 3.08}{2} \times 8 = 2.755 \times 8 = 22,04$		0,77	16,97
$\frac{3.08 + 3.61}{2} \times 10 = 3,345 \times 10 = 33,45$		0,88	29,44
$\frac{3.61 + 4.85}{2} \times 21 = 21 \times 4,23 = 88,33$		1,02	90,09
$\frac{4.85 + 4.81}{2} \times 17 = 17 \times 4,83 = 82,11$		1,1	90,32
$\frac{4.81 + 5.21}{2} \times 4 = 5,01 \times 4 = 20,04$		1,12	22,44
$\frac{5.21 + 5.11}{2} \times 12 = 5,16 \times 12 = 61,92$		1,14	70,59
$\frac{5.11 + 5.40}{2} \times 28 = 28 \times 5,26 = 147,28$		1,16	170,84
$\frac{5.40 + 5.01}{2} \times 4 = 4 \times 5,205 = 20,82$		1,15	23,94
$\frac{5.01 + 5.39}{2} \times 4 = 4 \times 5,20 = 20,82$		1,15	23,94
$\frac{5.39 + 5.61}{2} \times 16 = 16 \times 5,50 = 88,—$		1,19	104,72
$\frac{5.61 + 5.81}{2} \times 4 = 5,71 \times 4 = 22,84$		1,22	27,86
$\frac{5.81 + 5.59}{2} \times 16 = 5,70 \times 16 = 91,20$		1,21	110,35
$\frac{5.59 + 5.07}{2} \times 4 = 5,33 \times 4 = 21,32$		1,17	24,94
$\frac{5.07 + 5.37}{2} \times 4 = 5,22 \times 4 = 20,88$		1,15	24,01
$\frac{5.37 + 5.26}{2} \times 20 = 5,315 \times 20 = 107,—$		1,16	124,12
$\frac{5.26 + 4.66}{2} \times 52 = 4,96 \times 52 = 257,92$		1,12	288,87
$\frac{4.66 + 2.65}{2} \times 24 = 3,655 \times 24 = 87,72$		0,925	81,14
$\frac{2.65 + 2.60}{2} \times 10 = 2,625 \times 10 = 26,25$		0,735	19,29
		<u>m². 1219,94</u>	<u>m³/s. 1343,87</u>

MARGEN IZQUIERDA

Sección	Area	Velocidades en m/s.	Caudales en m ³ /s.
$\frac{2,60 + 1,99}{2} \times 170 = 2,295 \times 170 =$	390,15	0,685	267,25
$\frac{1,99 + 3,00}{2} \times 280 = 2,495 \times 280 =$	698,60	0,72	502,99
$\frac{3,00 + 2,58}{2} \times 360 = 2,795 \times 360 =$	1006,20	0,78	784,84
$\frac{2,58 + 1,83}{2} \times 55 = 2,21 \times 55 =$	121,55	0,667	81,07
$\frac{1,83 + 2,05}{2} \times 225 = 1,94 \times 225 =$	436,50	0,61	266,26
$\frac{2,05 + 1,55}{2} \times 122 = 1,80 \times 122 =$	219,60	0,58	127,37
$\frac{1,55 + 1,22}{2} \times 295 = 1,385 \times 295 =$	408,57	0,48	196,11
$\frac{1,22 + 2,17}{2} \times 135 = 1,695 \times 135 =$	228,82	0,55	125,85
$\frac{2,17 + 2,05}{2} \times 228 = 2,11 \times 228 =$	481,08	0,64	307,89
$\frac{2,05 + 2,10}{2} \times 108 = 2,075 \times 108 =$	224,10	0,64	143,42
$\frac{2,10 + 2,05}{2} \times 210 = 2,07 \times 210 =$	434,70	0,64	278,21
$\frac{2,05 + 1,66}{2} \times 312 = 1,85 \times 312 =$	577,20	0,59	340,55
$\frac{1,66 + 2,05}{2} \times 370 = 1,85 \times 370 =$	684,50	0,59	403,85
	5911,57 m ² .		3825,66 m ³ /s.
Area de la sección en Guerrero	m ² .		Caudales m ³ /s.
Parte Central	1219,94		1343,87
Margen izquierda	5911,57		3825,66
Margen derecha	2110,85		999,15
Totales	9242,36		6168,68

Aún con esta sección y pendiente 0.0000884 resulta el caudal 6.168.60 m³/s.

En las partes encauzadas se producen los remansos y la rápida pendiente superficial, viene a compensar la línea casi horizontal de las aguas que aparecen inmobilizadas al observador en las expansiones.

Se acompaña otra sección a 1.500 m. aguas abajo del cauce en donde se podría verificar las mismas conclusiones.

Esto nos indica, que calculando el caudal por la pendiente del terreno, seríamos muy arriesgados, si suponemos capaz de tirar el caudal que nos indican los cálculos teóricos.

El agua se agolpa pues, corriendo en mínima proporción: y si esto pasa en el Salado con amplio cauce, ¿que no pasará en los colectores y a lo largo de las vías férreas, en donde las comunicaciones de vaguada a vaguada son deficientísimas?

UN DERRAME INTERESANTE

En los anales de la sociedad científica, tomo XXI, página 254 se encuentra el cálculo del caudal aportado por el Riachuelo de Barracas en la creciente de septiembre de 1884, (conferencia dada por el Ingeniero Luis A. Huergo). En los días 21 al 23 de septiembre de 1884 cayeron en la cuenca del Riachuelo 245 mm.

Tomando el perímetro mojado en la sección de 10.950 m². que considera, le asigna un valor de 8.000 m. (F. C. O. Ramal de La Plata a San Justo).

La pendiente dice ser de 0,00008. El radio medio resulta 1.36 m.

Calcula con estos datos la velocidad que resulta ser de 0.50 m|s.

El caudal calculado en base a la fórmula Bazín dió como resultado 5.475 m³|s.

Algunos profesionales que no han verificado estos cálculos pueden creer que esta cifra es exagerada. Yo los encuentro correctos. (Pág. 386).

En el puente de Barracas fué estimado un caudal de 1.458 m³|s., el 23 de septiembre de 1884, y hubo grandes derivaciones previas por Lanús, agua que vertió por sobre las vías, etc.

No se puede pues pensar en que los caudales máximos para la cuenca del colector son exagerados.

CONCLUSIONES

a) Que el agua en el Salado aparentemente no corre, haciendo el efecto a los observadores, de una serie de inmensos lagos unidos por trozos encauzados, donde el líquido se mueve con gran velocidad.

b) Que se puede suponer el valle del Salado, cerrado por una serie de contrafuertes normales a la dirección del curso, los que dividen las vaguadas de los afluentes y hacen exactamente el oficio de embalses reguladores en sus espigones. Estos estrechan la sección, anulando la pendiente superficial y es ahí donde se producen las caídas rápidas y los remansos, para compensar la pendiente del terreno.

*

Se adivina ahora la causa del reducido gasto del Salado a pesar de pasar por encima de estos espigones con considerable altura de agua como sucede en la sección Guerrero en donde el F. C. S. para menor gasto de terraplenes y obras de arte eligió uno de tales contrafuertes para tender sus líneas.

El fenómeno es el mismo en cualquier sección que se tome en el Salado: una serie de enormes lagos reguladores, unidos por trechos más cortos de rápida pendiente.

Estas comprobaciones nos dan con claridad la razón de la diferencia entre los caudales calculados (pág. 331) y las que se midieron en la cuenca superior del Vallimanca (pág. 278). Efectivamente en «La Prensa» del 8 de julio de 1919, se insertan los dos telegramas siguientes:

«Las líneas férreas se han cortado de Lamadrid a Yturregui y Lamadrid a Martinetas y en varias partes de la línea Olavarría-Pringles, a la altura de la estación Reserva, entre ésta y 15 de Julio y entre esta última y Chillar. Los campos entre Rocha y Muñoz están bajo las aguas».

«La Prensa», 8 de Julio.

«Las abundantes lluvias caídas durante los últimos días provocaron la inundación de más de la mitad de la superficie de ese Partido. Las aguas que venían del lado de Coronel Pringles y Laprida, fueron detenidas en su avance por los terraplenes de las cuatro líneas férreas, hasta que a causa de su enorme caudal rompieron la valla que se oponía a su paso, llegando a inundar la mayor parte del pueblo, en cuyos alrededores se registran hasta 2 metros de profundidad de agua».

General Lamadrid—Julio 7.

*

Las líneas Santa Elena-Peralta-Pringles-Lamadrid; Lamadrid-Recalde-Lamadrid-Muñoz; Lamadrid-Piñeyro-Recalde-Louge; Bolivar-Daireaux y Recalde-Bolivar han funcionado como desviadores o colectores. El agua no ha corrido a lo largo de ellos, sino en mínimas proporciones. Por lo general se ha elevado su nivel, pasando por sobre los terraplenes represándose o inundando bajíos de donde en muchos casos no pudieron salir y los que de otra forma hubiesen quedado a cubierto de las inundaciones. Esto representa enormes volúmenes de agua derivados o detenidos, esto es substraídos al caudal máximo observado. Estas líneas representan en desarrollo 400 Km. más o menos y si suponemos una pendiente transversal media del terreno que cruzan de 0,0011 con la altura media de 1 m. que han alcanzado las aguas según los informes oficiales del F. C. S., se llega a una expansión horizontal de:

$$\frac{1}{0,0011} = 910 \text{ m. y a un área de } 0.50 \times 910 = 455 \text{ m}^2 \text{ por 1 m.}$$

de altura de agua solo con el remanso hidrostático.

En los 400 Km. de vías tenemos un volumen de:

$400.000 \times 455 = 182.000.000 \text{ m}^3$. que han sido restados al escurrimiento. Si suponemos un máximo de 2 días de duración de esta inundación o represamiento para la línea Recalde-Bolívar, tendremos que ha sido sustraída al caudal máximo, groseramente, un caudal de:

$$\frac{182.000.000 \text{ m}^3}{2 \times 86.400} = 1.054 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Si supusiésemos que el resto ha sido desviado por la misma sobre-elevación del agua a depresiones de donde o no saliera o lo hiciera con extrema lentitud, tendríamos que disponer de un volumen para almacenar en 2 días un caudal de: $3.640 - 1.054 = 2.586 \text{ m}^3 \text{ |s.}$, siendo $3.460 \text{ m}^3 \text{ |s.}$ el caudal que dieron mis anteriores cálculos para Bolívar-Recalde (Pág. 331), que lo supongo constante para esos 2 días, o sea

$$2 \times 2.586 \times 86.400 = 446.10^6 \text{ m}^3 \text{ ,}$$

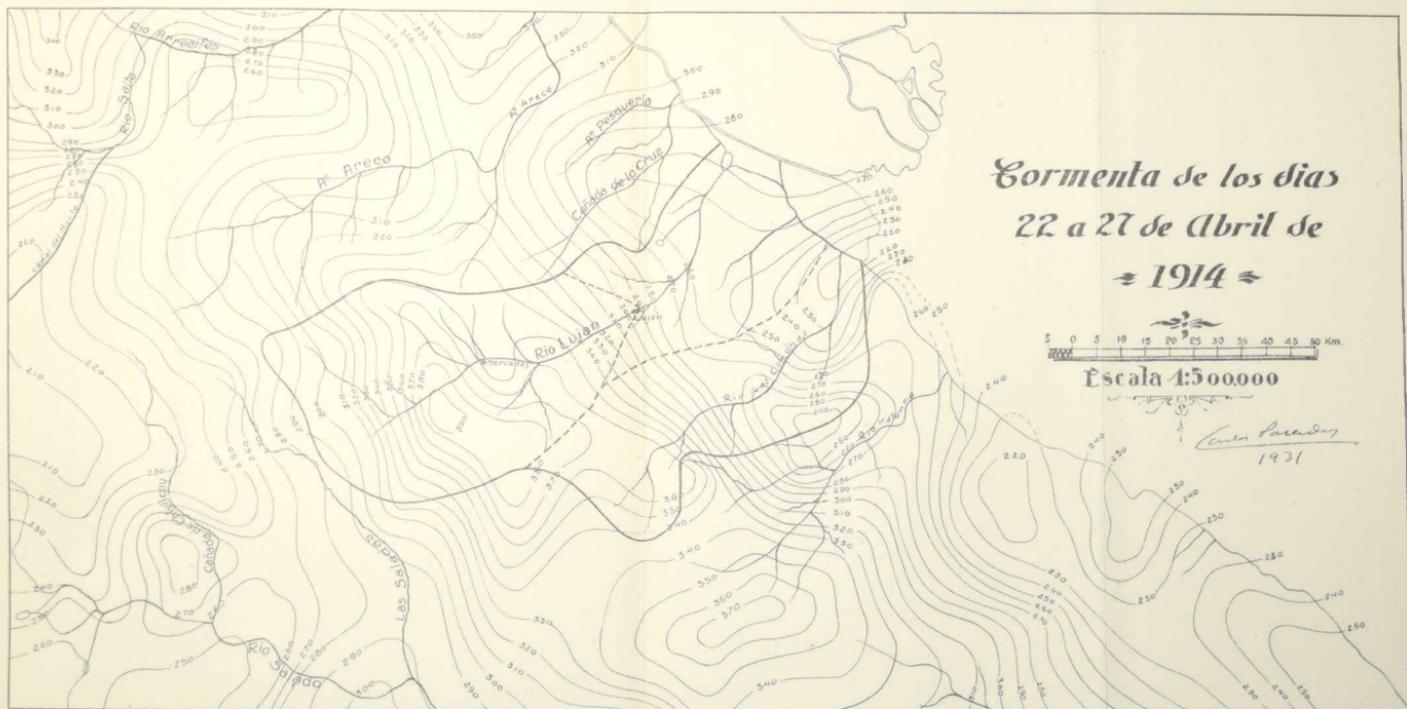


Figura 128

En esta tormenta, el Luján llevó un caudal de 2000 m³/s. a la altura de la ciudad del mismo nombre y el Riachuelo de Barracas 840 m³/s., habiendo este último llevado 5475 m³/s. en 1884. La cañada de Chivilcoy vestió más de 1700 m³/s. con una lluvia similar a la que cayó en su cuenca en la presente tormenta.

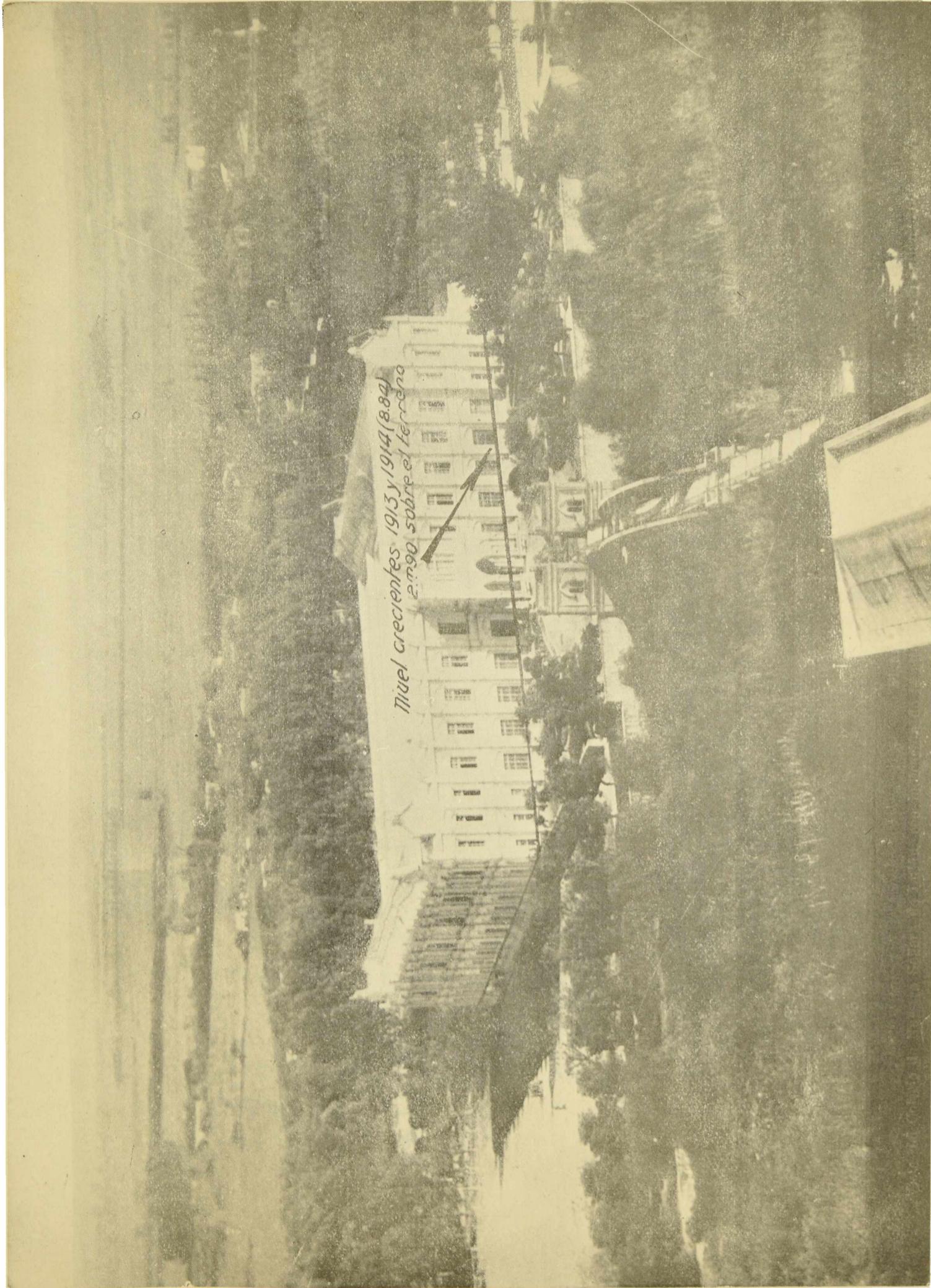


Figura 129 Vista del Colegio de Nuestra Señora de Luján, con indicación de la altura de las aguas... caudal aproximado del río Luján, 2000 m³/s.

que se almacenan en 446 Km². con 1 m. de profundidad o sea también en un 3.28 por ciento de la superficie de la cuenca del Vallimanca hasta Bolívar-Recalde que es de 13.603 Km²., y que según los diarios se inundó el 50 por ciento.

Si supusiésemos que el remanso hidrodinámico toma las proporciones que parece adquirir en el Río Paraguay, es decir 9 veces el hidrostático, (figs. 146 y 147) tendríamos una sustracción de 9.500 m³|s. en dos días, caudal mucho mayor que el cálculo de 3.640 m³|s.

Estas hipótesis explican claramente los hechos.

En cambio, en ninguna otra forma se explica la disminución de caudal hasta Bolívar-Recalde hasta 947 m³|s. (pág. 278) y luego que se observe en el curso del Vallimanca, Pantanoso o Saladillo, aguas arriba y aguas abajo del Potrillo, caudales de 1.000 m³|s. como en el puente de Del Carril (pág. 177) al mismo tiempo que en la cañada de Las Chilcas, estimaba el Ingeniero Arce un caudal de 572 m³|s. y cifras parecidas los ingenieros de la Dirección de Desagües, en las cañadas del canal 16, siendo así que las pendientes y lluvias disminuían considerablemente a medida que se acerca al Salado. (Fig. 75).

Ningún inconveniente habría en admitir un 5 por ciento de bajos de 1 metro de profundidad, ocupados a causa de las desviaciones originadas por el represamiento de las vías, y disminuirlos en proporción a lo acumulado contra las mismas, ya sea en amplitud o en longitud o en ambos conceptos a la vez desde que según las informaciones de los diarios, más de un 50 por ciento fué cubierto por las aguas.

Con solo esta acumulación del 5 por ciento de la superficie en bajos de 1 m. de profundidad, ocasionada por los represamientos de las vías, se explica con creces la diferencia de caudales observados y calculados.

ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA DEL COLECTOR BASADO EN ESCURRIMIENTOS DE LA PARTE NORTE DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Acabamos de ver el resultado por fórmulas matemáticas, del caudal que sería capaz de arrojar la cuenca del colector hacia éste, en una lluvia tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915 en las condiciones supuestas.

que es más del doble de la pendiente de los cursos de agua considerados en el cuadro precedente.

Supusimos que la lluvia que nos habría servido de base para el cálculo de los caudales importaba una precipitación de 200 mm. para los 34.322 Km². de las cuencas I y II y 246 mm. para los 13.603 Km². de cuenca del Vallimanca, hasta la línea Bolivar-Recalde.

La precipitación total sería:

Zonas	Areas en Km ²	Precipit. media en m. m.	Precipit. total en Hm ³
Zonas I y II	34.322	200	6.864
Vallimanca	13.603	246	3.346
Total	47.925 Km ² .		10.210 Hm ³ .

Precipitación media $\frac{10.210}{47.925} = 214$, mm.

Ahora bien la fórmula que usamos cuando aplicamos el método de Chamier para la determinación de los caudales era:

$$Q = \frac{\mu S H V}{L} = \frac{\mu S H \times 1,35 \sqrt{H I}}{L} = K \frac{H^{3/2} I^{1/2}}{L}$$

Si deseamos que una lluvia — en la parte plana de la parte de menor pendiente de la Provincia de intensidad H y de pendiente I — vierta el mismo caudal en otra cuenca de igual extensión de pendiente I' y precipitación H' tendremos:

$$K \frac{H^{3/2} I^{1/2}}{L} = K \frac{H'^{3/2} I'^{1/2}}{L}$$

$$\left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} = \left(\frac{I'}{I}\right)^{1/2} = \left(\frac{2 I'}{I}\right)^{1/2} = \sqrt{2}$$

puesto que la pendiente para la cuenca del colector es doble que en el Norte de la Provincia.

$$\frac{H}{H'} = \left(2^{1/2}\right)^{2/3} = 2^{1/3} = \sqrt[3]{2}$$

$$H = H' \frac{1}{\sqrt[3]{2}}$$

o sea: $H = 1,258 H'$

Para los efectos del caudal, los 208 mm. de precipitación media en la cuenca del colector, equivaldrían a una precipitación de:

$$H = \frac{214}{\sqrt{2}} = 214 \times 1,258 = 269 \text{ m. m.}$$

acaecida en la zona Norte de la Provincia en tres días cuyos cursos de agua se estudian.

Ahora bien, una media de 266 mm. en más de 5 días ha producido un derrame de 5.702 m³/s. en 6.921 Km². de cuenca (página 370) y lógicamente para 47.925 Km². corresponderá un derrame hacia el colector de:

$$\frac{47.925}{6.921} \times 5.702 = 39.400 \text{ m}^3/\text{s.}$$

¿Como se puede concebir que al colector no afluyan más que 1.500 m³/s. como afirman algunos o 5.000 m³/s. si se quiere?

El que afluyan estos caudales, en ningun modo significa que sean evacuados por el colector, sino que por el contrario, se estancarán por falta de cauce, tirando éste un caudal inferior en mucho a lo que se puede esperar de cuencas de 50.000 Km².

LAS CUENCAS DEL LUJÁN, RÍO MATANZAS, CAÑADA DE CHIVILCOY, ETC.

RÍO LUJÁN

El Río Luján, cuya cuenca es de 2.375 Km². hasta la ciudad del mismo nombre, tiene crecidas que no se diferencian de los demás ríos y arroyos, y que se hacen notar solo porque hay una ciudad a sus márgenes.

Es la misma razón por lo que se percibe que el Riachuelo de Barracas o Río Matanza tiene sus crecidas; la misma también que hace conocer que el Tapalqué que inunda Olavarría, cuando se desborda lleva millares de metros cúbicos en su caudal.

También se ignoraban las crecidas del Vallimanca, del Salado Superior al Oeste de Las Flores Grandes por los proyectistas de desagües, porque no había ninguna población en sus márgenes que hiciese oír sus clamores.

El Río Luján tuvo una crecida en el mes de abril de 1914, con las lluvias que están indicadas en las isohietas respec-

Relevamiento Taquimétrico de los TERRENOS MUNICIPALES

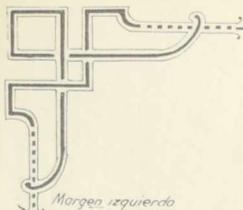
Situados a ambas márgenes del
RIO LUJÁN
En el Ejido de la CIUDAD de LUJÁN



Detalle de las Superficies

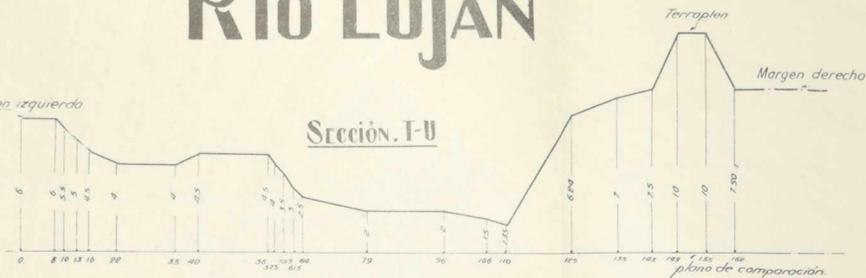
Sup. poligonal SACDKMNOPLA&DZSTUXYGHIB	-	8 x 89 x 32 c. m33
Sup. triangulada sobre la línea 51, los alrededores de los terrenos de la propiedad municipal en la zona que limita con el Ejido de la Ciudad de Luján y el Ejido de la Ciudad de Luján	-	4 x 91 x 93 c.
Sup. de los terrenos particulares y Municipales al Lado N. del terreno	-	13 x 41 x 25 c. m33
Sup. de los terrenos particulares y Municipales al Lado S. del terreno	-	3 x 46 x 94 c.
Sup. destinada para ampliación del PARQUE AMEALIN&DZSTUXYGHIB en el centro de la Ciudad de Luján	-	16 x 88 x 19 c. m33
Superficie del Parque Ameghino	-	2 x 27 x 00 c.
SUPERFICIE TOTAL RELEVADA	-	19 x 15 x 19 c. m33

RIO LUJAN

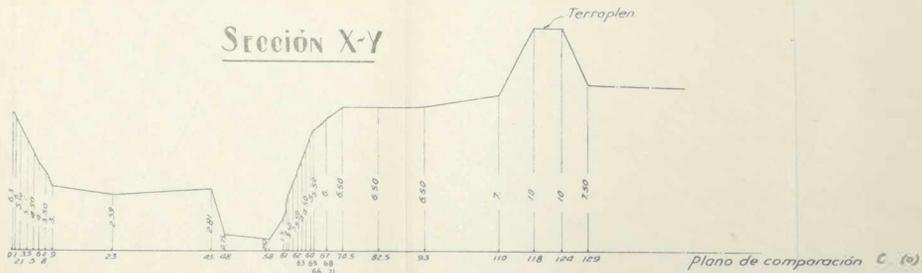


Las distancias de las Secciones TU y X-Y de 911m. La pendiente resulta $1:0.000657$ en el fondo del rio

Margen izquierdo

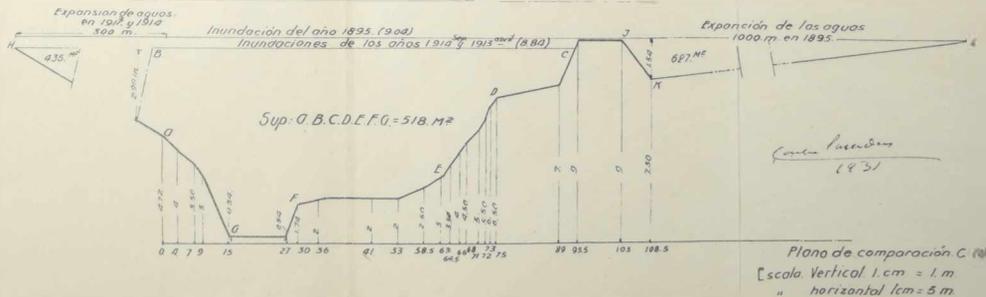


Sección X-Y



SECCIÓN DEL PUENTE DE HIERRO

Tablero del puente de hierro (10:2)



tivas del plano acompañado (fig. 128), que llevó las aguas 1.88 metros bajo el tablero del puente de hierro del Colegio de Nuestra Señora de Luján.

Las aguas se extendieron por la margen izquierda unos 300 m. hasta el cementerio, teniendo sobre el borde de la orilla izquierda, junto al puente, una profundidad de 4.12 m.

El Colegio de Nuestra Señora de Luján que está situado a unos cincuenta metros de la cabeza del puente, vió cubrirse las aulas de agua hasta la altura de las ventanas, unos 2.90 m. de profundidad más o menos (fig. 129) y como se tuviesen serios temores de que se derrumbase el edificio y originase una catástrofe con los alumnos que estaban refugiados en el piso alto, se pensó en transportarlos en un bote. Como la violencia de la creciente, en la parte desbordada, hacía imposible el empleo de remos, se puso un cable, del cual se asía el personal del establecimiento para llegar del colegio al puente, en bote.

La violencia de la corriente era tal que el bote a la primer prueba se dió vuelta y arrastrado por las aguas fué necesario emplear horas en traerlo, asiéndose de los cercos de alambre, pues al remo no obedecía.

Estos datos los cito, para probar que no era agua detenida, sino que corría con extraordinaria violencia sobre las márgenes, fuera del cauce menor.

En la sección bajo el puente indicado con las letras A, B, C, D, E, E, F, G que mide 518 m². (fig. 131) con un radio medio de 4.15 m., tenemos los siguientes valores:

Radio medio4.15 m.

I = 0,000637.

A = 0,000365.

$$v = \sqrt{\frac{R I}{A}} \sqrt{\frac{4,15 \times 0,000637}{0,000365}} \sqrt{7,25} = 2,70 \text{ m s}$$

Q = 2.70 m. x 518 m². = 1.400 m³|s.

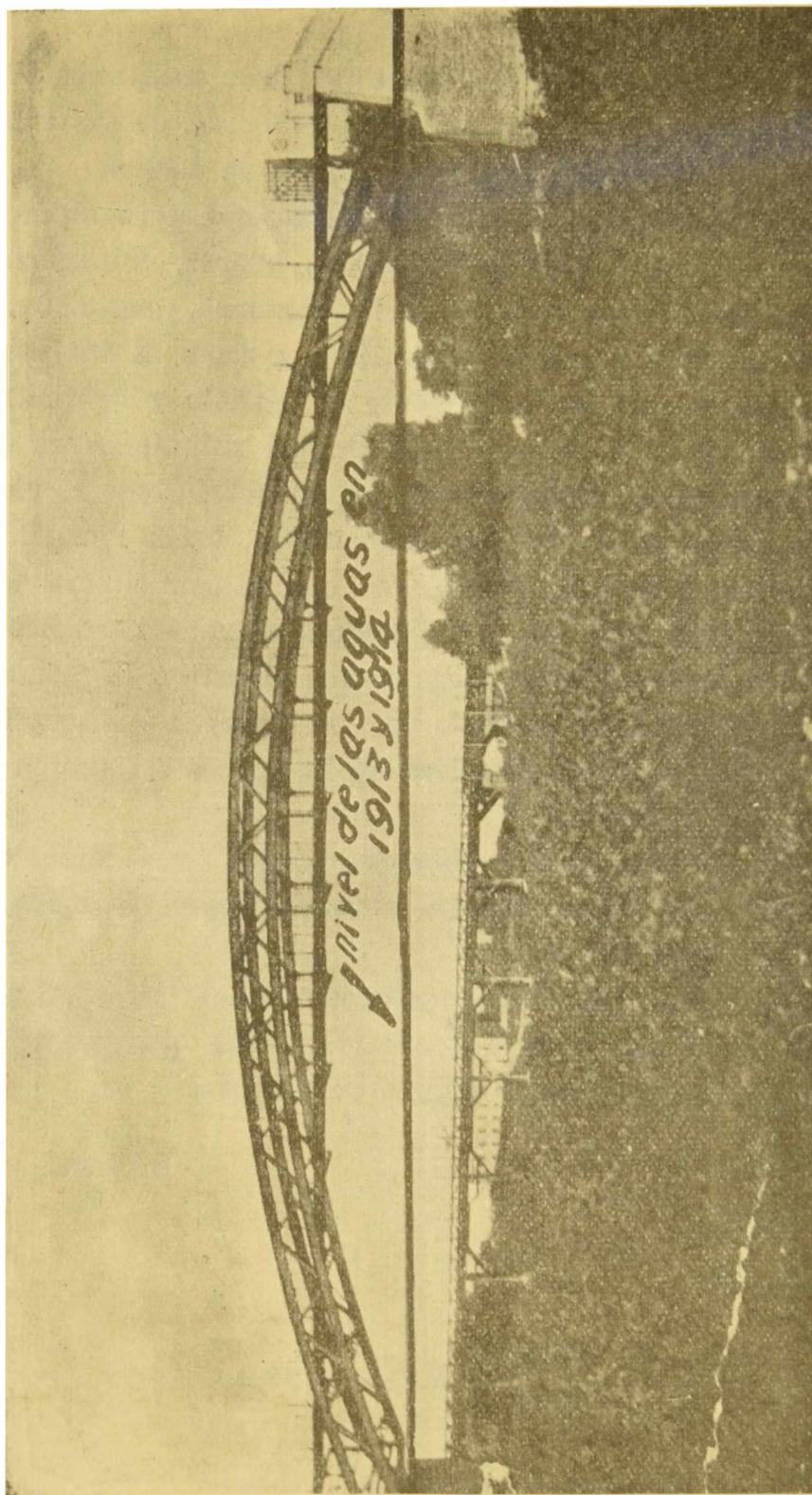


Figura 132

Puente de hierro del Colegio de Nuestra Señora de Luján, con las alturas indicadas de las aguas, en la misma crecida de este mismo río, de 2000 m³/s. de caudal.

VALOR DE I

La pendiente se ha determinado por las secciones T U y X Y; distantes 911 m.

La cota de la T U en el fondo del curso que mantiene el hilo de agua es 1.33 m. y la de X Y es 0.75 m.

Las dos secciones distan 911 metros. (Fig. 130).

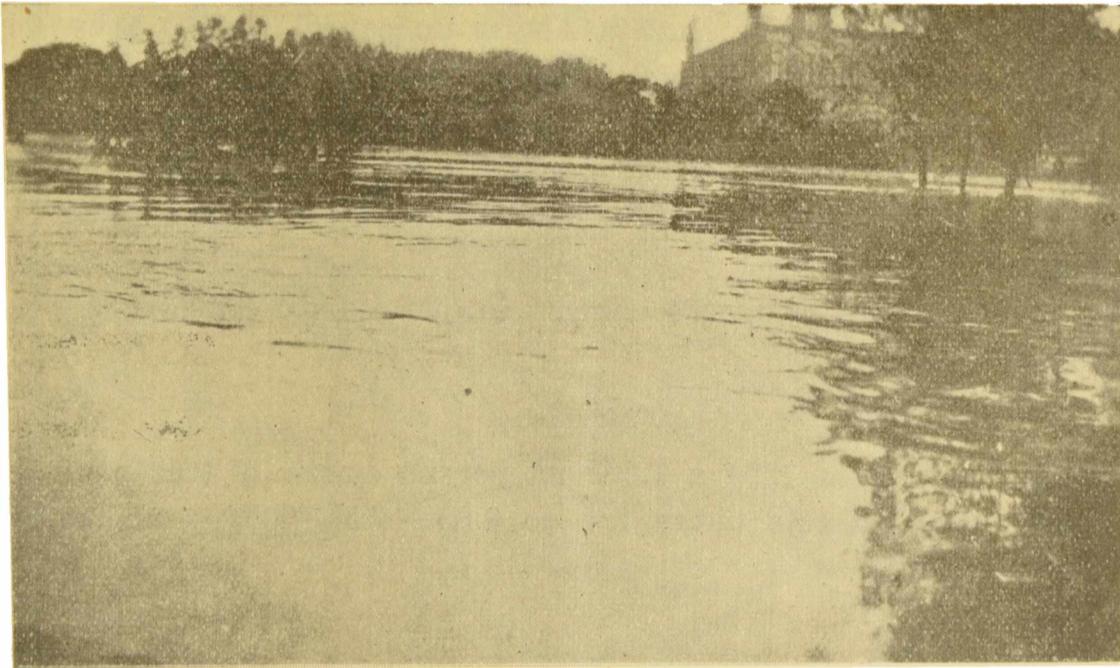


Figura 133
Inundación del río Luján en el año 1920,
donde se ve el Colegio de Nuestra Señora de Luján

La pendiente es pues:

$$I = \frac{1,33 - 0,75}{911} = 0,000637$$

MABGEN IZQUIERDA

Para el triángulo $h = 2,90$

$$S = 1,45 \times 300 = 435 \text{ m}^2$$

$$v = \sqrt{\frac{1,45 \times 0,000637}{0,000520}} = \sqrt{1,78} = 1,335$$

$$Q = 1,335 \times 435 = 580 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Tomando como base la profundidad de las aguas en el colegio, 2.90 m.

El radio medio sería 1.45 m.

Pendiente tomamos la misma: $I=0,000637$.

La sección es de 435 m².
La velocidad 1.335 m.
y el caudal 580 m³|s.
De modo que en total llevó el río un caudal de:

$$1.400 + 580 = 1.980 \text{ m}^3|\text{s.}$$

En esta misma lluvia del 22 al 27 de abril de 1914 el Río Matanzas condujo por Puente Alsina un caudal de 450 m³|s. y por una rotura del terraplen del Midland, se calcula que pasaron 400 m³|s. más. Estos datos los suministró el Ingeniero Moreno de las Obras del Riachuelo.

Para la creciente de 1895, el caudal para el Luján se aproximó a 3.000 m³|s.

Efectivamente veamos solamente lo que ocurrió con la margen derecha:

MARGEN DERECHA

Se extendió en 1895 a 1.000 m. por no existir el terraplen y su altura en este punto fué de $9.04 - 7.50 = 1.54$ y el radio medio 0,77.

Para $R = 0,77$.

$A = 0,000735$.

$$v = \sqrt{\frac{0,77 \times 0,000637}{0,000735}} = \sqrt{0,666} = 0,815$$

$$Q = 1.000 \times 0,77 \times 0,815 = 627 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Se vé que sumando al caudal de la margen derecha hallado, el caudal de la margen izquierda y el de la parte central se verifica nuestra aserción, es decir se aproxima a los 3.000 m³|s.

¿En vista de estos resultados se puede pensar razonablemente que al colector no afluyen más de 1.500 m³|s. o 3.000 m³|s. con sus 51.468 Km². de cuenca?

Se calcula que el Río Matanzas llevó el año 1884 un caudal de 1.500 m³|s.

Este aforo fué efectuado en el puente de Barracas y no tomó en cuenta lo previamente desviado al Río de la Plata por Lanús.

CAÑADA DE LAS GARZAS

Esta cañada se halla puede decirse en los Partidos de Lobos y Navarro. (Fig. 134). Las características de la misma según el F. C. S., son las siguientes:

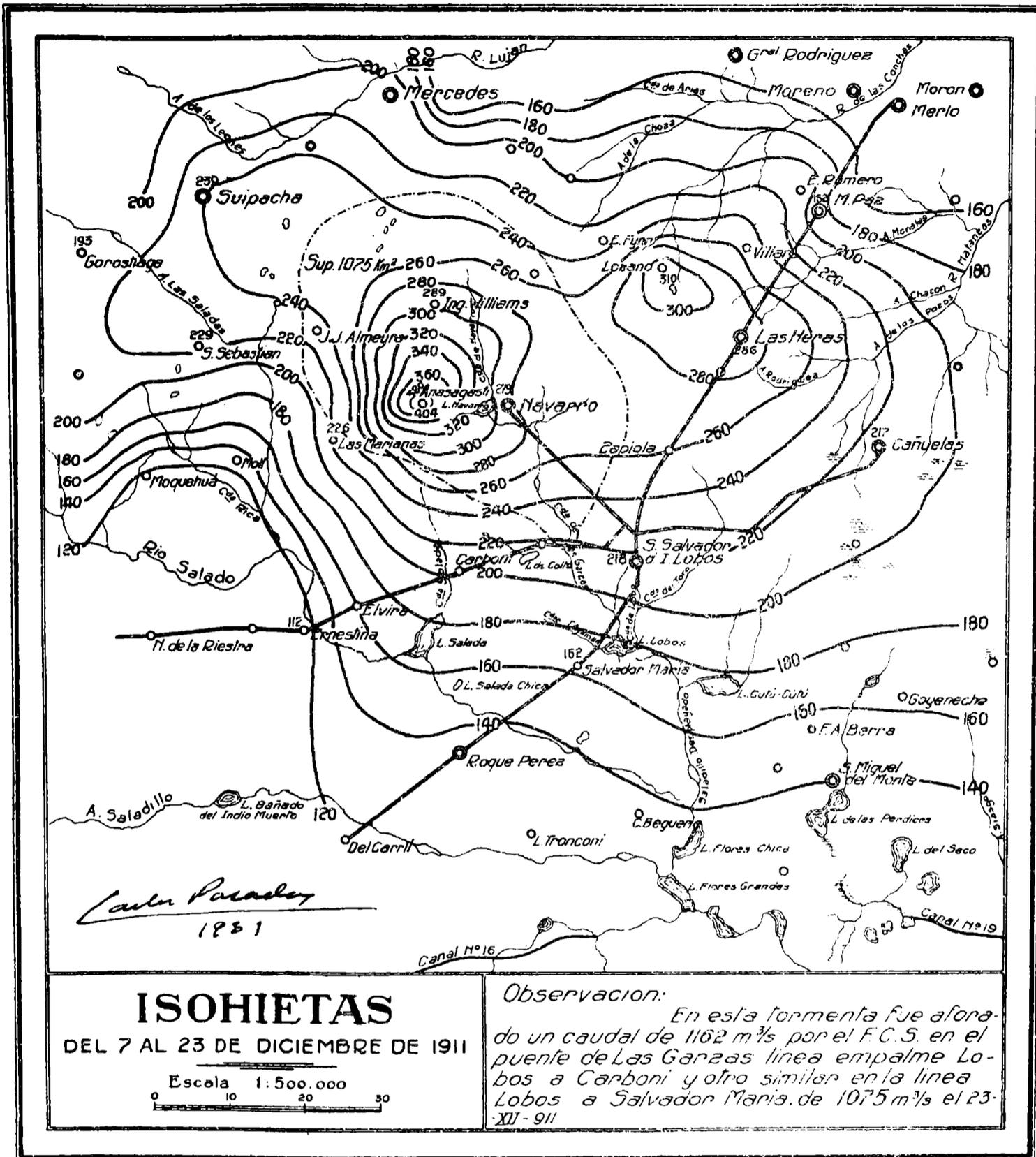


Figura 134

En el cálculo de caudales no se tomó en cuenta la velocidad de llegada del agua.

Hasta el puente, en la línea empalme de Lobos a 25 de Mayo, su cuenca mide 1.075 Km². y la pendiente longitudinal de la misma 0,000428.

El 23 de diciembre de 1911 fué observado un caudal en este punto de 1.162 m³|s., calculado por la diferencia de altura entre aguas arriba y aguas abajo en el puente y alcantarillas vecinas, y sin tomar en cuenta la velocidad de llegada del agua, pues considerándola, los caudales hubiesen sido mucho mayores.

Como comprobación, esta misma cañada en la línea empalme de Lobos a Saladillo, dió un caudal de 1.075 m³|s., de modo que es una verificación de la exactitud del aforo.

A continuación se adjunta el detalle mensual para las lluvias de esa cuenca y las isohietas respectivas:

DICIEMBRE DE 1911

Fechas	Ingeniero Williams	E. Fynn	Anasagasti	Navarro	Lobos	Salv. Ma. fa	Lozano
7				11			
8	24	15	18	27	26	3	18
9	19	68	45	1	30	29	93
10			18				30
11			9				
12	29	8	23	14		7	25
13	8		16	6			5
14				29			
15	25	51	73		39	35	55
16	7		200				
17	184	83					
18				191	126	84	85
23				40			
24	25	43	57			11	20
25	4			6	11		
26	4	21		9		12	16
27	38	4	18	70	80	5	6
28	92	83	93			80	80

CAUDAL DE LA CAÑADA DE CHIVILCOY EN SEPTIEMBRE DE 1913

Según el F. C. O., el agua pasó por arriba de las vías con una altura de 0,50 en una extensión de 1.500 m. (fig. 135).

Despachos e informes del Jefe de la Estación, en el archivo del F. C. O., afirman que la altura fué de 2 pies o sea 0.60 m.

En los mismos archivos dice: «La velocidad de la corriente el día 19 en la Cañada de Chivilcoy, 8 días después de las grandes lluvias y 6 días después que el terreplen había sido cortado, era arriba de 7 nudos por hora (tomado por observaciones), con una descarga de 16 millones de toneladas por día».

Esto significa que seis días después del máximo, la cañada tiraba 524 m³/s., lo que hace ver que la creciente no fué un máximo agudo que luego se disipó, sinó más bien sostenida.

Apliquemos la fórmula de Lesbros para vertederos por pared espesa y tenemos:

$$h = \frac{3}{2} h' = 0,75$$

$$Q = 0,35 l h \sqrt{2 g h} = 0,35 \times 1.500 \times 0,75 \times \sqrt{2 g \times 0,75} = 1.515 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

Usando la fórmula citada página 110.

$$Q = 1.74 l h^{1.47}$$

se llega a 1.570 m³/s.

Considerando la velocidad en la cañada que menciona el F. C. O. el caudal llega a 2.000 m³/s y más aún si se piensa que a causa de la erosión del terreplen,, el espesor de la lámina de agua y en consecuencia el caudal aumentaron considerablemente.

CAUDAL DEL PUENTE

Teniendo el agua, aguas arriba del puente la cota 48.54 m. y aguas abajo 47.31 m., hay una diferencia de nivel de 1.23 m., lo que dá una velocidad de:

$$v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 1,23} = \sqrt{24,19} = 4,92 \text{ m s.}$$

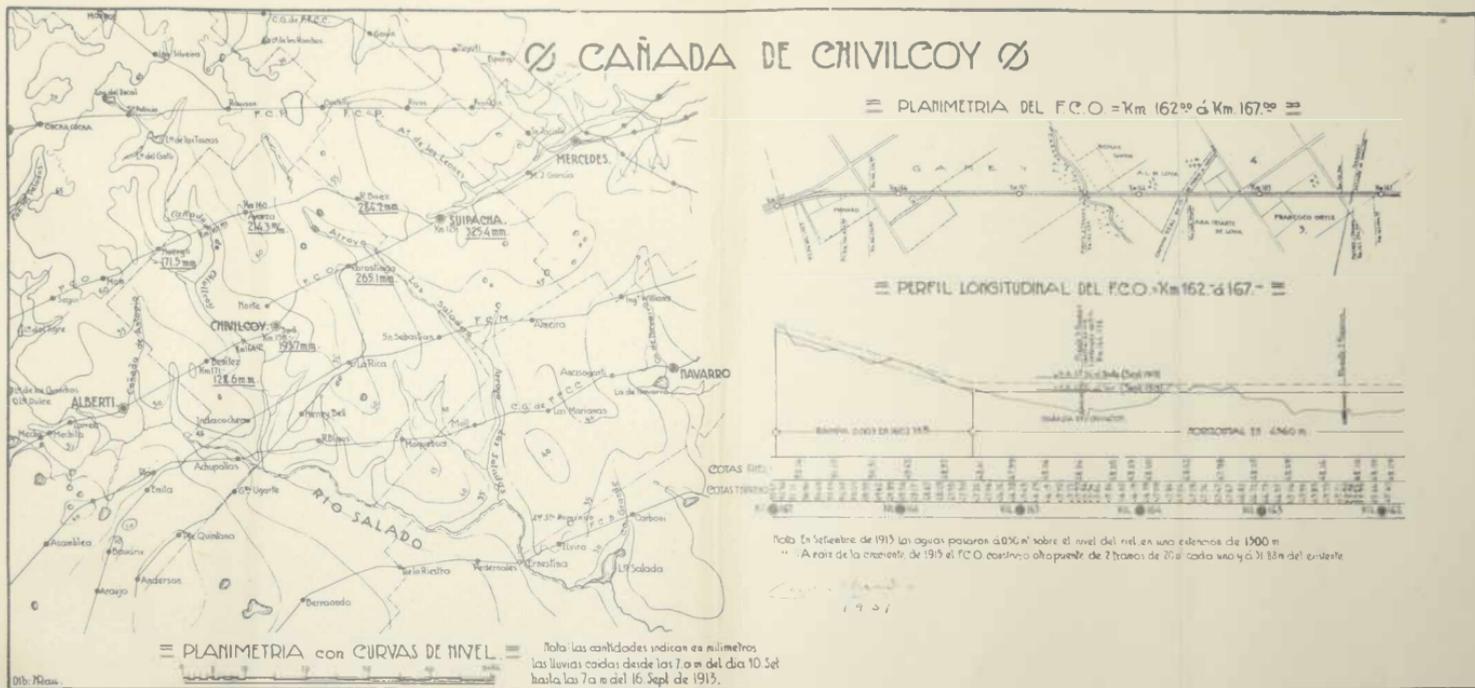


Figura 135

La sección del puente es de 26.60 m². y con la velocidad calculada, dá un caudal de 130 m³|s., el que sumado al anterior 1.515 m³|s. hace un total de 1.643 m³|s. o sean, con otras alcantarillas no consideradas, lo puedo redondear en 1.700 m³|s. que adopto como cifra definitiva.

Consta además en los archivos del F. C. O. el siguiente informe: «Personal del F. C. O. que pasó por dicho puente el día martes 16 de septiembre constataron que la fuerza de la corriente había dejado los rieles con una inclinación de 45° y que se habían producido siete brechas en diversos lugares del terraplen».

Se ve desde luego que el caudal debió ser necesariamente mayor que el que resulta de calcularlo con una lámina de 0.50 m. de espesor.

Se acompaña el plano respectivo del F. C. O. en los detalles pertinentes.

Es de notar que en los archivos del F. C. O. hay pocas informaciones complementarias y consta solo que a consecuencia de las grandes lluvias de 1914 y 1915 y del caudal considerable que llevó la cañada en esas ocasiones, se pidió autorización para construir con toda urgencia un nuevo puente.

ALGUNAS CONSIDERACIONES MÁS SOBRE LA CAÑADA DE CHIVILCOY

En el mes de septiembre de 1913 se precipitaron en las cuencas de la Cañada de Chivilcoy y Río Luján, lluvias de acuerdo con la planilla adjunta, confeccionada con datos de la Oficina Meteorológica Nacional a la que agrego también las lluvias de abril de 1914 para ambas y para que sirva de comparación.

SEPTIEMBRE DE 1913

Fechas	Cuenca cañada de Chivilcoy					Cuenca del Luján					
	Chivilcoy	Huergo P.	Achupallas	Ayarza E.	Chacabuco	C. Keen	La Verde	Mercedes	Espora	Suipacha	Luján
Septiembre 6	4,5										
» 7	2	10			41	1		1	3	1	
» 9	2										
» 10	13,2										
» 11	17	135	24	111	91	95	165	105	112	182	154
» 12	12,5	60	20	58	62	16	49	46	16	45	54
» 13	22,5	12	7	68	26		2	1	1	5	
» 14	16,5	9	2	14	26		7	1	1	60	
» 15	1	24	49	6	11	4	26	15	22	70	15
» 16		10	10	12	20		3	1	1	5	
» 17							2				
» 22					2	1	4	2		7	7
» 24							6	2		2	2
Totales	91,2	260	112	267	279	117	264	174	156	377	233

ABRIL DE 1914

Abril 7	34	35	30	15	70			47		4	
» 8	24	30	13	8	7	25	20	19	76	63	18
» 12	0,5			2	1	10	13	10	33	9	5
» 13	1		1		1		16		2		
» 15	6	7	13	3	9	10	3	5	3	6	10
» 16	2			1		12	25	7	2	2	20
» 17	3	4	6	7		5	4	13	5	2	3
» 20				9							
» 21				11							
» 22	100	82	100	120	127	61	132	160	197	141	105
» 23	20,5	27	21	80	31	49	52	44	44	26	60
» 25	44	30	37	47	38	51	70	60	15	27	63
» 26	4		3	10	39	23	34	20	12	7	28
» 27	54,5	53	40	49		47	50	59	9	47	45
» 29	11,5	12	9	15	13	9	10	12	4	13	5
Totales	234,5	214	210	332	248	240	348	355	281	261	306

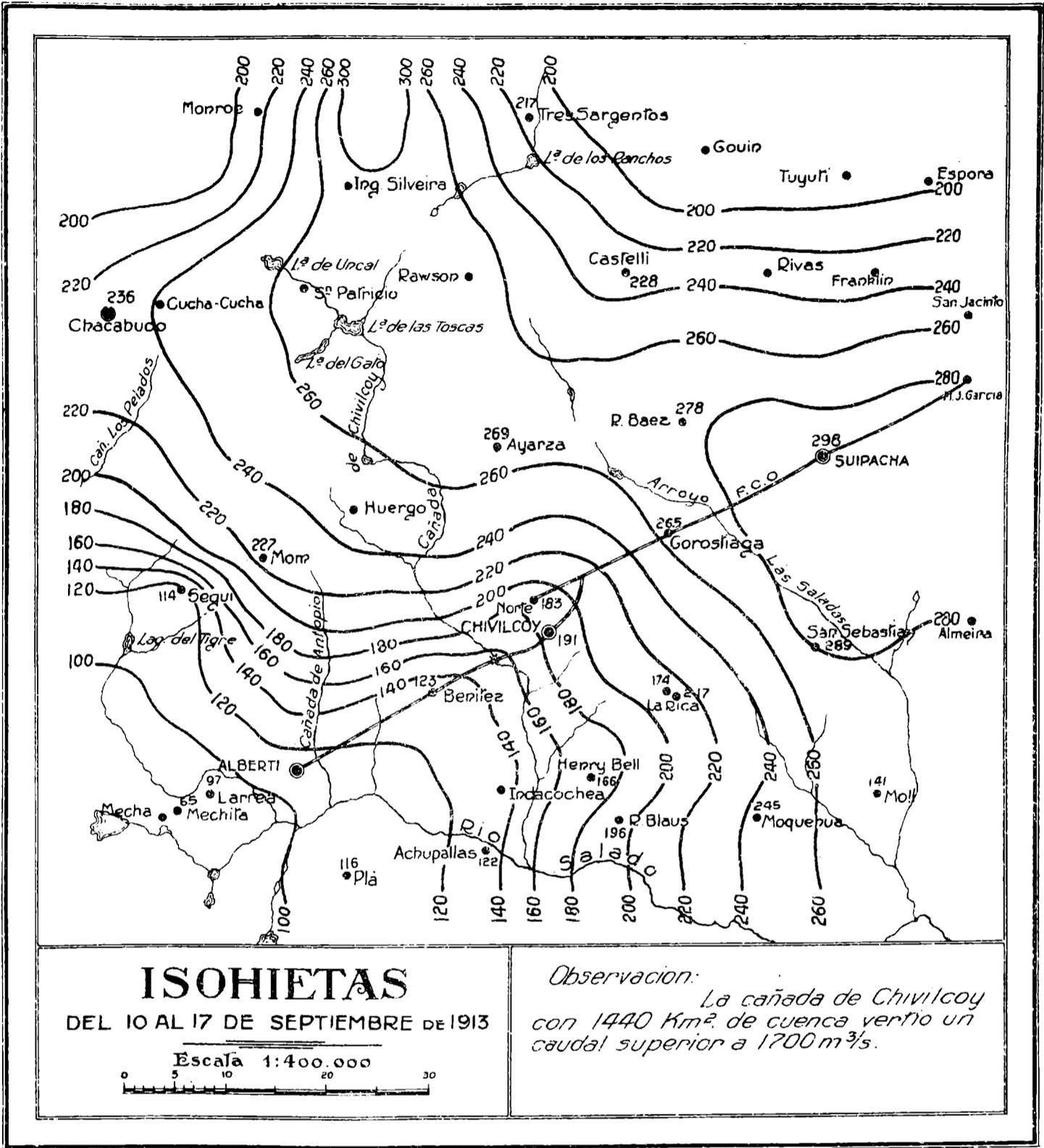
Efectivamente las lluvias de septiembre de 1913 ocasionaron en el Río Luján igual crecida que las de abril de 1914, es decir 2.000 m³s. según cálculos que anteceden. (Pág. 376).

En el intervalo comprendido del 20 al 30 de abril de 1914 se precipitaron en la cuenca de la Cañada de Chivilcoy las siguientes alturas pluviométricas:

Chivilcoy	234,5
Huergo	214
Achupallas	210
Ayarza	332
Chacabuco	248

Total 1.238,5

Promedio 247,7 mm.



ISOHIETAS

DEL 10 AL 17 DE SEPTIEMBRE DE 1913

Escala 1:400.000

Observacion:
 La cañada de Chivilcoy
 con 1440 Km². de cuenca vertio un
 caudal superior a 1700 m³/s.

Figura 136

En la cuenca del Luján aguas arriba del mismo pueblo, se precipitaron las siguientes alturas pluviométricas:

Carlos Keen	240
La Verde	348
Mercedes	355
Espora	281
Suipacha	261
Luján	306
	Total
	1.791
	Promedio
	298 mm.

El Luján, llevó en esta ocasión 2.000 m³|s. en el pueblo del mismo nombre, y la Cañada de Chivilcoy tuvo su gran crecida, pero los datos recogidos no me permiten calcular su caudal.

En el mes de septiembre de 1913 se precipitaron en la cuenca del Luján las siguientes alturas:

Carlos Keen	117
La Verde	264
Mercedes	174
Espora	156
Suipacha	377
Luján	233
	Total
	1.321
	Promedio
	220 mm.

El Luján tuvo como consecuencia de estas lluvias una crecida similar a la de abril de 1914, es decir llevó 2.000 m³.s.

Conclusión: Se puede admitir que en esta tormenta de abril de 1914, si los bajos de la cañada de Chivilcoy se hubiesen hallado en la condición de septiembre de 1913, hubiesen llevado los siguientes cursos de agua los caudales que se especifican:

Ríos	Extensión de las cuencas	Caudales
Luján	2.375 Km ²	2.000 m ³ s.
Matanzas	2.031 »	840 »
Cañada de Chivilcoy ...	1.440 »	1.700 »
	Totales	4.540 m ³ s.
	5.846 Km ²	

¿Puede la cuenca del colector verter hacia éste con 50.000 Km². solamente 1.500 m³|s. o 3.000 m³|s. con una lluvia igual, estando formado de cuencas parciales similares y con mayor pendiente?

Acepto que si en septiembre de 1913, la Cañada de Chivilcoy llevó más de 1.700 m³|s. con una precipitación media de 200 mm., puedo con razón suponer que en abril de 1914, más o menos en el mismo período de tiempo, con precipitación de 247.7 mm., debió llevar también el mismo caudal y digo que debió, pues en los archivos del F. C. O. no se hallan muchos datos y a veces hay contradicción en los mismos.

Pudiera ser que el colmado de los bajos en abril de 1914, fuera inferior, debido a la precedente estación estival que con su evaporación causara el tener disponibles un mayor volúmen para el almacenamiento de las aguas, y esto fuera debido a que la creciente de la cañada de Chivilcoy fuera menor (con 247.7 mm. en abril de 1914 que con 200 mm. en 1913 en el mes de septiembre) después de la precedente estación invernal caracterizada por la acumulación de agua en los bajos — a causa de la escasa evaporación — y tanto más me inclino a esta creencia, cuanto que el Luján llevó solo 2.000 m³|s. en abril de 1914 y el Matanzas 850 m³. De ambos ríos: el Luján ha llevado cerca de 3.000 m³|s. en 1895 y el Matanza 1.458 m³|s. en 1884, sin contar lo desviado por Lanús hacia el Río de la Plata. (Página 366).

De todos modos, puedo pues afirmar que con una lluvia análoga a la de abril de 1914:

El Luján con una cuenca de..	2.375 Km ² .	lleva 2.000 m ³ s.
El Matanza con una cuenca de .	2.031 »	lleva 840 »
La Cañada de Chivilcoy con una		
cuenca de	1.440 »	lleva 1.700 »
	-----	-----
Totales	5.846 Km ² .	4.540 m ³ s.

o sea aproximadamente un escurrimiento de 770 litros Km². de cuenca que es lo normal para cuencas de 2.000 Km². según el diagrama de Kuichling. (Fig. 125).

Es evidente que las isohietas que se adjuntan indican una lluvia media de 267.3 mm. aproximadamente, según datos de la Oficina Meteorológica que se adjuntan (fig. 128) para localidades igualmente espaciadas en las cuencas de los diversos

cursos de agua que vierten las aguas de las mismas, tales como el Luján, Matanzas, Salto, Arrecifes, Cañada de Chivilcoy, Las Saladas, Areco, etc.

ABRIL DE 1914

Fechas	Mercedes F. C. O.	Luján F. C. O.	V. Ortúzar C. Federal Met.	Cañuelas F. C. S.	Arrecifes	C. de Areco T. P.	Plomer F. C. Midl.	Alberti F. C. O.
Abril 22	160	105	42,9	168	90	132	140	110
» 23	44	60	108,5	48	45	43,5	61	17
» 24			0,2					
» 25	60	63	59,3	49	52	72	51	25
» 26	20	28	33,1	21	14	15,2	50	2
» 27	59	45	33,1	63	56	43,5	50	48
Totales	343	301	277,1	349	257	306,2	352	202
Promedio							298	

Esto significa, que si los 30.000 Km². de la superficie del plano que se presenta con las isohietas respectivas y cuya lluvia se extendió aún más (figura 63) con un derrame a razón de 770 litros por Km². dicha cuenca rodeada por un canal de cintura, con una lluvia similar a la del 22 al 27 de abril de 1914 y en idénticas condiciones, debió vertir 23.200 m³|s. a dicho canal de cintura y para 13.603 Km². proporcionalmente 10.500 m³|s., siendo esta última la extensión de la cuenca del Valli-manca hasta la línea Recalde-Bolivar según el F. C. S. y para la cual el método de Chamier nos dió un caudal de 9790 m³|s. es decir la coincidencia de ambos caudales. (Pág. 370).

LOS CAUDALES QUE SE HAN OBTENIDO PARA EL COLECTOR NO SON EXAGERADOS

Hemos llegado para la cuenca del colector compuesta de las zonas I y II a un derrame máximo de 19.800 m³|s. para una extensión de 34.322 Km². que integran dichas zonas. (Página 370).

Acabamos de ver que para 30.000 Km². en la cuenca de los Ríos Luján, Matanzas, etc., con menor pendiente llegamos a 23.200 m³|s.

Si observamos por otra parte el diagrama Fuller (fig. 137) vemos que 34.322 Km². equivalen a 13.200 millas cuadradas,

a las cuales corresponde un gasto aproximadamente entre 500.000 y 800.000 pies cúbicos por segundo o sea entre 14.140 m³|s. y 22.700 m³|s. cifras entre las cuales está comprendida la dada de 19.800 m³|s.

Igualmente llegamos para la cuenca del Vallimanca hasta la línea Bolívar-Recalde, a un máximo de 9.790 m³|s. para 13.603 Km². de cuenca.

Igualmente hemos visto que esta cuenca — por la citada cuenca del Luján, Matanzas, etc., — debió verter 10.350 m³|s.

El diagrama de Fuller dá por otra parte para 13.603 Km². o sean 5.280 millas cuadradas, un gasto máximo comprendido entre 250.000 y 370.000 pies cúbicos por segundo o sean entre 7.700 m³|s. y 10.100 m³|s. cifras que comprenden la anterior.

Por otra parte el punto 108 corresponde a un gasto observado en el Río Tennessee de 20.820 m³|s. observados en Chattanooga y para 54.800 Km². de cuenca, y el mismo diagrama dá para un área de 50.000 Km²., es decir la cuenca aproximada del colector un caudal de 27.450 m³|s. con una probabilidad de 1/1000. (Figura 139 a).

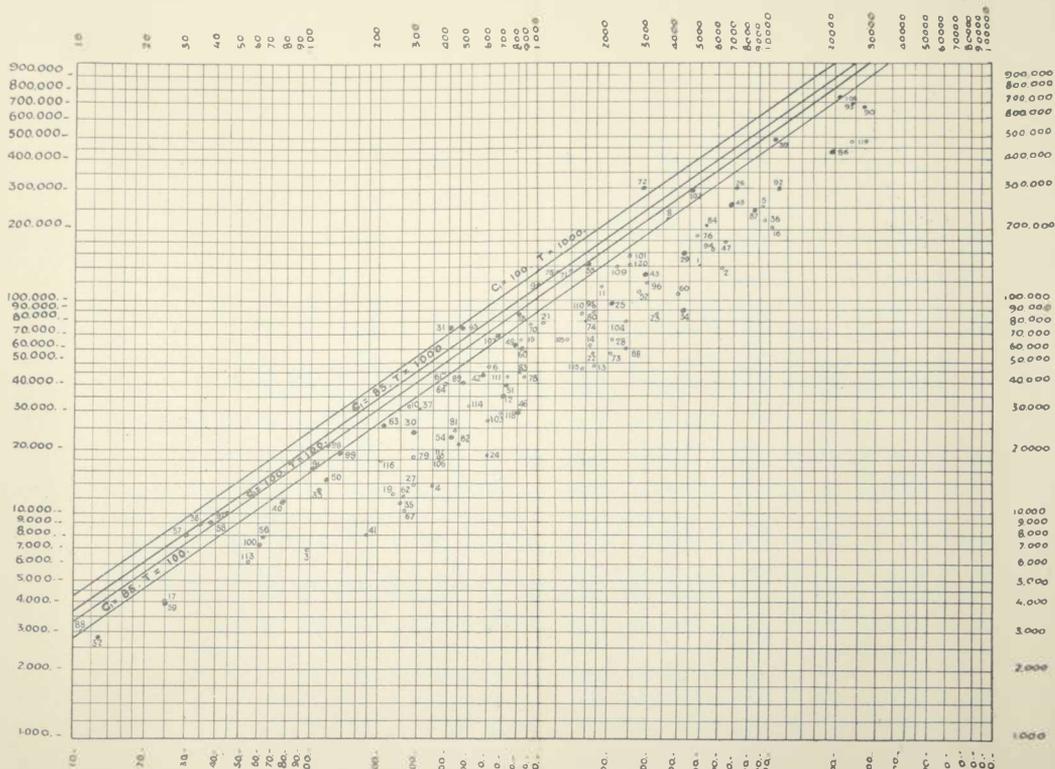
Es de notarse que estos son cáudales escurridos por el emisorio, necesariamente menores que los vertidos a éste por las respectivas cuencas, que es el caso nuestro.

OBSERVACIONES SOBRE EL CAUDAL DE LA CAÑADA DE CHIVILCOY Y DEL MATANZAS

Se ha calculado el caudal de la cañada de Chivilcoy con una altura de la lámina de 0.50 que figura en los planos de la Empresa, y si se tiene en cuenta que hay telegramas en el archivo de la misma, que dicen que esa altura fué de 2 pies o sea 0.60, el caudal quedaría elevado a 1990 m³|s. y sin considerar la velocidad que menciona el F. C. O. de la Cañada de Chivilcoy.

Tomo pues la cifra menor, 1.700 m³|s. en vista de que existía un terraplen aguas arriba del Pueblo de Chivilcoy que pudo represar las aguas y romperse luego, ocasionando mayor caudal que el real, lo que sin embargo no explica todo lo sucedido, puesto que este terraplén tenía 5 aberturas y además no se explicaría tampoco que 6 días después del máximo la cañada tirara 524 m³|s.

Un pie³ = 0,0283 M³



Carla Pineda
17/1

1 MILLA² = 2.5899 Km²

Fórmula Fuller para el máximo caudal en pies³/s

$$Q = C \cdot A^{0.8} (1 + 0.8 \log T) (1 + 2A^{-0.3})$$

C: Coeficiente de inundación característico para cada cuenca.

A: Área de la cuenca en Millas².

T: Número de años en el cual excede este caudal.

NOTACIONES

- Máximo caudal

- Media máxima de 24 horas

108 Caudal de Tennessee (Chattanooga)

20.870 m³/s para 54.800 Km² de cuenca

Figura 137

Creo más bien, que dicho terraplen disminuyó el máximo a semejanza de lo ocurrido en la cuenca del Vallimanca en julio de 1919 y lo acontecido en la cuenca del Río Matanzas en abril de 1914.

Por otra parte testimonios de vecinos afirman que la avenida en la cañada fué considerable.

Cuando ocurrieron las lluvias de abril de 1914, tuvo esta cañada una crecida considerable que hizo que urgiera la empresa del F. C. O. ante el directorio de Londres, para la construcción de un nuevo puente de mayor luz. Los datos de esta crecida no los he podido precisar.

En cuanto al caudal del Río Matanzas que acusó con esta lluvia de abril de 1914 más de 850 m³|s., juzga el Ingeniero Paez, Director de los estudios de ese río, que los terraplenes que existen en su cauce mayor en la vecindad de Puente Alsina, y aguas arriba de dicho punto provocaron un considerable represamiento de las aguas, aguas arriba de Puente Alsina, almacenando un considerable volúmen de agua y restando en consecuencia valor al caudal máximo.

El observado fué en consecuencia menor que el que hubiese vertido el citado Río Matanzas, sin esos impedimentos.

También en las grandes crecientes, una parte del caudal deriva por Lanús hacia el Río de la Plata, sin pasar por Puente Alsina, de modo que los caudales anteriores como el de 1884 de 1.500 m³|s. pudieron ser mayores. (Pág. 366).

PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA DEL MATANZAS EN ABRIL DE 1914

Fechas	San Justo	Las Heras	Cañuelas	Pontevedra	Lomas
Abril 22	79.0	128.0	186.0	61.0	26.0
» 23	50.0	51.0	41.0	68.0	107.0
» 25	58.0	49.0	47.0	49.0	70.0
» 26	23.0	30.0	25.0	30.0	27.0
» 27	37.0	66.0	55.0	40.0	15.0
Totales	247.0	324.0	354.0	248.0	245.0

Promedio 283.6

El Río Matanzas comenzó a crecer en Puente Alsina el 24 a 0 h. y tuvo su máximo el 29 a 12 h.

El caudal del Río Matanzas parece deficiente y armónicos los del Luján, Cañada de Chivilcoy y Las Garzas, para esta tormenta.

ESTOS CAUDALES NO SON LOS MÁXIMOS DERRAMES POSIBLES
DE ESTAS CUENCAS

El 25 de mayo de 1933 se produjo una gran inundación en el pueblo de Luján, causada por las lluvias del 23 y 24 del mismo mes, no registrándose en esa cuenca lluvias posteriores al 3 de mayo.

En el pueblo de Luján, empezó a llover el día 23 a las 23 horas y el máximo de la inundación se produjo el día 25 a las 20 horas, de modo que la onda tardó escasamente 2 días en llegar. La media precipitación de Carlos Keen, Espora, Sui-pacha, La Verde, Mercedes y Luján, fué de 145 mm., y la inundación fué algo menor que las ocurridas en abril de 1914 y septiembre de 1913. (Pág. 380).

De acuerdo al método de Chamier (pág. 314), debemos tomar la máxima precipitación que ocurre solo en 2 días, para calcular el caudal y de las lluvias de abril de 1914, en vez de tomar las lluvias del 22 al 27 de abril (fig. 128), debemos considerar solamente los 2 días de máximo de esta lluvia, es decir, las lluvias del 22 y 23 de abril (pág. 380), que dan para las mismas estaciones un promedio de 179 mm.

Iguales consideraciones podemos hacer para la Cañada de Las Garzas, Cañada de Chivilcoy, etc.

Se deduce que las precipitaciones que determinaron esos caudales pudieron ser dobladas (fig. 66 y pág. 199) y los caudales en consecuencia, más que doblados. (Pág. 113).

En cuanto al Río Matanzas, teniendo a su disposición el Ingeniero Huergo, el nivelamiento de la traza del ramal de San Justo a La Plata, en esa época no construido, en el cruce del Río Matanza, pudo deducir la cota máxima alcanzada por las aguas, su sección, radio medio y pendiente superficial, con toda exactitud, es decir, $S=10.950 \text{ m}^2$, $R=1\text{m}.36$, $I=0,00008$, con lo cual calculó el caudal citado de $5475 \text{ m}^3/\text{s}$., así como

calculara el Ingeniero Berreta la creciente del 28 de abril de ese año en 701 m³/s., que el Ingeniero Huergo encontró correcta.

Conviene recalcar que solamente por el puente del F. C. S. pasaron 1458 m³/s., que las aguas desbordaron por sobre las vías en una extensión de 6 Km. (Página 255 de la Exposición de Huergo, Tomo XXI. Anales de la Sociedad Científica) y las que a su vez pasaron por sobre las vías del F. C. de la Boca y Ensenada, con tal altura que apagaron los fuegos de las locomotoras y ensancharon considerablemente los cauces de los arroyos Crucesita, Sarandí y Santo Domingo.

El ímpetu de la corriente era tal, que a 500 y 1000 metros del cauce del Riachuelo, derribó casas en Barracas y Boca, e hizo socavaciones en las calles, de 3 y 4 metros de profundidad, arrastrando también el puente carretero y el del antiguo ferrocarril de la Boca y Ensenada y poniendo en peligro el puente del F. C. S.

Por otra parte dice, (página 260 de la misma publicación) que la inundación, cuyo volumen estima en 440 Hm³ con 245 m. m. de precipitación, apareció en el Puente del F. C. S. el 23 de septiembre después de las 12 horas, teniendo su máximo a las 16 horas y desapareció el 25 de septiembre, es decir, que duró 48 horas.

Podemos calcular pues su caudal, basado en su caudal medio y la relación del máximo al medio 2,08 (página 387).

El caudal máximo sería:

$$Q = \frac{440.10^6}{2 \times 86.400} \times 2.08 = 5.296 \text{ m}^3/\text{s.}$$

cifra extraordinariamente concordante con la que dá el Ingeniero Huergo.

Es bueno por fin recordar, que dicha conferencia la dió el Ingeniero Huergo en controversia con los caudales que precisamente calculara el Ingeniero Saint-Ives y que las afirmaciones de Huergo quedaron sin réplica.

Me será permitido entonces que tenga *ligeras dudas* sobre la eficacia de suprimir los aportes de la zona alta, para tener un *régimen tranquilo y no torrencial en la zona baja*.

Todo esto de perfecto acuerdo con los gráficos de Fuller. (Figura 139a), que justifica nuestro anterior raciocinio.

Deben considerarse los derrames citados, como los máximos probables parciales de una serie de cuencas de una extensión media de 1.730 Km². (pág. 370), para una tormenta que pudo extenderse a 50.000 Km².

EL RÍO SAMBOROMBÓN Y SÍNTESIS FINAL DEL ESTUDIO DE ESTAS CUENCAS EN LAS PARTES LLANAS DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Es conocida de los vecinos la forma violenta y torrencial que tienen las crecidas de este río, que tampoco baja de sierras.

Sus caudales máximos, que ascienden a millares de m³|s., no los he podido determinar con precisión y por esta causa no los indico.

Basta solo enunciar el hecho, que en el cruce con la línea San Vicente-Altamirano, la cuenca del Samborombón — aguas arriba de esta línea férrea — mide 1.072 Km². y que las luces de los puentes existentes en el cauce de dicho río, la forman 14 tramos de 20 m. c|u.

Calculada la capacidad de este puente con un remanso de 0.20 m. dá un caudal de 1.008 m³|s. según los cálculos de la oficina técnica del F. C. S. no teniendo fama las empresas ferroviarias de largueza al proporcionar sus obras de arte.

¿Podrán después decir los proyectistas de obras de desagües, que desviando, represando o conduciendo endicadas las aguas de la parte alta de la Provincia, lo que se ha llamado también el agua de las sierras, conseguirán un régimen tranquilo, quitándole el carácter torrencial a las avenidas?

Los casos citados, ríos Luján, Matanza, Samborombón, Cañadas de Chivilcoy, Las Garzas, etc., que podrían extenderse a todos los ríos de las partes sin sierras de la Provincia de Buenos Aires, nos dan un rotundo desmentido a esa errónea afirmación.

Las sierras, no hacen otra cosa que proporcionarnos un bello panorama y son las depresiones del suelo, colmadas por lluvias anteriores, las que no proporcionando albergue a nuevas lluvias, son las causantes de las grandes avenidas, tanto de la parte alta a la baja como de la baja a la más baja y las

que causan los mayores perjuicios al estancarse por años enteros.

Parece ser una convicción de todo propietario, que el sistema ideal para beneficiar su propiedad es un proyecto o ley que permita a éste hacer canales y echar el agua a sus vecinos, pero que ningún vecino le eche el agua a su propiedad. Igual criterio tienen con respecto a los caminos que cruzan sus propiedades, desviárselos al vecino.

Nada extraña pues, que hayan convencido a propietarios y aun a profesionales, — desconocedores de las modalidades topográficas de la Provincia y con carencia absoluta de práctica Agro-Pecuaria — que sus propiedades, a pesar de tener nivel más elevado, no arrojan agua y que el medio de evitar las inundaciones es desviar el agua, que de otras zonas, afluye a sus propiedades.

EL CAUDAL VERTIDO POR LA CUENCA DEL COLECTOR BASADO EN LA DURACIÓN DEL ESCURRIMIENTO

De los aforos practicados por la Dirección de Desagües y luego utilizados por el Ingeniero Duclout, llega este profesional a las siguientes conclusiones, como coeficiente de escurrimiento y como relación del caudal máximo al caudal medio:

Cuencas	Escurrecimiento	Relaciones de la máxima a la media
Napaleofú	0.50	2.1
Las Chilcas	0.50	2.1
Tandileofú y Chelforó	0.50	2.1
Perdido y Langueyú	0.50	2.1
Azul y Hualicho	0.60	2.
	—	—
Totales	2.60	1.04
Promedios.....	0.52	2.08

Los escurrimientos del Chapaleofú y San Luis de 0,25 io mismo que el Tapalqué 0,20, no los considero, por inverosímiles.

Cuando se hicieron los aforos, se tomaron los caudales de los arroyos unicamente de modo que la infinidad de cañadas paralelas a éstos entre los mismos no fueron computadas y así

se explican coeficientes tan bajos como los que citan como promedio 0,52.

Los valores de 0,20 y 0,25 para los arroyos Tapalqué y Chapaleofú, indican solamente que han escapado aún más cañadas sin aforar que en los arroyos anteriores, o que hubo mayor almacenamiento.

La cuenca del colector hemos visto que mide 51.468 Km²., de los cuales 15.200 Km². pertenecen al Vallimanca y en consecuencia 36.268 Km². al resto de la cuenca.

Si una tormenta similar a la del 21 al 24 de febrero de 1915 se hubiese producido en la cuenca del colector, un poco más desplazada al N. E., hubiésemos tenido una precipitación de 246 mm. en la cuenca del Vallimanca y 200 mm. en los 36.268 Km². restantes. (Fig. 66).

Esta tormenta se produjo con la tierra saturada precedida y seguida de años de inundaciones, y pudo por último haberse producido en el invierno como ocurrió con las lluvias de abril del mismo año, que no contando con la providencial evaporación del verano precedente, no pudo evitarse las inundaciones con precipitaciones mucho menores. (Figs. 68 y 69).

Si adoptamos pues como escurrimiento, el coeficiente 0,52 que resulta del estudio que hiciera Duclout, tendrá que multiplicarse el volúmen caído, por este mismo coeficiente.

Recordemos que con esta lluvia tarda menos de 4 días la corriente de agua en recorrer la cuenca desde su punto más alejado, hasta el colector. (Págs. 339 y 341).

Como la lluvia duró 3 días, podemos suponerla escurrida en 7 días no teniendo importancia la mayor distancia a recorrer en la cuenca del Vallimanca por 2 razones:

- 1) Porque la lluvia pudo iniciarse al S. O. moviéndose en los días sucesivos hacia el N. E. como la tormenta del 21 al 23 de abril de 1928.

- 2) Porque el colector no será capaz de conducir el agua en la proporción que la recibe, de donde resultará un estancamiento inevitable, o sea un área mayor inundada. (pág. 414).

CÁLCULO DEL CAUDAL

Derrame de la precipitación total, tomando para $\mu = 0.75$ (pág. 305).

$$\text{Cuenca I y II } 0.75 \times 36.268 \times 200 \text{ mm.} = 5440 \text{ Hm}^3.$$

$$\text{Cuenca del Vallimanca } 0.75 \times 15.200 \times 246 \text{ mm.} = 2804 \text{ Hm}^3.$$

La cuenca del Vallimanca, evacuaría su precipitación en $4+3=7$ días y el resto en $3+3=6$ días.

Los caudales serán en consecuencia para cada una de estas dos cuencas

$$\text{Para el Vallimanca } \dots \frac{2804.10^6 \times 2.08}{7 \times 86,400} = 9680 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Para el resto } \dots \frac{5440.10^6 \times 2.08}{6 \times 86,400} = 21400 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Total } \dots \dots \dots 31080 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultados que concuerdan con los hallados con el método de Chamier. (Pág. 340).

Caudal de la cuenca del colector basado en los métodos de Fuller, Fanning Dickens, Ganguillet, Fórmula Italiana, Kuichling, Murphy, Burge y Craig.

La cuenca del colector comprende según nuestro primer cuadro de clasificación de cuencas 51.468 Km^2 ., de los cuales 15.200 Km^2 . corresponden a la cuenca del Vallimanca con el criterio del F. C. S. de modo que quedan 36.268 Km^2 . para el resto de la cuenca más cercana al colector y al mar. Esta extensión de la cuenca del colector 51.468 Km^2 . difiere muy poco de la otra 47.925 Km^2 . considerada hasta Bolivar-Recalde no haciendo diferencia sensible en el caudal.

Podemos admitir que esta área no la forma una cuenca sinó varias paralelas como puede apercibirse al observar la planimetría general y aún la misma cuenca del Vallimanca estaría formada de acuerdo al estudio de F. C. S. por una serie de cuencas paralelas. (fig. 118).

Este modo de proceder es racional. Hemos deducido el escurrimiento de la cuenca del colector, basado en el escurrimiento medio de las cuencas del Luján, Matanzas, Las Garzas y Cañada de Chivilcoy (pág. 372) y tomamos para ello una lluvia equivalente a los 266 mm. que se precipitó como media en esas cuencas en mayor espacio de 5 días. Este raciocinio fué lógico desde que una tal lluvia, equiparada con su mayor pendiente, pudo producirse en los 50.000 Km². de la cuenca del colector como se demostró.

No hubiera sido lógico tomar el escurrimiento de Las Garzas por ejemplo, con una lluvia tal como la del 21 al 23 de abril de 1928, superior a 500 mm. para más de 1.000 Km². en 36 horas con un intervalo de pausa de 10 horas incluido en estas 36 horas porque estas intensas precipitaciones son locales, y los caudales serían para una cuenca grande, exagerados.

Es evidente que no se puede extender un caudal así observado a 50.000 Km²., y si en la consideración que hacemos al calcular la cuenca del colector, como compuesta de cuencas parciales por los procedimientos analíticos que expondremos, llegamos a resultados armónicos con los de las cuencas citadas y con los anteriores métodos, será un indicio de que no estamos errados. (Pág. 400).

No se debe tomar como una sola cuenca las diversas corrientes de agua que bajan de las sierras simultaneamente según puede observarse en los gráficos de aforos practicados por la Dirección de Desagües. (Fig. 124).

Tenemos pues la llegada simultánea de todos estos caudales que se estancan con un gasto mínimo del colector circunstancia que hay que tener en cuenta para los fines de expropiación.

Es pues diferente de la llegada de los caudales en un curso natural de agua de cauce formado, cuyos afluentes están dispuestos como las ramas de un árbol y evacuan sus caudales a medida de su llegada.

El caso del colector, con llegada simultánea de agua que se estanca, que inunda tierra que hay que expropiar, es el peor y corresponde como efecto económico a la distribución más peligrosa de los afluentes de un río en forma de abanico.

La cuenca del Vallimanca aunque vierta sus aguas con algún retardo, con respecto a los demás del colector, (pág. 339 y 341) dado que el colector no tirará el caudal en la misma proporción que lo recibe (pág. 414), forzosamente desaparecerá esa diferencia de tiempo, de modo que podemos considerar su llegada simultánea.

En el estudio del derrame de la cuenca del colector, nos interesan dos problemas.

- a) El derrame de cada una de las cuencas hacia el colector.
- b) El caudal que éste será capaz de tirar.

Efectivamente, si el colector no es capaz de arrojar el caudal que recibe de cada una de las cuencas parciales, se producirá fatalmente la acumulación de agua como veremos que sucede, con enorme aumento de las inundaciones.

Si suponemos al colector capaz de tirar el mismo caudal que vierten las cuencas parciales, lo que es hacerle un considerable favor en contra de lo que indica el raciocinio, el caudal arrojado resulta enorme.

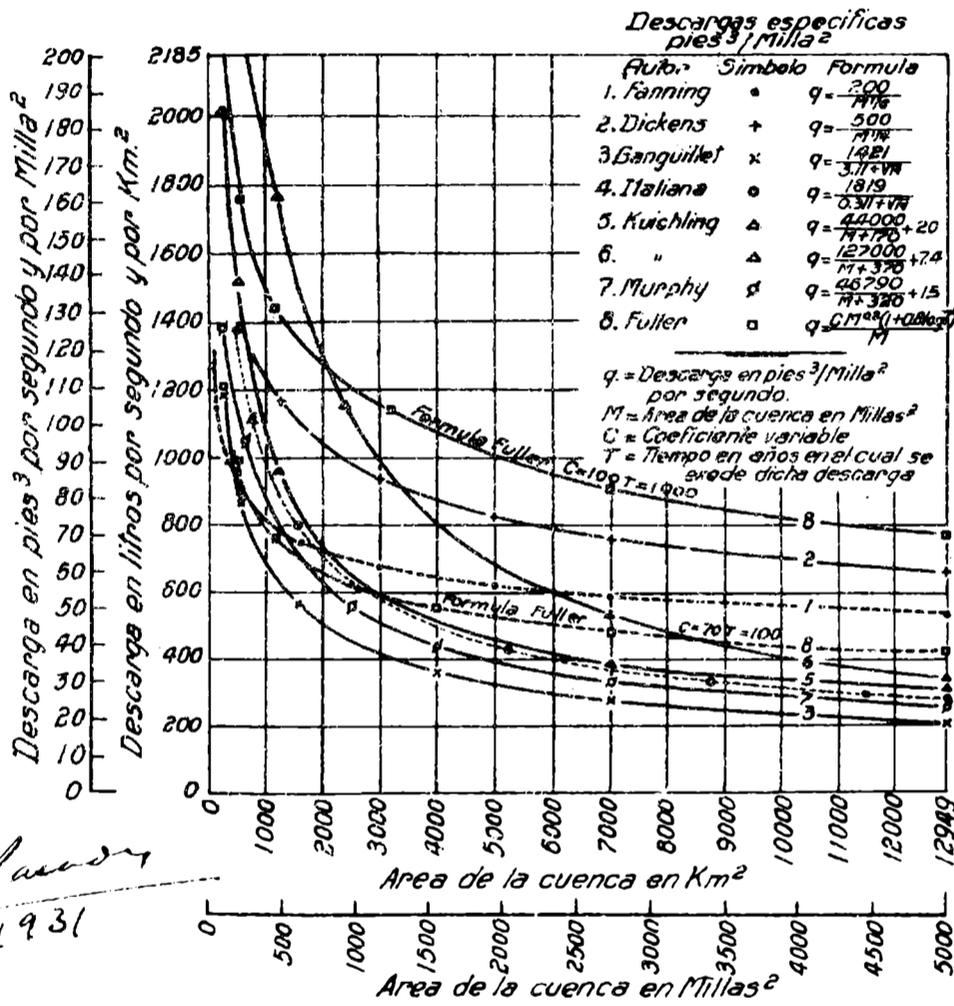
Erróneo raciocinio sería considerar la cuenca del colector como única y aplicarle los gastos para una cuenca de esa extensión. Llegaríamos con este procedimiento a gastos mayores que los que lógicamente el colector será capaz de tirar según veremos más adelante y afluencias hacia el mismo, menores que las reales.

MÉTODOS EMPLEADOS

Se consigna a continuación una planilla de las fórmulas para los diversos métodos y la publicación u obra original donde pueden ser consultadas.

Autor	Fórmulas	Descargas específicas	Fuente de información
1. Fanning.....	$Q = 200 M^{5/6}$	$q = \frac{200}{M^{1/6}}$	New England Streams. Treatise on water Power Engineering.
2. Dickens.....	$Q = 500 M^{3/4}$	$q = \frac{500}{M^{1/4}}$	Central Provinces India Indian Professional Papers.
3. Ganguillet.....	$Q = \frac{1.421 M}{3,11 + \sqrt{M}}$	$q = \frac{1.421}{0,311 + \sqrt{M}}$	Swiss streams. Proc. Int. C. E. Vol. 71. 1883.
4. Italiana.....	$Q = \frac{1.819 M}{0,311 + \sqrt{M}}$	$q = \frac{1.819}{0,311 + \sqrt{M}}$	Streams of North Italy. Report on Barge Canal 1901
5. Kuichling.....	$Q = \left(\frac{44.000}{M + 170} + 20 \right) M$	$q = \frac{44.000}{M + 170} + 20$	Mohawk River occasional floods.
6. Kuichling.....	$Q = \left(\frac{127.000}{M + 370} + 7,4 \right) M$	$q = \frac{127.000}{M + 370} + 7,4$	Mohawk River rare floods Report on Barge Canal, 1901.
7. Murphy y otros.	$Q = \left(\frac{46.790}{M + 320} + 15 \right) M$	$q = \frac{46.790}{M + 320} + 15$	General U.S.G.S. Paper N° 147.

DESCARGAS ESPECIFICAS



*Carlos A. ...
1931*

Figura 138

8 - Fuller

FUENTE DE INFORMACIÓN

Trans. Am. Soc. C.E. — Vol. 77 — 1914

$$Q_{\max.} = C_1 M^{0,8} (1 + 0,8 \log. T) (1 + 2 M^{-0,3})$$

$$Q_{av} = C_1 M^{0,8}$$

$$Q_{\max.} = Q (1 + 2 M^{-0,3}) \quad Q = C_1 M^{0,8} (1 + 0,8 \log. T)$$

$$\text{Descarga específica } q = \frac{C_1 M^{0,8} (1 + 0,8 \log. T)}{M}$$

$$Q = Q_{av} (1 + 0,8 \log. T)$$

$$9\text{-Burge. — } Q = 1.300 \frac{M}{L^{2,3}} \quad q = \frac{1.300}{L^{2,3}} \quad \begin{array}{l} \text{Madras Railway India.} \\ \text{Jackson Hydraulic.} \\ \text{Manual 1875.} \end{array}$$

En estas fórmulas:

$Q_{\max.}$ = Representa el máximo caudal en pies cúbicos por segundo.

M = La extensión de la cuenca en millas cuadradas.

L = Longitud de la misma en millas.

T = Número de años del periodo considerado.

C = Coeficiente variable con cada río.

Q = Caudal máximo en 24 horas en pies cúbicos por segundo.

Q_{av} = Creciente media anual en pies cúbicos por segundo.

MÉTODO DE FULLER

Es sin duda el trabajo más moderno, de mayor trascendencia en este asunto de los derrames de cuencas.

A continuación se puede ver el diagrama (figs. 139 y 139 a) correspondiente a la representación de la fórmula que da los gastos máximo a esperar de una cuenca de acuerdo con su superficie basada en gastos no comunes de ríos de los Estados Unidos. La fórmula es:

$$Q = C_1 M^{0,8} (1 + 0,8 \log. T) (1 + 2 M^{-0,3})$$

En la cual C_1 como se dijo representa un coeficiente variable para cada corriente de agua:

M = El área de la cuenca en millas cuadradas.

T = El número de años del período considerado.

Cuando hicimos el estudio de las cuencas del Luján, Matanzas, Cañada de Chivilcoy y Las Garzas, llegamos a un derrame de 5.702 m³|s. para 6.921 Km². de cuencas. (Pág. 370).

Como esta área está formada por cuatro cuencas, a cada una le corresponde una extensión media de 1.730 Km². y un derrame medio de 1.426 m³|s. es decir una descarga específica de

$$\frac{1426}{1730} = 824 \text{ litros s. km}^2$$

Observado el diagrama «Descargas específicas» (f. 138) vemos que para esta extensión, la descarga específica varía desde 700 litros para C = 70 y T = 100, a 1.370 litros para C = 100 y T = 1.000, cifras que comprenden la hallada de 824 litros, lo que indica que nuestros aforos y nuestro raciocinio anterior eran buenos, pues el gasto de 824 l|s. Km². está comprendido

entre estos valores. Con este gasto de 824 $\frac{\text{litros}}{\text{s. km}^2}$, el colector recibiría un caudal de 42.300 m³|s., puesto que $\frac{51.468}{1730}$ por 1426 es igual a 42.300 m³|s.

Si tomamos el gasto mínimo hallado — para esta extensión de cuencas parciales de 1.370 Km². — de 700 litros, tendremos para el gasto total.

$$51.468 \times 0.7 = 36.000 \text{ m}^3\text{|s.}$$

Como entre las cuencas del colector, figura la del Vallimanca con 13.603 Km². hasta Bolivar-Recalde según el F. C. S. y aunque esta cuenca, según estudios de la misma Empresa, se compone de varias paralelas de menor dimensión, (fig 118), creo tal vez razonable la extensión media de las cuencas 2.500 Km². c|u.

Tenemos cuencas de 2.500 Km². c|u. y vemos que el gasto unitario es de 520 l|s. Km². de modo que a cada cuenca de 2.500 Km². le corresponde un derrame de:

$$2.500 \times 0,520 = 1.300 \text{ m}^3\text{|s.}$$

y para los 51.468 Km². de cuenca:

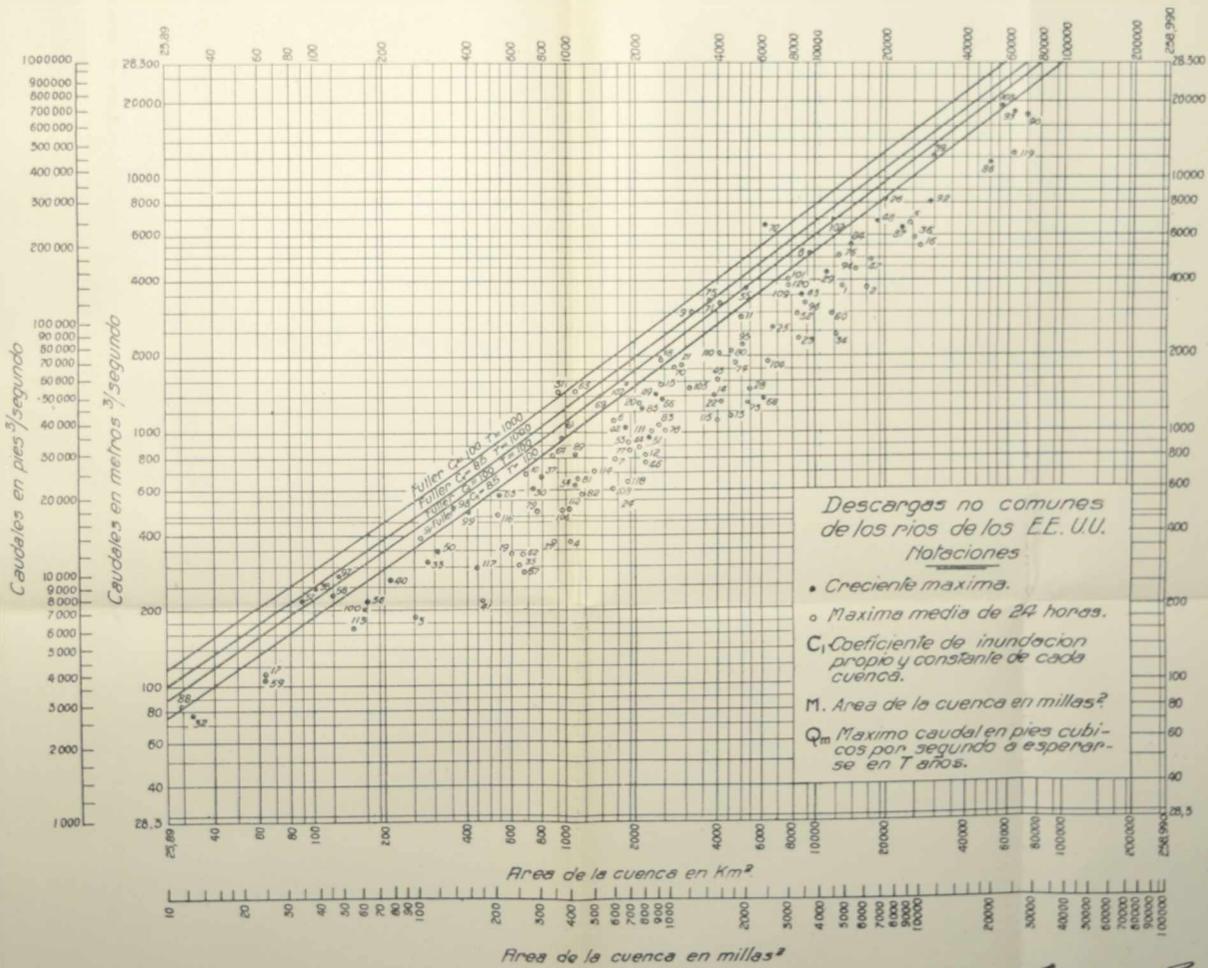
$$\frac{51.468}{2.500} \times 1.300 = 26.700 \text{ m}^3 \text{ s}$$

cifra que tomo como aceptable.

METODO DE FULLER

Representación geométrica de la ecuación
de los gastos máximos.

$$Q_m = C_1 M^{0.8} (1 + 0.8 \log T) (1 + 2M^{-0.3})$$



*Carlus Pasaday
1931*

Si pasamos al diagrama completo de Fuller (figs. 139 y 139 a) encontramos para $C = 85$ y $T = 100$, la cifra más baja; que para 1.730 km^2 . da 1.415 l|s. para cada cuenca y para la cuenca total del colector.

$$\frac{51.468}{1.730} \times 1.415 = 42.000 \text{ m}^3 \text{ s.}$$

que es aproximadamente la cifra anteriormente hallada con la misma hipótesis.

Si consideramos una sola cuenca de 51.468 Km^2 ., lo que es un error, tendríamos un gasto máximo para esa cuenca de un caudal variando desde

$$\begin{aligned} & 18.400 \text{ m}^3 \text{ |s. para } C= 85 \text{ y } T= 100 \\ \text{a } & 27.000 \text{ m}^3 \text{ |s. para } C=100 \text{ y } T=1000 \end{aligned}$$

Basta echar una ojeada al plano de la inundación de 1910 (fig. 17) para convencerse, de que nada nos permite afirmar que sean las cuencas de los arroyos perfectamente delineadas y en consecuencia, objetable el atribuir a cada cuenca parcial la extensión de 1.730 Km^2 . Las cifras halladas parecen un máximo razonable.

Tomo sin embargo las cuencas de 2.500 Km^2 . y gasto de 520 l|s. Km^2 . con lo cual corresponde fijar con este gasto el derrame de la cuenca del colector en $26.700 \text{ m}^3 \text{ |s.}$ que tomo como aceptable, como se dijo.

Conclusión: El método de Fuller (figs. 139 y 139 a), cualquiera que sean las hipótesis que se hagan, nos da un valor mínimo de $18.400 \text{ m}^3 \text{ |s.}$ superior a la capacidad atribuida al colector y que está lejos de poseer, de $15.000 \text{ m}^3 \text{ |s.}$

MÉTODO DE KUICHLING

Las fórmulas usadas en este método son:

Para escurrimientos que pueden ocurrir ocasionalmente se usa la fórmula

$$q = \frac{44.000}{M + 170} + 20 \quad \text{en pies cúbicos por segundo y por milla cuadrada}$$

$$q = \frac{1.245.860}{S + 440} + 219 \quad \text{en litros s } \text{km}^2 \text{ (fig. 125)}$$

y para inundaciones que pueden ocurrir muy raramente:

$$q = \frac{127.000}{M + 370} + 7,4$$

también en pies cúbicos por segundo y por milla cuadrada. La misma en medidas métricas, tendría la siguiente expresión:

$$q = \frac{3.695.005}{S + 958} + 80,9$$

si q estaría dado en litros por segundo y por Km².

Tomando cuencas de 1.730 Km². los gastos unitarios estarían dados por caudales variando entre un gasto de 700 a 1.400 litros por segundo y por Km². cifras que comprenden el gasto medio hallado de 824 l|s. y por Km². para las cuencas del Luján, Matanzas, Las Garzas y Cañada de Chivilcoy y que prueban que nuestros aforos eran correctos.

Tomando cuencas de 2.500 Km²., el gasto, de acuerdo al diagrama, estaría comprendido entre 650 y 1060 litros por segundo y por Km².

Tomando la mínima, tendríamos para la cuenca del colector un gasto de:

$$51.468 \times 0.650 = 33.400 \text{ m}^3|\text{s.}$$

que tomo como definitiva.

FÓRMULA DE FANNING

El gráfico da para 1.730 Km² un gasto unitario de 720 l|s Km² ligeramente inferior al gasto hallado de 824 l|s. Km². para las cuencas del Luján, etc.

Para 2.500 Km². el gasto unitario es de 700 l|s. Km². de modo que para los 51.460 Km². el gasto o derrame de esa cuenca será 36.000 m³|s.

FÓRMULA DE DICKENS

Para esta fórmula y para 1.730 Km². el gasto en litros por segundo y por Km². es de 1.000 l., de modo que es algo superior a la cifra de 824 l|s. Km².

El aflujo de agua hacia el colector, asunto que nada tiene que ver con el caudal que el colector tiraría en el mismo tiem-

po lo obtendríamos tomando el gasto correspondiente a cuencas de 2.500 Km². que es de 980 l|s. Km².

Sería para la cuenca total del colector

$$50.300 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Este valor lo conceptúo demasiado elevado así como también se mostró elevado en el gasto para cuencas de 1.750 Km²., dando valores mucho más altos que los observados.

FÓRMULA DE MURPHY

El gráfico de descargas específicas dá para esta fórmula y para la cuenca de 1.730 Km²., media de la de Luján, Matanzas, etc., un derrame de 680 l|s. Km². que se aproxima por defecto a los 824 litros observados.

Para cuencas de 2.500 Km². dá un gasto unitario de 560 litros o sea para el colector 28.700 m³|s.

MÉTODO DE BURGE

$$Q = 1.300 \frac{M}{L^{2,3}}$$

para el área de 1.730 Km². le corresponde en millas cuadradas M=667, —L es la longitud en millas de la cuenca hasta el punto de descarga. Como para las zonas I y II hemos visto que era en media 114 Km., tendremos L = 71 millas.

Aplicando valores tendremos:

$$\frac{Q}{M} = \frac{1.300}{3 \sqrt{71^2}} = \frac{1.300}{3 \sqrt{5041}} = \frac{1.300}{17,1} = 75,8 \text{ pies}^3/\text{s. milla}^2$$

o sea en unidades métricas:

$$\frac{Q}{M} = 828 \text{ litros/s. km}^2$$

que concuerda con el gasto observado para los ríos Luján, Matanzas, etc., de 824 l|s. Km².

Para el colector con el anterior gasto unitario el derrame total sería

$$42.500 \text{ m}^3\text{s.}$$

Considerada como una sola cuenca, la cuenca total del colector tendríamos lo siguiente:

Superficie de la cuenca 51.468 Km².

Profundidad media para una longitud del colector de 400 Km.

$$\frac{51.468 \text{ Km}^2}{400} = 128 \text{ Km.}$$

o sea en millas

$$M = 19.850 \text{ millas}^2.$$

$$L = 79.7 \text{ millas} \approx 80 \text{ millas.}$$

$$Q = \frac{1.300 \times 19.850}{\sqrt[3]{80^2}} = \frac{1.300 \times 19.850}{\sqrt[3]{6.400}} = \frac{1.300 \times 19.850}{18.55} = 1.390.000 \text{ pies}^3 \text{ s.}$$

o sea en unidades métricas superior a la capacidad del colector 39.400 m³|s.

Apliquemos la misma fórmula a la cuenca del Vallimanca cuya superficie es de 13.603 Km². hasta Bolivar-Recalde y su longitud 170 Km. (Pág. 296 y fig. 118).

Reduciendo a millas tendremos:

$$M = 5.270 \text{ millas}^2$$

$$L = 105.5 \text{ millas}$$

y el caudal será:

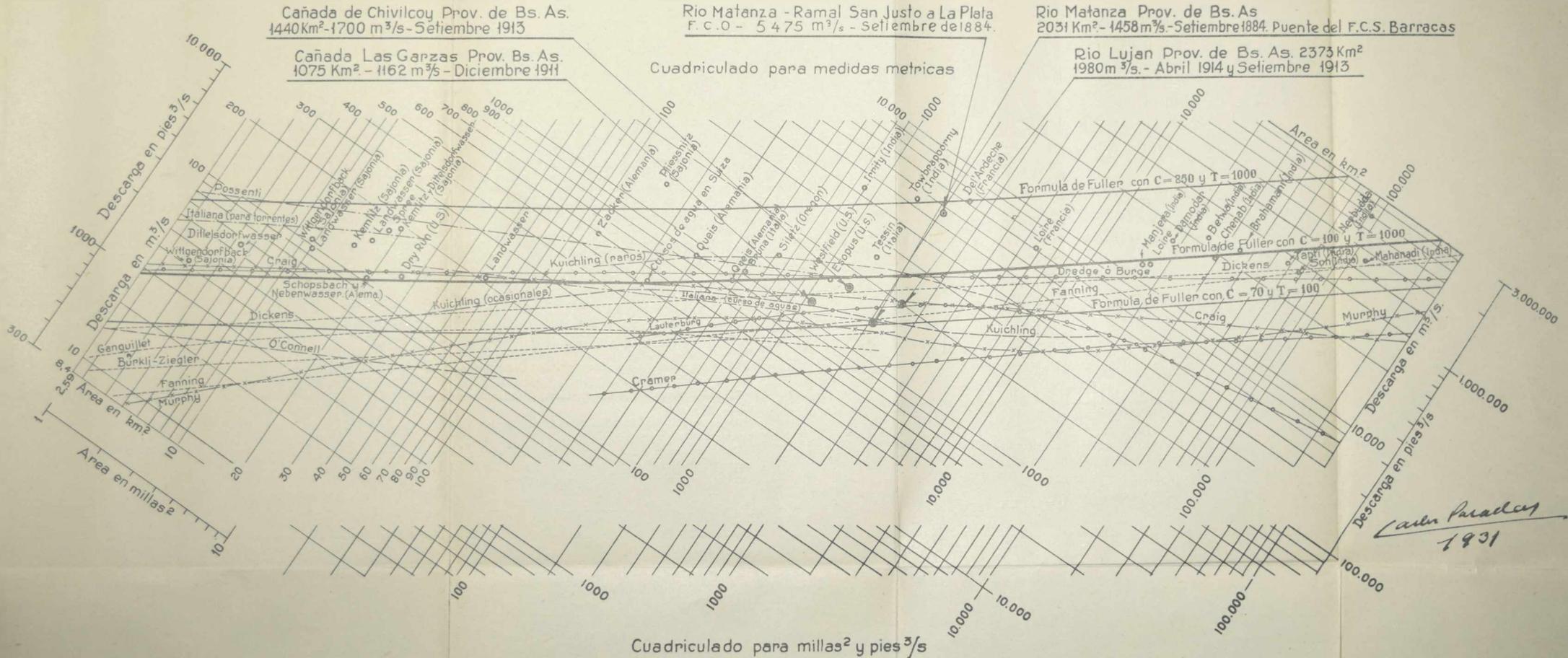
$$Q = \frac{5270 \times 1300}{\sqrt[3]{105,5^2}} = \frac{5270 \times 1300}{\sqrt[3]{11.200}} = \frac{5270 \times 1300}{22,3} = 308.000$$

pies cúbicos|s. o sea en medidas métricas:

$$8.650 \text{ m}^3\text{s.}$$

vecina a la cifra hallada en otra oportunidad 9.790 m³|s. como máximo para esta cuenca, aplicando el Método Chamier, (página 339) y 9.680 m³|s. (pág. 389) cuando utilizamos la relación de la máxima a la media.

DIAGRAMAS DE LA REPRESENTACION GRAFICA DEL ESCURRIMIENTO
 DADO POR LAS FORMULAS DE FULLER, KUICHLING, CRAMER,
 MURPHY, FANNING, DICKENS, GANGUILLET, ITALIANA, O'CONNELL,
 BURGE, CRAIG, LAUTERBURG, BURKLI-ZIEGLER, Y POSSENTI
 CON ALGUNOS DERRAMES IMPORTANTES



Carl Parady
1931

Figura 139 a (Véase al dorso)

Estas fórmulas son las más conocidas y aplicadas y han sido citadas por Kuichling, Fuller y otros, en sus investigaciones.

La fórmula de O'Connell para pequeñas cuencas es:

$$Q = \sqrt[4]{458(640M + 4.58)} \quad 45.8$$

Para la fórmula de Burge:

$Q = 1.300 \frac{M}{L^{0.5}}$ si se supone sección rectangular de dimensiones L y $\frac{L}{2}$, esta fórmula se reduce para la representación gráfica a

$$Q = 1030 M^{0.75}$$

La fórmula de Craig:

$$Q = 440 C_2 W \log_e \frac{8L^2}{W}$$

Si se supone $C_2 = 1.16$.

W ancho medio

L máxima longitud de la cuenca si se la toma igual a $2W$, la fórmula se transforma en:

$$Q = 365 \sqrt{M} \log_e (22.7 \sqrt{M})$$

La fórmula de Lauterburg, es la siguiente:

$$Q = M \left[\frac{615}{6 + 0.00259 M} + 0.53 \right]$$

La fórmula de Bürkli-Ziegler:

$$Q = C_1 R_1 \left(\frac{S_1}{M} \right)^{0.1} M \text{ en donde:}$$

tomando $C_1 = 70$.

$R_1 = 3$ pulgadas por hora de precipitación máxima.

$S_1 = 4$ (pendiente por mil)

se transforma en:

$$Q = 296 M^{0.75}$$

La fórmula de Possenti:

$$Q = C_2 \frac{R_2}{L_1} \left(M_2 + \frac{M_1}{3} \right)$$

si se supone de acuerdo con Kuichling:

$$C_2 = 1010 \text{ y}$$

$$R_2 = 6 \text{ pulgadas de lluvia en 24 horas.}$$

$$L_1 = \sqrt{2M}$$

$M_2 =$ área montañosa igual a M_1 parte llana de la misma

cuenca e igual a $\frac{M}{2}$, la fórmula se reduce a:

$$Q = 2586 M^{0.75}$$

Fórmula italiana para torrentes:

$$Q = \frac{2600 M}{0.311 + \sqrt{M}}$$

Las unidades de estas fórmulas son la milla, la milla cuadrada y el pié cúbico por segundo, habiéndose dibujado los cuadrículados para la escala métrica y para las anteriores medidas.

Observación — Se percibe la coincidencia de los derrames del Luján, Matanza, Cañada de Chivilcoy, Cañada de las Garzas, con los gráficos y que solamente la fórmula Fuller con $C = 250$ y $T = 1000$, comprende el derrame del Río Matanza en 1884 que fué de 5475 m³/s (pág. 386).

Estos caudales no son los máximos que estas cuencas pueden derramar, por las siguientes razones:

a) Las tormentas que los originaron, pudieron ser excedidas con creces.

b) No se tomó en cuenta la velocidad de llegada del agua, al calcular los caudales.

Deben en consecuencia mirarse como los máximos derrames parciales, de cuencas de esa extensión, para una lluvia que pudo abarcar 50.000 Km². (página 386).

FÓRMULA DE CRAIG

Proc. Inst. C. E. Vol. 80 — Año 1885.

La fórmula de Craig, según su autor, toma en cuenta la forma de la cuenca, lo mismo que la de Burge y que no la consideran las anteriores.

La fórmula es la siguiente:

$$Q = 440 C_2 w \log_e \frac{8 L^2}{w}$$

en la que:

Q: — Es el caudal de la cuenca en pies cúbicos por segundo.

W: — El ancho medio de la cuenca en millas.

L: — La longitud de la cuenca en millas.

C₂: — Un coeficiente variando desde 0.68 a 1.95 para pequeñas cuencas en regiones montañosas. Para la Provincia de Buenos Aires, podemos tomar un valor algo bajo C₂ = 0.82.

Podemos aplicarla a una cuenca de 1.730 Km²., tal como resulta de la media del Matanzas, Luján, etc., y de longitud L = 114 Km. de largo.

Tendremos:

$$M = 1.730 \text{ Km}^2. = 667 \text{ millas cuadradas.}$$

$$L = 114 \text{ Km.} = 71 \text{ millas.}$$

$$W = \frac{667}{71} = 9.4 \text{ millas.}$$

$$L^2 = 5.050.$$

$$\frac{8 L^2}{w} = \frac{8 \times 5050}{9,4} = 4300$$

$$\log_e \frac{8 L^2}{w} = \log_e 4300 = 8,366$$

$$1 \text{ pie cúbico} = 0,0283 \text{ m}^3.$$

luego:

$$Q = 440 \times 0,82 \times 9,4 \times 8,366 \times 0,0283 = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Para la cuenca del colector podemos considerar a este como compuesto de cuencas de 2500 Km². y de 128 Km. de largo, según las hipótesis anteriores.

Tendremos pues:

$$M = 2.500 \text{ Km}^2. = 966 \text{ millas cuadradas.}$$

$$L = 128 \text{ Km.} = 79.6 \text{ millas.}$$

$$L^2 = 6.350.$$

$$W = \frac{966}{79,6} = 12.14.$$

$$\frac{8 L^2}{w} = \frac{8 \times 6350}{12.14} = 4185$$

$$\log_e \frac{8 L^2}{w} = \log_e 4185 = 8,339$$

$$Q = 440 \times 0.82 \times 12.14 \times 8.339 \times 0.0283 = 1.025 \text{ m}^3/\text{s.}$$

y para la cuenca total del colector:

$$Q = \frac{51.468}{2.500} 1.025 = 21.100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

PROMEDIO DE ESTOS CÁLCULOS DE CAUDALES

Hemos llegado para cuencas de 1730 Km². a los siguientes escurrimientos:

Método de Fuller	700 l/s. Km ² .
» » Fanning	720 »
» » Kuichling	790 »
» » Dickens	1.080 »
» » Murphy	680 »
» » Burge	828 »
» » Craig	800 »

Total 5.598 l/s. Km².

$$\text{Promedio: } \frac{55.98}{7} = 800 \text{ litros/s. Km}^2$$

valor que se aproxima bastante al hallado por aforos en las cuencas del Luján, Matanzas, Cañada de Chivilcoy y Las Garzas que era de 824 l/s. K². (págs. 370 y 394).

Esto prueba, que nuestro modo de ver al considerar como una serie de cuencas parciales a la cuenca del colector nos lleva a resultados de acuerdo con las observaciones y en consecuencia, el caudal que deduzcamos para el colector, con mayor pendiente que en la parte N. de la provincia de Buenos Aires, será un máximo poco probable, pero posible, con tal criterio.

SÍNTESIS FINAL DEL CÁLCULO DEL CAUDAL QUE AFLUYE AL COLECTOR

a) Aplicando el método de Chamier para una lluvia tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915 en las condiciones supuestas y para la cuenca del:

Vallimanca (p. 339) .. 13.603 Km². 9.790 m³/s.
 Cuencas I y II (p. 341) 34.322 » 19.800 »

Total 47.925 Km². 29.590 m³/s.

y para 51.469 Km². proporcionalmente 31.700 m³/s.

b) Por comparación con el escurrimiento de las cuencas del Luján, Matanzas, Cañada de Chivilcoy y Las Garzas para una lluvia tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915 para 47.925 Km². 39.400 m³/s. (pág. 372) y para 51.468 Km²., proporcionalmente 42.300 »

c) Basadas en el tiempo de escurrimiento y la relación del máximo al mínimo (pág. 389) 31.080 »

d) Método de Fuller (pág. 394) 26.700 »

e) Método de Kuichling (pág. 396) 33.400 »

f) Método de Fanning (pág. 396) 36.000 »

h) Método de Dickens (pág. 397) 50.300 »

i) Método de Burge (pág. 398) 42.500 »

j) Método de Murphy (pág. 397) 28.700 »

k) Método de Craig (pág. 400) 21.100 »

Total..... 343.780 m³/s.

$$\text{Promedio: } \frac{343.780}{10} = 34.378 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Se vé pues, que podemos adoptar como un máximo probable la afluencia de agua al colector 31.700 m³/s. que nos dió el método Chamier basados en observaciones de velocidad de propagación de la onda inundante, y que aquellos procedimientos no eran desafortunados para fijar un máximo con muy poca probabilidad, pero posible.

Este método de Chamier, basado en las observaciones y velocidades deducidas como buenas únicamente para emplearlas

en esa falda Norte de las Sierras, ha dado caudales más bajos que el promedio, lo que quiere decir que no es exagerado. También cuando la aplicamos a las inundaciones de julio de 1919 para la cuenca del Vallimanca, dió una aproximación muy cercana por exceso. (Pág. 325) y en Gorchs por defecto (Pág. 331).

Era de suponer que debido a los represamientos ocurridos en la cuenca del Vallimanca, la cifra que daría este método, hubiera sido un exceso más considerable.

La casi coincidencia que mostró, en esta ocasión, así como en las inundaciones de agosto de 1926 en Dolores (pág. 357) y los caudales de julio de 1919 en Gorchs (pág. 332) prueba que esta fórmula, es más bien parca en la estimación de caudales.

No necesitaremos de estos caudales por otra parte para desechar como imposible la idea del colector.

Solamente haremos uso para ello de un caudal de 3.000 m³|s. el que casi llevó el Río Luján — sin sierras — con 2.375 Km. de cuenca (pág. 379). Inferior a los 5475 m³|s. llevados por el Matanza (Pág. 386) y probaremos que su presupuesto excede de pesos 100.000.000 y no conviene su construcción por pesos 10.000.000.

Efectivamente, se ha supuesto para el cálculo de caudales una tormenta tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915, la más copiosa de las observadas. Se ha supuesto además que dicha tormenta se desplazase de modo que aconteciese su mayor precipitación en la cuenca del colector, otra condición más difícil de llenar.

Se ha supuesto que todos los bajos estuviesen colmados por anteriores lluvias; son ya tres condiciones muy difíciles de ocurrir y a este respecto basta recordar que en tales condiciones se encontraba esa cuenca sólo en 2 ocasiones.

Una, en las lluvias de julio de 1919 que originaron en la cuenca del Vallimanca una avenida de 1.775 m³|s. al Salado; y otra de 1.124 m³|s. ocasionada por Las Flores (pág. 333) siendo — se puede decir — la única en que el agua de la parte alta influyó decisivamente en el caudal del Salado.

Otra lluvia de agosto de 1922 en la cuenca de los canales 9 y 11 que con insignificante lluvia de 62 mm. produjo la rotura del canal 9 una avenida de 1.400 m³|s. y graves inundaciones en la zona baja. (Pág. 355).

Como se vé, se trata de una reunión de circunstancias favorables que es muy difícil que ocurran simultaneamente pero no imposible y por eso no utilizaremos esos caudales en nuestra argumentación.

No los precisamos. Esta disquisición es sólo para demostrar lo absurdo que son las cifras de 1.500 m³|s. o 3.000 m³|s. dadas como afluencia máxima simultánea de agua hacia el colector.

LA OBLIGACIÓN DE EJECUTAR LOS DESAGÜES PRIVADOS DE ACUERDO A LA LEY DEL 4 DE OCTUBRE DE 1910 QUE PROPONGO, BASE Y FUNDAMENTO DE MI PLAN, NO PUEDEN OCASIONAR NINGUN PERJUICIO

Acabamos de ver, que la cuenca del colector en la hipótesis de la lluvia admitida, dá caudales que se aproximan a 30.000 m³|s.

El colector tiene aproximadamente 400 Km. de longitud, y corta a las corrientes de la falda norte de las sierras o cuenca Sud del Salado, más o menos normalmente.

Supongamos que en virtud de lo que propongo sobre desagües parciales, cada propietario hiciese un canal en la dirección de la corriente, es decir más o menos normal a la traza del colector a cada 200 metros y de 1 m². de sección; esto es sin duda un exceso.

Esto admitido, serían 5 canales por Km., que siguiendo el trazado del colector, éste los cortaría; o sea en los 400 Km. un total de 2.000 canales o una sección total de 2.000 m².

Si admitimos una velocidad media de 0.60 m³|s. que es otro exceso, tendremos un caudal total de 1.200 m³|s. que tendrá un acceso a la llamada zona baja.

Como de estos 400 Km. de colector, sólo 230 Km. corresponden a la cuenca del Salado, tendríamos para este río un total de 1.150 canales o 1.150 m². que a 0.60 m³|s. de velocidad dá un caudal de 690 m³|s. lo cual está muy lejos de significar que el Salado deba tirar 690 m³|s. más en su caudal. ¿Hay parangón posible, entre 30.000 m³|s. que se precipitarían en la zona baja si no se ejecutan las obras que propongo con la lluvia y condiciones del terreno supuestas, a los 1.200 m³|s. que resultan como probables después de unir las depresiones de la superficie? El caudal resulta 25 veces menor, lo que es sin

duda un alivio para el Salado y para la zona baja, o sea que no resulta una aceleración.

Los cálculos que preceden son exagerados, en cuanto se refieren a monto de caudales producidos por la aceleración de los desagües privados.

Hemos visto (pág. 322) que la velocidad de propagación de la onda inundante que baja de las sierras, más o menos en la posición del Colector, era de 0,315 m|s., como media.

Esta parte la cuenca tiene una pendiente doble aproximadamente del resto de la cuenca del Salado y si suponemos la velocidad proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente, tendremos que admitir que la velocidad en las proximidades del cauce del Salado sería, aproximadamente

$$\frac{0.315}{\sqrt{2}} = 0,223 \text{ m/s.}$$

Si pensamos, que el radio medio de esos canales de 1 m². de sección sería inferior al de los cursos de agua estudiados en crecientes, debemos aceptar como muy verosímil una velocidad máxima de 0.20 m|s. Esta fué la razón, de que en los gráficos del Vallimanca para el año 1919 tomásemos la tercera parte de 0.60 m|s. (Fig. 113), aproximadamente.

El Salado mide aproximadamente desde su desembocadura hasta la Provincia de Santa Fé 400 Km en línea recta.

Si los particulares hacen un canal de 1 m². cada 250 m., tendremos en total 1.600 m². de canales para cada margen o sea en total 3.200 m²., que a 0.20 m|s. de velocidad representan 640 m³|s., lo cual no significa que el Salado aumente su caudal de 640 m³|s.

Es evidente, que no se construirá un canal cada 250 m., de modo que si reducimos el caudal anterior a 500 m³|s., no pecaremos de parques y más bien calculamos caudales de más. Esto corresponde aproximadamente a 4 canales de 1 m². de sección por Km.

Se vé pues, que las compuertas que propongo, con el fin de evitar aceleraciones son inútiles; solo ocasionalmente habrá que preocuparse de ellas. Con el fin de evitar un desecamiento excesivo, las creo indispensables y creo aún más, que deben colocarse en los cursos naturales, a fin de poder retener las aguas en épocas de sequía.

EL CURIOSO MÉTODO DEL INGENIERO MERCAU PARA DETERMINAR
LOS CAUDALES DE LA CUENCA DEL SALADO

Dice este profesional en su memoria, textualmente: (página 43).

«Veamos, para empezar, cual hubiera sido el caudal del Salado durante la creciente de 1913, la más grande observada hasta aquí, si el hubiera estado sujeto únicamente a la cuenca baja.

«De acuerdo con las observaciones practicadas en Puente Guerrero, esa creciente empezó a fines de agosto y subió bruscamente hasta adquirir su máximo de 1.400 m³/s. a mediados de septiembre. Fué producida por las lluvias caídas en agosto.

Ahora bien; durante este mes las lluvias en la zona baja del Salado, según puede verse por los cuadros citados, alcanzaron un promedio de 105.2 mm. y por lo tanto el caudal máximo que debió verter sobre el Salado, sería, calculado por la fórmula del Ingeniero Mercau.

$$Q = C \sqrt{I S h} = 0,00842 \sqrt{0,0002} \times 52,450 \times 105,2 = 655 \text{ m}^3/\text{s}.$$

como se vé, mucho menor que el caudal máximo observado (1.400 m³/s.)

«Se habría pues obtenido, por efecto de la sustracción de la zona II, una reducción mayor del cincuenta por ciento.

«Si el procedimiento seguido para el cálculo fuera exacto, es evidente que agregando a aquella cifra el caudal correspondiente a la zona II, (Fig. 13) calculado en la misma forma, deberíamos obtener el caudal máximo observado.

«Aplicando la fórmula a la zona II y teniendo en cuenta que durante el mes de agosto la lluvia caída en «sa zona fué en promedio de 172 mm. (véase el cuadrito citado), tendremos:

$$Q = 0,00842 \sqrt{0,000933} \times 15,550 \times 172 = 776 \text{ metros cúbicos por segundo}$$

como caudal que debió verter esa zona, el que, sumado con el anterior, nos dá 1.431 m³/s., que como se vé, apenas difiere del observado.

«Pero como esto pudiera ser una coincidencia, desde que no es posible pretender ni exigir de esa fórmula una exactitud casi matemática, que estamos por lo demás lejos de atri-

buirle, veámos si sus resultados se justifican aplicándola a la creciente de 1900 y si podemos apreciar también aquí la influencia que ha tenido en ella la zona alta II...»

«Como se vé hay pues mucha concordancia entre los datos calculados y los observados».

Sigue el autor con los mismos errores y luego agrega por fin en la página 45 de la misma memoria:

«Igualmente la acción del canal N° 15, o aliviador del cauce inferior del Salado, que antes debía ejercerse sobre crecientes muy grandes (1.400 m³|s.) y ante las cuales, logicamente muy poca influencia podría ejercer la subtracción de los 230 m³|s. que representa su capacidad máxima, quedará, del mismo modo, considerablemente aumentada, y puede decirse que recién será ella eficiente, desde que deberá ejercerse sobre crecientes de mucho menor caudal comprendido entre 600 y 700 m³|s., como acabamos de verlo».

De modo que el autor se jacta de la coincidencia de su fórmula con 1.400 m³|s| en Guerrero, lo cual involucra dos errores.

Primero: que si coincidiese y hubiese sido el caudal en Guerrero 1.400 m³|s. en septiembre de 1913, en nada probaría la bondad de la «fórmula aplicable a la región que nos ocupa y deducida después de un detenido estudio de la cuestión, utilizando las observaciones practicadas en la región, desgraciadamente poco numerosas» (página 31).

Probaría justamente que es errónea, puesto que no se trata del movimiento uniforme como se deduce, supone en su lógica el autor.

Segundo: porque el caudal en Guerrero fué según datos del F. C. S. 4.561 m³|s., debido exclusivamente a los 36.000 Km² de la zona baja (Pág. 113) y cuyo aporte lo calcula el Ingeniero Mercau en 655 m³|s. para 52.450 Km². y no 1.400 m³|s. (Página 95).

Esta última cifra lo mismo que la de 1687 m³|s. son erróneas y sin ningún fundamento. (pág. 90).

Tercero: que mal nos puede prometer reducir el caudal del Salado a un máximo de 600 o 700 m³|s. con la construcción del colector cuando el 18 de septiembre de 1913 llevaba en Roque Pérez 1.300 m³|s. según datos del F. C. S. y teniendo en cuenta además que cañadas insignificantes, afluentes del Sa-

lado en su cuenca N. como la de Las Garzas, han dado caudales de 1.162 m³/s. con sólo 1.075 Km². de cuenca y precipitación de 273 mm. en varios días a lo cual conviene agregar y recordar las observaciones de Lavalle y Médici en la página 7 de su memoria original sobre la afluencia de las aguas de la zona colindante con el Salado.

«Tanto de los estudios hechos en el terreno, como de las informaciones recogidas,, se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884 fueron producidas más bien por las lluvias de N. y O. que por las del S. de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y Las Flores», (se refieren los citados ingenieros al caudal del Salado), verdad esta, que se verificó en todas las inundaciones con excepción de las de julio de 1919.

NO LE BASTABA CON ESTO

En la página 417 del Dictamen de la Comisión Asesora y refiriéndose a la crecida de la cuenca del Vallimanca en julio de 1919, dice textualmente:

«Aplicando mi fórmula y procediendo, como digo, en idéntica forma que se hizo para las crecientes de 1900 y 1913, se obtendrá *el caudal máximo correspondiente a esa creciente en Puente Guerrero* por la suma del correspondiente a la zona alta II y al de la zona baja del Salado.

«Para la primera (Zona Alta II) se obtiene:

$$Q = (C \sqrt{I S h}) = 0,000933 \times 17.550 \times 113.5 = 511,9 = 512 \text{ m}^3/\text{s}.$$

«para la segunda o sea la zona baja del Salado:

$$Q = 0,00842 \sqrt{C,0002} \times 52450 \times 76.5 = 477,6 = 478 \text{ m}^3/\text{s}.$$

«La suma de estos caudales, o sea 990 m³/s. da pues el caudal máximo del Salado en Puente Guerrero, durante el mes de agosto en esa inundación, calculado por mi fórmula.

«Ahora bien; el caudal observado, tal como resulta de la aplicación de la curva de descarga del Salado a las alturas observadas y registradas por el F. C. S. en Puente Guerrero es de 990 m³/s., es decir exactamente el mismo que el calculado.

«No obstante esta nueva concordancia de valores...»

Es bueno observar que su zona II (figura 13) de 17.550 Km², no comprende ni al Vallimanca ni Las Flores, que originaron dicha avenida (Págs. 33 y 46 del Plan Mercau), y que juzga sin influencia sus cuencas.

Yo tenía entendido, que el colector famoso captaba las aguas del Vallimanca cerca de Alvear, pero ahora parece que es un biombo movable que captará el caudal en Guerrero o donde le convenga, si viene con demasiada fuerza, a semejanza de un pelotaris con la pelota.

La concordancia con la fórmula es en efecto perfecta.

La cuenca de Las Flores y Vallimanca debieron vertir según mis cálculos aproximados por defecto (Pág. 358) los siguientes caudales en m³|s. (pág. 331).

Cuencas	Bolívar Recalde	Altura del colector	Altura de Del Carril	Corchs
Las Flores-Tapalqué.		1.685		1.124
Vallimanca	3.460	3.160	2.090	1.755
Total		4.845		2.879

El F. C. S. observó en la cuenca del Vallimanca a la altura de Del Carril más de 1.500 m³|s. y en el Puente de Gorchs dan los cálculos para las observaciones de la misma Empresa, 3.082 m³|s.

Es de advertir que según mis cálculos, se llega sumando los máximos de Las Flores y Vallimanca sólo a 2.879 m³|s. y es sabido que entre ambos máximos existe un desplazamiento, de modo que su caudal total debe forzosamente ser menor que dicha suma. Esto significa que mi método de cálculo es aproximado por defecto.

No deja de llamar la atención que la fórmula del Ingeniero Mercau dá 990 m³|s. según su autor para el puente de Guerrero y el caudal probable fué en esa ocasión alrededor de 1.400 m³|s. (pág. 172).

Supongo que esta misma fórmula en que da el valor del caudal, proporcional a la superficie de la cuenca, daría forzosamente un caudal menor de 990 m³|s. si se aplica a Villanueva y según datos del F. C. S. ha sido aproximadamente 2.874 m³|s. (pág. 171).

Igualmente al reducirse la cuenca daría un valor mucho menor que $990 \text{ m}^3/\text{s}$. para Gorchs y según datos del F. C. S. fué para este punto de $3.082 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 170).

Así podríamos seguir reduciendo la cuenca y el caudal hasta el Colector y tendríamos el hecho curioso, realmente extraordinario, de que una avenida originada por las lluvias de la parte alta, disminuye su caudal en su origen en vez de ser la onda más prominente como lo establecen los hidráulicos. Esto estaría en contradicción con su teoría, de que son las aguas de la parte alta las que ocasionan la inundación, hecho este verídico exclusivamente en esta avenida.

Mas adelante agrega:

«P.S. — Escrito lo que antecede he notado un pequeño error de 2 mm. en la suma de las lluvias correspondientes a la zona baja del Salado, que figuran en la columna agregada al cuadro de la página 415 que debe ser 1.150 en vez de 1.148, lo que produce una pequeña alteración en el resultado de los cálculos del caudal relativo a esa zona, que resulta así de $478 \text{ m}^3/\text{s}$.»

Hombre de tan severa conciencia y rectos procederes, no podía sobrevivir al sufrir la tortura moral que significa un error de 2 mm.

Estos recatos de monja no los conserva empero al aplicar su fórmula.

En la página 31 de su memoria dice:

«S (representa) la superficie de la misma (cuenca) en Km^2 .

Cae de su peso que si desea obtener el caudal a la altura del Colector, debió haber tomado la superficie de la cuenca del Vallimanca hasta ese punto más la cuenca de Las Flores-Tapalqué que tuvo en esa ocasión violentísima crecida y que mide hasta el colector 8.000 Km^2 . y luego aplicarle la fórmula para el conjunto y con la media mensual, de acuerdo a su método y llegar así a un absurdo.

CAPITULO VI

Algunas consideraciones más sobre el derrame de esta cuenca

LO QUE RESULTA EN COMPARACIÓN CON CUENCAS SIMILARES

El valor 29.590 m³|s. que resulta adoptarse del método de Chamier para el cálculo del aporte de la cuenca al colector hasta la traza Bolívar-Recalde (pág. 401) que se ha estudiado, no es nada exagerado y numerosos ejemplos de esto tenemos en ríos conduciendo estos caudales, lo cual implica que necesariamente a su cauce han llegado caudales enormemente mayores.

Esto prueba que los caudales deducidos por el F. C. S. para la cuenca del Vallimanca son deficientes en extremo.

Hay una región en el Globo, La India, cuya similitud con la parte Sud de la cuenca del Salado es notable, en cuanto a precipitaciones y alturas de montañas.

Me refiero a la meseta formada por la parte Central y Sud de la India, es decir del límite meridional de la cuenca del Ganges hasta Ceilan.

Se ve por el plano de isohietas que se acompaña (figura 140) que las precipitaciones en esta meseta son más o menos, como en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires.

Esta meseta limita al Norte con las cadenas de sierras llamadas Vindhyas cuya falda norte vierte sus aguas hacia el Ganges y la falda sud de las mismas hacia el Mar de Arabia o el Golfo de Bengala como en los ríos Nerbudda y Tapti o Brahmani y Mahanadi.

Estos montes Vindhya tienen una altura variable desde 1.500 piés hasta 4.000 y aún más en cerros aislados.

Bordeando el Mar de Arabia corren los Ghats Occidentales de una altura media de 3.000 pies alcanzando en el extremo S. del Indostán algunos picos 7.000 y 8.760 piés, donde se unen con la otra cadena que bordea el Golfo de Bengala, que se denomina Ghats Orientales y cuya altura media es de 1.500 pies.

La meseta triangular cerrada por estas tres cadenas de montañas tiene una altura media de 1.000 a 3.000 pies sobre el nivel del mar. Como se vé, sierras poco más elevadas que las de la Provincia de Buenos Aires, compensado por otra parte, esta desventaja, en producir mayor aceleración, con la mayor evaporación y con la presencia de bosques en esa región tropical de la India que dificultan el escurrimiento de las aguas y de los que carece la Provincia de Buenos Aires.

En cuanto a precipitaciones, si tomamos por ejemplo la Provincia de Bengala con un promedio anual de 60" a 70" superior en consecuencia a la de la región inundable en la Provincia de Buenos Aires, una lluvia de 10"87 equivalente a 276 mm. en un día y sobre un área mayor de 100 millas cuadradas equivalente a 259 Km²., ha sido registrada muy raramente.

En la tormenta ocurrida del 21 al 23 de abril de 1928 se constató en un área de 1.200 Km². en Saladillo y Roque Pérez una precipitación de 334 mm. en 24 horas. (Pág. 199).

Es de notar que la precipitación total fué de más de 500 mm. en 36 horas en las cuales hubo 10 horas de pausa.

Las lluvias en esta región de Bengala en la India y en una precipitación de 10 días de duración, en un área mayor de 100 millas cuadradas no excede de 13"29, o sean 338 mm. en áreas mayores de 259 Km².

Las copiosas tormentas con ocurrencia muy rara, no exceden de 10" a 13" en 10 días, esto según la estación, esto es de 254 mm. a 330 mm para un área mayor de 259 Km². de julio a agosto y de septiembre a octubre respectivamente.

Estos valores son bien inferiores a los que acusan las tormentas en la Provincia de Buenos Aires, citadas en otras oportunidades y no debemos olvidar que la región de la Provincia de Bengala, posee la localidad Cherraponji, localidad en donde en una reducida extensión llueven más de 50" al año debido a la elevación que sufren los Monzones del Golfo de Bengala contra los flancos de las montañas Khasi Hills.

De la obra Buckley Irrigation Pocket Book, extracto las siguientes líneas y el siguiente cuadro (página 194. Edición 1913).

«*Descarga máxima de ciertos ríos.* — Los siguientes datos han sido tomados de las publicaciones de Mr. K. H. Khind sobre la máxima descarga de ríos.

GASTOS DE ALGUNOS RIOS DE LA INDIA

Nombre del río	Longitud aproximada del río Km	Lluvia anual media de la cuenca en mm.	Area de la cuenca en Km ²	Máximo desague en metros cúbicos por seg.
Manjera ..	?	?	16.700	11.600
Son	522	1016 a 1270	68.000	26.360
Mahanadi .	837	1279 a 1780	116.500	44.500
Betwa	569	762 a 1016	25.380	21.930
Chenab ...	567	762 a 1270	29.600	19.800
Brahamani.	352	1525	35.480	23.850
Tapti	472	890	58.000	28.300
Damodar ..	256	1396	18.700	17.000
Nerbudda .	920	890	93.300	33.850

Las descargas son dadas como descargas extraordinarias, pero se cree que en muchos casos no son las máximas». (Véase Descarga del Nerbudda, pág. 533).

El mismo Buckley dice textualmente:

«La máxima descarga de amplias cuencas es grandemente afectada por la capacidad del mismo canal del río, en ríos tales como el Ganges donde el volumen retenido por las vastas áreas cubiertas de agua a uno y otro lado de las grandes avenidas es considerable.

«La máxima descarga del Ganges en Sahibgunge (aguas arriba de la cabeza del delta) que ha sido dada, es de 42.500 m³/s. que es considerablemente menor que las descargas unitarias del Ganges, Godra, Son y Gunduk en crecidas ordinarias cerca de la ciudad de Patna.

«El Ganges tiene una cuenca de una longitud de 2.140 Km. y de una extensión de 1.000.000 de Km². con una precipitación media anual de 40" a 60", es decir, de 1.016 mm. a 1.525 mm.

«El Río Godavari en Madras drena una cuenca de 300.000 Km². sujeta a una precipitación media entre 30" y 40", esto es, entre 760 mm. y 1.016 mm. y su cauce mide 1.445 Km. La máxima descarga observada ha sido de 28.300 m³/s».

La gran diferencia en estos dos casos es debido principalmente a la suave pendiente del Valle del Ganges y a la gran capacidad aumentada por los desbordamientos de ese río.

Esto que antecede se aplica al pie de la letra al Salado, río de enormes desbordes, formado más bien por una sucesión de lagos unidos por canales.

Se explica así que aportando en septiembre de 1913 la Cañada de Chivilcoy 1.700 m³|s., el Salado superior 943 m³|s. en Ernestina y 1300 m³|s. en Roque Pérez y es de suponer las otras cañadas análogas como Las Saladas, etc., caudales parecidos, el Salado solo acusase 4561 m³|s. en Guerrero, según datos del F. C. S.

Esto es una seria advertencia para los que proponen endicamientos del Salado, los que no harían otra cosa que privar a este río de sus reguladores y de dificultar el acceso de las aguas al mismo.

Esto mismo es fundamentalmente exacto aún construidos los colectores puesto que en la creciente de 1913, la mayor parte de las aguas de las sierras fueron desviadas por los canales 9 y 11. La rotura de estos canales no dejó pasar un caudal mayor de 300 m³|s. hacia el Salado, de la parte llamada alta y se verificó una vez más lo que afirmaron los ingenieros Lavallo y Médici en su memoria refiriéndose al caudal del Salado: «Tanto de los estudios hechos en el terreno como de las afirmaciones recogidas se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854-77 y 84 fueron producidas más bien por lluvias del N. y O. que por las del Sud, de donde llegan las aguas por los Arroyos Saladillo y Las Flores».

Lo que sucede con el Salado, sucederá con mayor razón con el colector; los derrames serán de tal magnitud que el colector tirará un caudal insignificante, un hilo de agua, sin ninguna proporción con el caudal que le vierte su cuenca.

Si el Río Son, en plena llanura del Valle Ganges con cuenca de 68.000 Km². lleva caudales máximos de 26.300 m³|s., se comprende que la afluencia de su cuenca debe haber sido considerablemente mayor y nada de extraño tiene que la cuenca del colector aporte no solo 15.000 m³|s. sino 30.000 m³ s. y que de este caudal se escurra una mínima parte.

Iguales consideraciones podemos hacer sobre los ríos Damodar, Nerbudda, Tapti y Brahamani que nacen en las Sierras Vindhya, algo más elevadas que las de la Provincia de Buenos Aires, pero en cambio con mayor evaporación y provistas de tan densos bosques y malezas en tal proporción que han impedido durante siglos la unión y fusión de las dos razas que pueblan la India.

La del Valle Gangético, La Indostana y la Draviana al sud de las sierras Vindhya, debido esta división a la barrera infranqueable que ofrecía la selva virgen. Si la mayor pendiente acelera las aguas, la maleza las retarda mucho más y en resúmen queda como conclusión, la posibilidad de tales caudales vertidos por la cuenca S. del colector, si una serie de circunstancias favorables llegan a reunirse, esto es, máxima precipitación, ubicación ideal de la tormenta en la cuenca, bajos colmados y tierra saturada que no es imposible.

No hay por otra parte necesidad de suponer tales caudales para desechar el proyecto, puesto que con 3.000 m³/s. cuesta más de pesos 100.000.000 y deja el problema como está.

OBSERVACIÓN FINAL A LOS DIVERSOS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULOS DE CAUDALES.

No se ha tenido en cuenta como se dijo anteriormente el caso posible y real de tormentas que se desplazan en la dirección de la corriente, tal como aconteció en la tormenta del 21 al 23 de abril de 1928, fenómeno que con el criterio Norteamericano basta para doblar el caudal originado por la misma precipitación estática.

Esta es la explicación corriente que se dá por el enorme caudal aportado por el Río Manjera, afluente del Godavari que con una cuenca de 16.700 Km²., produce un derrame de 11.600 m³/s. a pesar de ser su cuenca en extremo alargada.

La explicación corriente de este hecho se dá, como consecuencia de coincidir gran parte de la dirección de su curso con la dirección de los Monzones, de modo que la descarga se produce por tormentas que se desplazan siguiendo el curso del río. Es el mismo caso que las tormentas del 21 al 23 de abril de 1928.

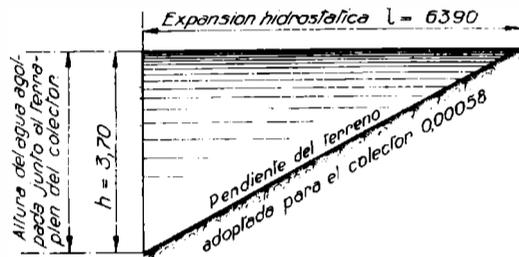
Nada de extrañarse es pues que los gráficos deducidos de observaciones superen a los resultados que se obtienen por procedimientos teóricos.

IMPOSIBILIDAD DE QUE EL COLECTOR TIRE MÁS DE 3.000 M³/S.

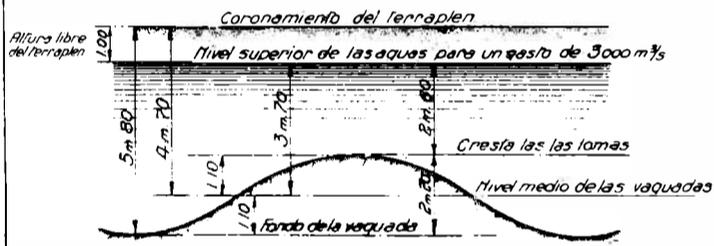
Es preciso recordar que en el caso del Salado, las fórmulas del movimiento uniforme nos conduce — para parte de una sec-

EXPANSION DE LAS AGUAS EN EL COLECTOR PARA UNA LLUVIA EQUIVALENTE A LA TORMENTA DEL 21 AL 24 DE FEBRERO DE 1915

Sección del prisma de 400 Km suponiendo que el colector haya tirado 3000 m³/s durante siete días.
Forma del terreno - Plano teórico

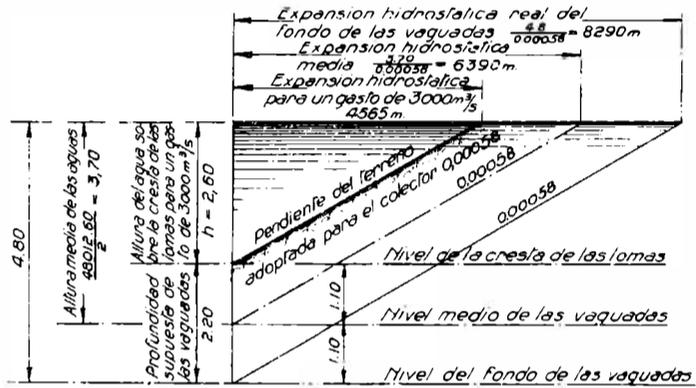


Vista del colector con las vaguadas normales



Con 4 m 70 de terraplen y 3000 m³/s la ventaja de seguridad es suya de 1 m.

Expansiones hidrostáticas suponiendo vaguadas de 2 m 20 de profundidad normales al colector para el caso anterior.
- Sección transversal -



Planta del terreno ocupado por la expansión de las aguas.

Colector de 400 Km	
Sup	182600 h ³
Expansión hidrostática para un gasto de 3000 m ³ /s	
Sup.	255600 h ³
Expansión hidrostática media	
Sup	331600 h ³
Expansión hidrostática del fondo de las vaguadas.	

Figura 141

Se ve que con la altura máxima de 4,70 m. que tiene el terraplen junto a Mar Chiquita, suponiendo, vaguadas normales al mismo de 2,20 m. de profundidad, para tirar 3000 m.³/s. la superficie de las aguas, llegaría a un metro más abajo de la cresta de terraplen, lo que implica uniformar la sección máxima en toda la longitud del Colector.

En la tormenta del 21 de noviembre de 1900 en el lago Erie el viento adquirió una velocidad máxima de ochenta millas por hora, lo que originó en Bufalo un levantamiento del nivel del agua de 120 pulgadas.

En nuestro estuario del Plata, las mareas meteorológicas producidas por el Pampero y la Sudestada son mucho más importantes que las astronómicas.

El agua puede ser levantada junto al coronamiento del Colector, impulsada por el viento y pasar por encima, ayudando a su destrucción inmediata el oleaje que se produciría.

ción a 2.100 metros aguas arriba de Guerrero — a un caudal de 6.035,90 m³|s. (pág. 363) cuando el máximo aforo ha dado 4.561 m³|s. con las últimas correcciones para el año 1913. Es preciso también recordar que en el caso del Salado, tenemos a nuestro favor un valle longitudinal perfectamente formado con pequeños estrangulamientos en comparación del curso que seguirán las aguas, faldeando los colectores, saltando de vaguada en vaguada y muchas veces teniendo que ir en contra de la corriente descendente para buscarse paso por las gargantas que comunican las vaguadas entre sí.

Si pensamos, que el colector propuesto por el Ingeniero Mercau con la pendiente que le asigna para tirar 3.000 m³|s., precisa un tirante de agua de 2.60 m., y si este nivel se cuenta como dice su autor desde las crestas de las cuchillas hacia arriba, quedarán en vaguadas por lo menos una profundidad hasta el seno de las mismas que podemos estimar en media de 2.20 m. como mínimo, (fig. 141) puesto que los cursos de agua adquieren mayores profundidades cuando sobrevienen las inundaciones, sin pasar de una vaguada a otra.

En estas condiciones, la altura del coronamiento del terraplén sobre la superficie de las aguas es solo 1 m.

LA COMPARACIÓN CON EL SALADO

Los sostenedores de la idea de los colectores, afirman que cuando el agua junto al terraplén adquiriera una altura de 4.70 m., tirará 15.300 m³|s. de caudal y se basan para ello en las fórmulas del movimiento uniforme deducidas para secciones reducidas. (Fig. 142).

El colector tiene en su desembocadura una pendiente longitudinal

$$I = 0,00012$$

y el terreno tiene una pendiente transversal media según su autor.

$$\omega = 0,00058$$

El Salado en Guerrero tiene una pendiente media $I = 0,00058$ y una pendiente transversal más o menos igual a la del colector, es decir:

$$\omega = 0,00058$$

La sección teórica del tirante de agua del colector será pues un triángulo rectángulo y la del Salado un doble triángulo rectángulo, un triángulo isósceles como figura integral.

La velocidad del agua en el colector estaría dada por la fórmula:

$$v = C \sqrt{R I} = C \sqrt{\frac{h}{2} I}$$

El coeficiente C depende la naturaleza de las paredes y de su radio medio.

El caudal estará dado por la fórmula:

$$Q = v.S = C \sqrt{\frac{h}{2} I} \times \frac{h^2}{2 \omega}$$

Para el Salado la velocidad sería:

$$v' = C \sqrt{R I'} = C \sqrt{\frac{h'}{2} I'}$$

y el caudal:

$$Q' = v'.S' = C \sqrt{\frac{h'}{2} I'} \frac{h'^2}{\omega'}$$

La relación teórica de los caudales será:

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{\sqrt{\frac{h'}{2} I'} \frac{h'^2}{\omega'}}{\sqrt{\frac{h}{2} I} \frac{h^2}{2 \omega}} = \sqrt{\frac{h' I' h'^2 2 \omega}{h I h^2 \omega'}}$$

y si suponemos que el Salado adquiere un tirante de agua semejante al colector y tiene la misma pendiente transversal, tendremos:

$$\omega = \omega'$$

$$h = h'$$

luego: $\frac{Q'}{Q} = \sqrt{\frac{I'}{I}} \times 2$

y como: $I' = 0,0008.$

$I = 0,00012.$

tendremos:

$$\frac{Q'}{Q} = \sqrt{\frac{0,00008}{0,00012}} \times 2 = 2 \sqrt{0,666} = 2 \times 0,815$$

$$\frac{Q'}{Q} = 1,63$$

Quiere decir, que si admitimos que el colector tire 15.300 m³|s. con 4.70 m. de tirante máximo de agua, el Salado con iguales alturas de agua — que veremos ha adquirido en varias ocasiones, — llevará un caudal de:

$$Q = 1,63 \times 15.300 = 25.000 \text{ m}^3|\text{s.}$$

que jamás llevó el Salado. Su máximo caudal fué 4.561 m³|s. en septiembre de 1913, de modo que la relación teórica a la práctica, de estos caudales sería:

$$\frac{25.000}{4561} = 5,44 \text{ veces}$$

De aquí se infiere, que en la recíproca debe haber algo de verdad o sea que si el Salado ha tirado solo 4.561 m³|s., el colector, con comunicaciones más deficientes, entre vaguada y vaguada, tirará posiblemente un caudal no mayor de:

$$\frac{4561}{5,44} = 850 \text{ m}^3|\text{s.}$$

es decir un hilo de agua.

Se vé pues que el máximo caudal que podemos suponer tirar al colector es de 3.000 m³|s. y no tiene por otra parte mayor capacidad, según veremos, con la altura asignada al terraplen lo cual es asunto completamente diferente de afirmar que no afluirían a su cuenca más de 3.000 m³|s.

Lógicamente el colector tirará pues un caudal muy inferior al Salado, teniendo éste en su favor un amplio cauce excavado.

Que el Salado adquiriese profundidades similares a 4.70 m. es indiscutible.

En el Puente de Roque Pérez de 120 m. de luz, el 17 de septiembre de 1913, el agua alcanzó la cota de (28.80) y como la cota del fondo del Río Salado es de 24.59 m. el tirante de agua midió 4.21 m. y tiró un caudal de 1300 m³|s., máximo registrado por el F. C. S.

El 12 de septiembre de 1913 en Guerrero el agua alcanzó la cota de 6.78 m. o sea 4.95 m. de tirante máximo de agua, siendo la luz del puente 242 m y el caudal máximo fué 4.561 m³|s.

En el Puente de Gorchs la máxima altura registrada fué la de la cota 22.30 m. o sea un máximo tirante de agua de 4.10 m.

El día 11 de julio de 1883, según los ingenieros Lavalle y Médici «En el camino de Lobos a Saladillo, el Salado cubrió los puentes» y en el puente de Villar sobre el Salado la altura del agua llegó a 4.55 m. sobre el fondo y en el año 1877 llegó a 5.39 m. en el mismo sitio. En el año 1881 llegó a 4.33 m.

Se deduce de estos datos, que adquiere el Salado profundidades superiores a 4.00 m. y podemos decir grosso modo iguales a las de 4.70 m. que supone el ingeniero Mercau para que su colector tire 15.300 m³|s. en su desembocadura, calculando este caudal con las leyes del movimiento uniforme.

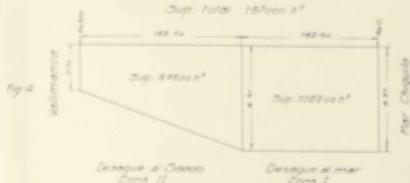
Altura sensiblemente igual, tomará el Salado en los desplazados que preceden a los sitios de cauce encajonado, puesto que cuando sobrevienen las crecientes, juncales de más de 3,00 m. de altura, quedan completamente cubiertos por las aguas. La descripción del Salado es así conforme a la impresión que experimentó el Ingeniero Gando en su vuelo en aeroplano en el año 1919 sobre este río, es decir, una sucesión de enormes lagos entrelazados por cortos trechos más angostos.

Séamos pues condescendientes para satisfacer las objeciones que tiene toda disquisición teórica y creámoslo al colector capaz de tirar 3.000 m³|s., es decir doble del Salado, como caudal máximo según la D. D.

Zona de Expansión de las aguas para 3000 m³
 Remanso Hidrostático
 Sup. total 147000 h²



Zona de expansión de las aguas para 7500 m³
 Remanso Hidrostático
 Sup. total 187000 h²



Sección del colector en el Km. 0
 Vallencia



Fig. 3

Mar Chiquita
 Sección del colector en el Km. 0



Fig. 4

Sección del colector para 7500 m³
 Km. 400 Vallencia



Fig. 5



Fig. 6

Zona de expansión de las aguas para 13500 m³
 Remanso Hidrostático
 Sup. total 236000 h²



Sección del colector para 13500 m³
 Km. 400 Vallencia

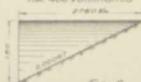


Fig. 8

Km. 0 Mar Chiquita
 2.70 m



Fig. 9

Figura 143

Remanso hidrostático y expansión de las aguas para el Colector de 150 kilómetros que propone el ingeniero Mirra, aceptando la pendiente transversal que indica para diversos raudales

EL AGOLPAMIENTO DEL AGUA CONTRA EL COLECTOR SE PRODUCIRÁ FATALMENTE.

Consideremos esta lluvia que venimos a tomar como tipo — la del 21 al 24 de febrero de 1915 — y consideramos el colector de 400 Km. de largo, y captando las aguas de la cuenca del Vallimanca de una extensión de 15.200 Km². con una lluvia total de 246 mm. y las de la cuenca restante de 33.800 Km². con una lluvia de 200 mm. (págs. 338 y 340).

Esta lluvia que se precipita en 3 días, vimos se escurría en 4 para la parte más apartada la cuenca del Vallimanca o sea en total en 7 días aproximadamente. (Pág. 389).

El total escurrido al final de 7 días teóricos como máximo será:

$$Q = 0,60 (15.200 \cdot 10^6 \cdot 0,245 + 33.800 \cdot 10^6 \cdot 0,2) = 0,6 (3739 \cdot 10^6 + 6.760 \cdot 10^6) \\ = 0,6 \times 10.499 = 63.00 \text{ Hm}^3 = 6.500 \text{ Hm}^3$$

Tomando $\mu = 0,60$

En 7 días de escurrimiento del colector con un gasto máximo de 3.000 m³/s se escurren:

$$3.000 \times 86.400 \times 7 = 1.814.400.000 \text{ m}^3. \text{ o sean } 1.814 \text{ Hm}^3.$$

Queda en consecuencia agolpado contra el colector un volumen de:

$$6.500 \text{ Hm}^3. - 1.814 \text{ Hm}^3. = 4.686 \text{ Hm}^3.$$

Este prisma triangular de 400 Km. de altura formado por el líquido adosado al terraplen del colector, debe tener una base de

$$\frac{4.686 \cdot 10^6}{400 \cdot 10^3} = 11.715 \text{ m}^2$$

Llamando h a la altura del agua contra el terraplen, l su expansión y 0,00058 la pendiente transversal que toma el autor del colector tendríamos:

$$S = 1/2 h l = 1/2 l \times 0,00058 l = 0,00029 l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{0,00029}} = \sqrt{\frac{11.715}{0,00029}} = \sqrt{405 \cdot 10^5} = 6.390 \text{ m.}$$

la expansión.

El valor de $h = 6.390 \times 0.00058 = 3.70 \text{ m}$ (fig. 141).

Como el colector para tirar $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. con una sección triangular de pendiente transversal $0,00058$ y de pendiente longitudinal $0,00020$, que acepta el Ingeniero Mercau en su informe, precisa junto al terraplen una altura de agua de 2.60 m . (fig. 142) resulta que con suponer hondonadas o vaguadas normales al colector de 2.20 m . de profundidad a contar desde las crestas de las lomas hacia abajo (fig. 141) se almacena toda el agua o sean los 4.686 Hm^3 . puesto que la altura media del prisma de agua sería $2.60 \text{ m} + \frac{2.20}{2} = 3.70 \text{ m}$. para que el tirante de agua alcance 2.60 m . sobre la cresta de las cuchillas normales al eje del colector, condición que establece el Ingeniero Mercau.

Si suponemos que el colector tenga que tirar $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$. la altura sobre la cresta de las lomas debiera ser 4.70 m . y sobre el fondo de las vaguadas supuestas:

$$4.70 \text{ m} + 2.20 \text{ m} = 6.90 \text{ m}.$$

o sea la altura media:

$$4.70 \text{ m} + 1.10 \text{ m} = 5.80 \text{ m}.$$

que se expandirían a una distancia horizontal de:

$$\frac{5.80}{0,00058} = 10.000 \text{ m}.$$

El volúmen almacenado sería:

$$1/2 \cdot 5.80 \times 10.000 \times 400.000 = 116.10^8 \text{ m}^3$$

Para almacenar este volúmen debe haberse precipitado en la cuenca respectiva un volúmen de:

$$\frac{116.10^8 \text{ m}^3}{0.60} = 1935.10^7 \text{ m}^3$$

lo que distribuido en un área de 48.897 Km^2 . que es la cuenca del colector representa una lluvia de:

$$\frac{1935.10^7}{48.897.10^6} = 0,395 \text{ m}.$$

o sean 396 mm . lo que es un absurdo en 3 días.

Con el máximo gasto posible de 3.000 m³|s. el agua se correría por el fondo de las cañadas en una anchura de 8.290 m. que en los 400 Km. de largo del colector hace una área a expropiar de:

$$400 \times 8.290 = 331.600 \text{ hectáreas}$$

de remanso hidrostático que a pesos 200 la hectárea, representan:

$$200 \times 331.600 = \text{pesos } 66.320.000$$

¿Como puede pretender la Comisión hacer 2 colectores por pesos 100.000,000?

Si tomamos el remanso hidrodinámico solo doble del hidrostático tenemos en expropiaciones:

$$132.640.000 \text{ pesos}$$

y si lo tomamos nueve veces como acontece en el Río Paraguay de idéntico caso, (figs 146 y 147) según veremos más adelante, tenemos solo en tierra a expropiar:

$$9 \times 66.320.000 = 596.880.000$$

Creo que no se me tildará de exagerado, si reduzco el caudal del colector a 3.000 m³|s. y supongo que la cuenca no vierde más de ese caudal inferior al que han vertido las cuencas del Luján, Matanzas y Cañada de Chivilcoy en abril de 1914., es decir, 4.540 m³. en 5.846 Km². (pág. 370).

Se vé además por la vista del colector que se adjunta en forma de croquis, (fig. 141), que para un gasto de 3.000 m³|s. la altura de la cresta del terraplen del colector sobre el nivel superior del agua es solo 1 m., de modo que si sobreviene mayor caudal, por el colmado previo de las ondulaciones de las vaguadas, el agua verterá por encima del colector. Calcúlese que con duplicar la altura del terraplen se cuadruplica el cubo excavado.

Resulta pues que para su mal el colector almacena el agua, siendo incapaz de expelerla en la misma proporción que la recibe y si lo supuse capaz de tirar 15.000 m³|s. en publicaciones anteriores era porque su idea me parecía tan descabellada que no valía la pena ponerle más taras a las innumerables que tenía.

OBSERVACIONES QUE SUGIERE LA LÁMINA DE LA «EXPANSIÓN DE LAS AGUAS EN EL COLECTOR PARA UNA LLUVIA COMO LA DEL 21 AL 24 DE FEBRERO DE 1915.

La expansión de las aguas en la lámina que se adjunta (fig. 141) es la que resulta según los cálculos para una tormenta tal como la indicada y supuesta desplazada hacia el N. E. de modo que su máxima precipitación ocurra en la cuenca del colector.

El Ingeniero Mercau en su memoria del colector dice:

«Rasante de fondo (pág. 36 — ...hemos supuesto como rasante de fondo del canal la línea que pasase por la parte superior de estas ondulaciones; de este modo substituimos al terreno real por un terreno ideal cuya superficie correspondería al momento en que todas estas depresiones estuvieran llenas de agua».

Es lo que se ha supuesto en la lámina y se ve que con admitir ondulaciones de 2.20 m. de profundidad, el caudal máximo del colector no debe pasar de 3.000 m³/s. si ha de quedar una revancha de seguridad de 1 m., dimensión que no se puede reducir razonablemente.

Como el caudal de 3.000 m³/s. se puede producir en el Km. 400 junto al Vallimanca, desde que fué observado en Gorchs (página 170) en 1919 por el F. C. S., cae de su peso que la altura del terraplen en Km. 0, que el autor fija en 4.70 m. no se puede reducir a 2.70 m. en el Km. 400.

Como la sección tiene en su desembocadura en el Km. 0;91, m². 41 con 4.70 de altura, en su origen y en su extremidad 33 m². 61, habría que uniformarla y darle 91 m². 41 para 400 Km., lo que hace un cubo a excavar de 36.564.000 m³. y lo que representa al precio calculado de pesos 0.80 m³. un déficit aproximado del doble del importe del movimiento de tierra, en el proyecto, o sea pesos 15.000.000. Esto sin tener en cuenta que el trazado no sería en línea recta, que el terraplen se precisa en el seno de las vaguadas y no en las crestas, lo que originaría transportes longitudinales, mayor cubo a escavar, etc.

Si suponemos las vaguadas de 4.70 de profundidad, con 3.000 m³/s. las aguas verterían por encima. Esta hipótesis es real de acuerdo a la magnitud de las ondulaciones existentes.

PLANO GENERAL

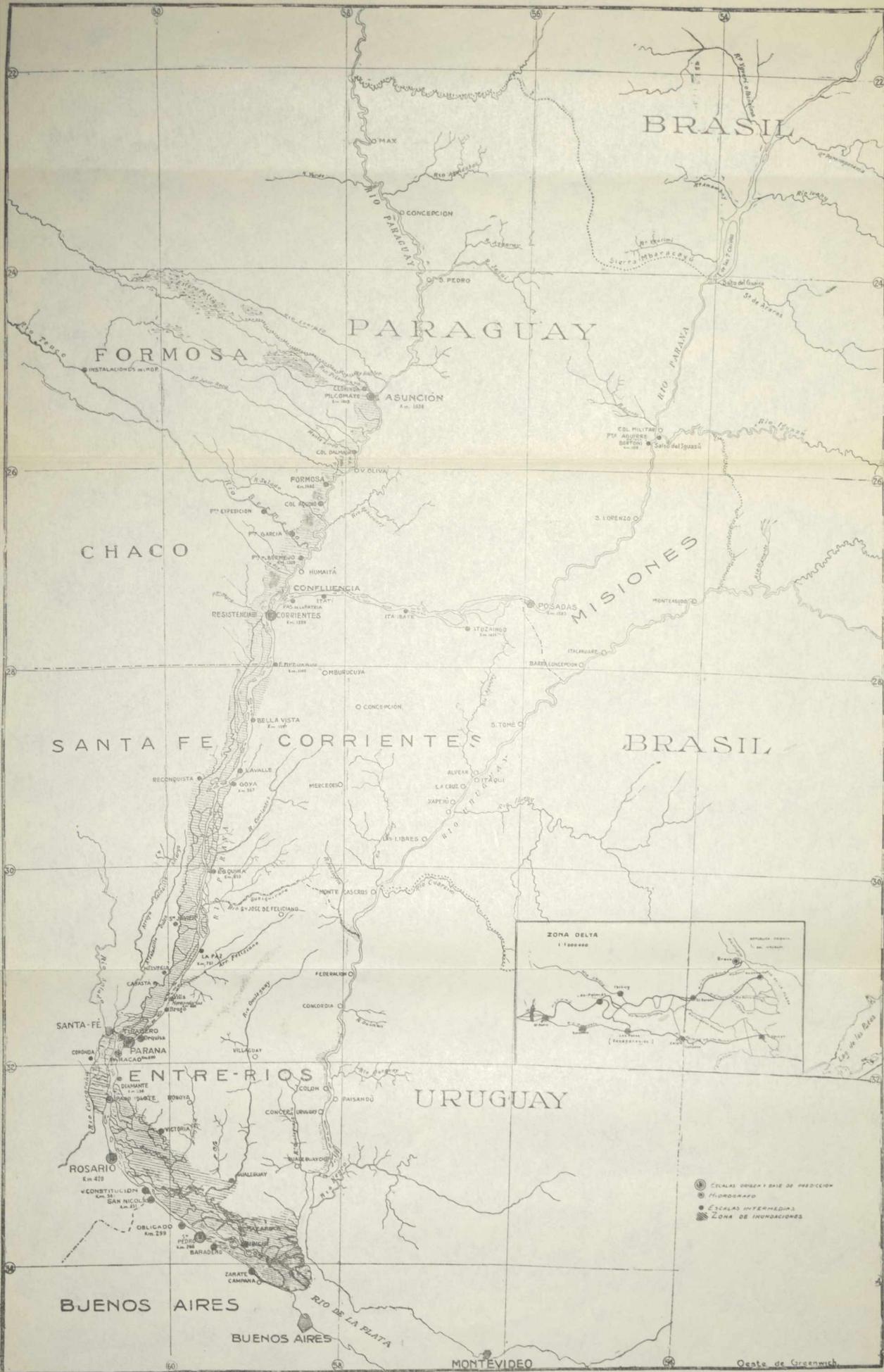
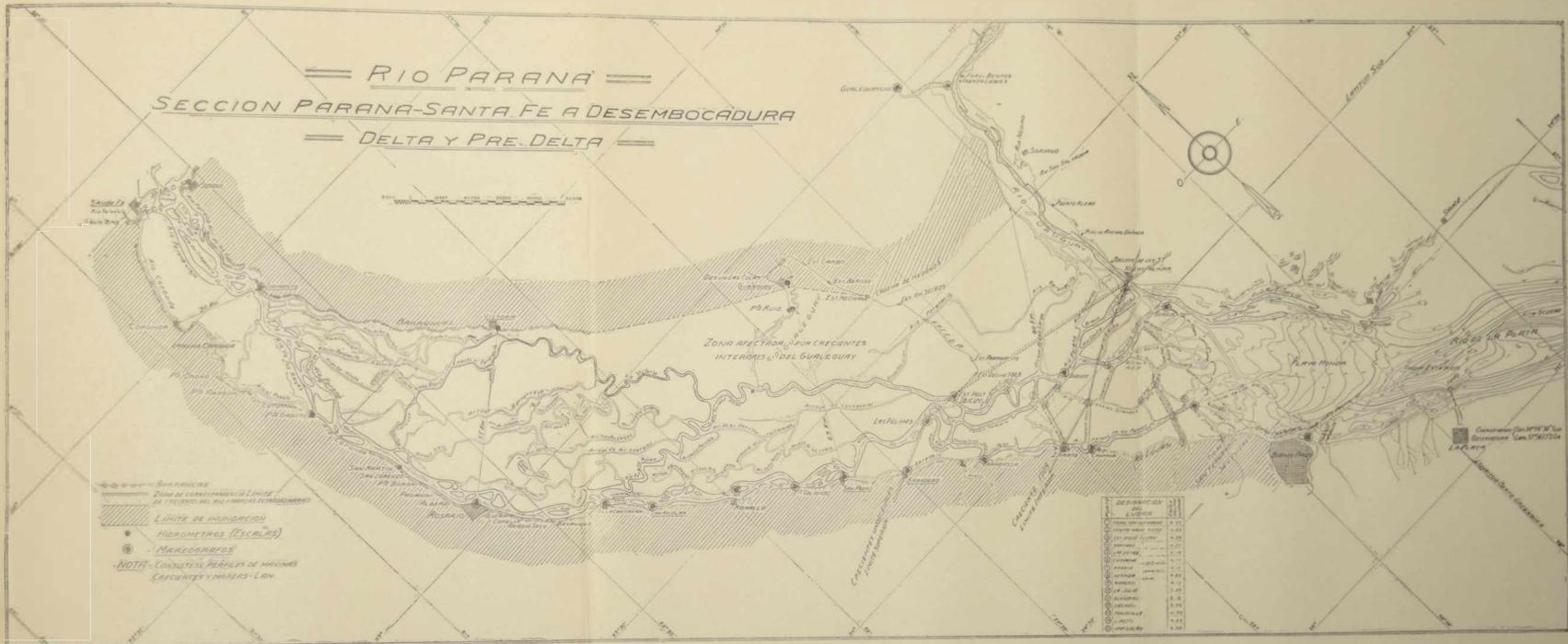


Figura 143

Ríos Paraná, Paraguay y Uruguay — Zona de inundaciones

== RIO PARANA ==
SECCION PARANA-SANTA FE A DESEMBOCADURA
== DELTA Y PRE-DELTA ==



(---) BARRIAGES
 (---) ZONA DE CORRESPONDENCIA LINEAL DE CRESCIENTES DEL RIO PARANA ESTRECHAMIENTO
 (---) LIMITE DE INUNDACION
 (---) HIDROMETROS (ESCALAS)
 (●) MANEGORRIOS
 (---) NOTA: CONJUNTO DE PAREDES DE MARIÑAS CRESCIENTES Y MARIÑAS-LAY

ESTACION	ALTIMETRIA
1	4.11
2	4.12
3	4.13
4	4.14
5	4.15
6	4.16
7	4.17
8	4.18
9	4.19
10	4.20
11	4.21
12	4.22
13	4.23
14	4.24
15	4.25
16	4.26
17	4.27
18	4.28
19	4.29
20	4.30
21	4.31
22	4.32
23	4.33
24	4.34
25	4.35
26	4.36
27	4.37
28	4.38
29	4.39
30	4.40

FIGURA 144

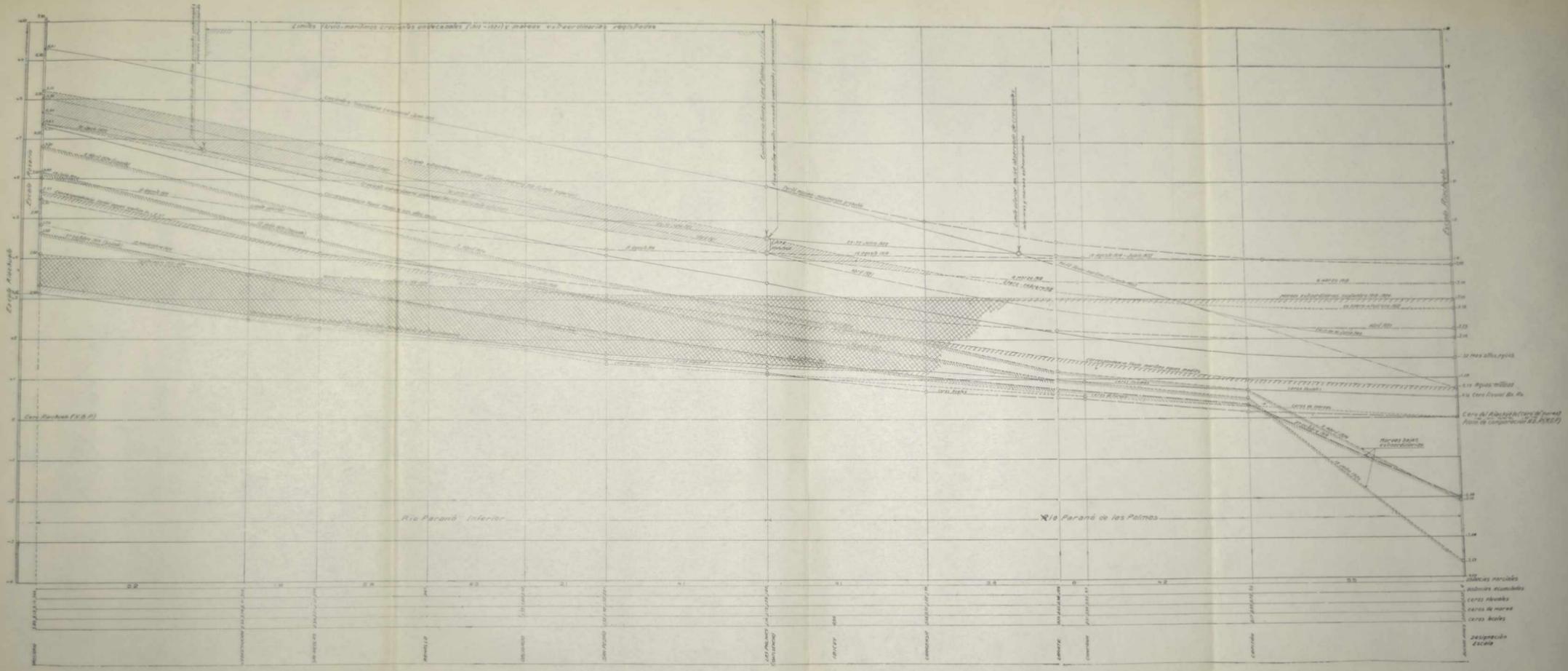


Figura 145
 Sección Paraná inferior y zona fluvio-marítima (Paraná de las Palmas). Perfiles de crecientes y bajantes máximas y mareas extraordinarias (plea-bajamareas) registradas. Período 1905-1925.

Si suponemos el caso anterior de vaguadas normales al colector de 2.20 m. de profundidad solamente, para un gasto de 7.500 m³/s. la altura del tirante de agua sobre la cresta de las lomas sería de 3.61 m. (fig. 142), es decir que verterá por sobre el terraplen del colector, arrastrándolo en la primer crecida.

Se ve pues que para el diseño del Ingeniero Mercau, el colector tiene las siguientes características:

a) No se le puede calcular más capacidad de 3.000 m³/s. como caudal máximo, con las dimensiones asignadas y con las cuales se ha calculado su cómputo métrico.

b) Hay necesidad de uniformar la sección desde el Km. 0 hasta Km. 400 con 4.70 m. de altura de terraplen. Esto solo ocasionará un déficit de más de pesos 15.000.000.

c) La anterior modificación implica invertir a su vez muchos millones en revestimientos.

d) Como con 3.000 m³/s. suponiendo vaguadas de 2.20 m., la altura del tirante de agua junto al terraplen es de 4.80, la expansión de las aguas y en consecuencia la expropiación son mayores que si el colector tirase 15.000 m³/s. con 4.70 m. de altura junto al terraplen.

e) Si las ondulaciones del terreno alcanzan a 4.70 m., en vez de 2.20 lo que es posible a causa de las sucesivas cadenas de dunas, con 3.000 m³/s. el tirante de agua junto al terraplen sería de 7.30 m. y su expansión hidrostática 12.560. m.

La superficie a expropiar por remanso hidrostático únicamente se vuelve en este caso 504.000 hectáreas que a 200 pesos la Ha. importarían pesos 100.800.000.

f) Si se desea evitar estas expansiones y excavar las cuchillas más prominentes para pasar 15.000 m³/s. con velocidad de 1 m/s. se precisan 15.000 m². de sección de excavación y en un kilómetro de largo 15.000.000 de m³. que a pesos 0.80 el m³. representa pesos 12.000.000 por Km.

El remanso hidrodinámico en el colector

INSEGURIDAD DE ESTA TEORÍA. — CASOS DE REMANSO EN EL DELTA DEL PARANÁ Y EN PARAGUAY. — IMPORTANCIA QUE ADQUIERE EN EL PRESUPUESTO

Sabido es que el espaldar de tierra que forma el colector al represar las aguas, producirá una elevación en su nivel y como causa de esta variación de pendiente superficial, se pro-

ducirá un remanso que elevará el nivel del agua, aguas arriba del colector, inundando considerablemente extensiones de terreno que habrá que expropiar.

Hasta la fecha, las teorías de este fenómeno no han explicado satisfactoriamente el mismo, y se notan extraordinarias divergencias entre lo que dan los cálculos y lo que acusan las observaciones.

No está demás recordar la opinión de Graeff al respecto, que se inclina a verificar el fenómeno antes de calcularlo y Massoni en su obra «Irruación Teoretica e Pratica», página 672, observa las contradicciones entre la teoría y los hechos, con el siguiente cuadro del cálculo de un remanso con las diversas fórmulas empeladas.

Fórmulas empleadas	Altura del remanso para diversas distancias			
	O. M	1000 m.	2.000 m.	3.000 m.
Poireé	0,40	0,22	0,10	0,002
Funck	0,40	0,25	0,12	0,000
S. Guilheim	0,40	0,21	0,09	0,002
Dupuit	0,40	0,37	0,34	0,30

Agrega luego Massoni que Dupuit personalmente ha verificado, que a 7.000 m. en este caso se produciría un remanso de 0.20 m., de modo que esta verificación es una prueba indudable de la poca fe o seguridad que se puede depositar en las teorías al respecto.

Este asunto tiene capitalísima importancia en el caso del colector, pues puede duplicar, triplicar y aún casi decuplicar la zona inundada, según el punto de donde se parta para fijar el remanso.

Que el remanso se produce es indudable, puesto que es el mismo caso que acontece en los ríos cuando desembocan en el mar y las mareas elevan el nivel de las aguas en la desembocadura del mismo.

Es también el mismo caso de una presa en un río para la utilización de la energía hidráulica, cuando el agua en vez de seguir su curso es absorbida íntegramente por las turbinas.

Es también el mismo caso de un afluente, cuando éste no variando su caudal aumenta el del curso principal elevando su nivel y provocando el remanso consiguiente.

Daré dos ejemplos en nuestro país de remansos producidos por mareas y por aumento de caudal en el curso principal de un río sin variar el del afluente, no mencionando ninguno de presa, por cuanto su caso es muy común.

EL REMANSO PRODUCIDO POR LAS MAREAS
(Figs. 143, 144 y 145)

El Ingeniero Reposini, cuya versación en materia de hidráulica está fuera de cuestión, ha publicado últimamente un interesante estudio de las crecientes del río Paraná y su afluencia en el Delta y Pre-Delta y la influencia de las mareas del Río de la Plata en los remansos. El N° 655 de «La Ingeniería» de mayo del año 1929, trae esta publicación:

Dice el citado Ingeniero textualmente:

«5° — En cuanto a la amplitud del remanso hidrodinámico, es decir, límite en que su acción se hace sensible, se tiene:

«a) Las mareas extraordinarias más altas registradas en el Río de la Plata cota +3.90 (N. G. P), se extinguen en Rosario (a 365 Km. según ruta más corta por el Paraná de Las Palmas) para estados del Río Paraná comprendidos entre «más altas aguas» y «crecientes ordinarias» (ejemplo junio de 1922). En estos casos la influencia del remanso en el perfil Las Palmas-Ibicuy, se hace sentir con una amplitud de 0.80 a 1.00 m. La amplitud hidrostática, oscila entre 180 a 200 Km., es decir, entre Las Palmas y San Pedro. Como se vé el límite del remanso, o sea la amplitud hidrodinámica, alcanza una y media a dos veces aquella aproximadamente, según se considere uno u otro estado interior.

«b) Con el Río Paraná (Rosario) «en aguas medias», mareas de amplitud mitad que la anterior (frecuencia 8 días) próximas a la cota +2.00, se extinguen poco aguas arriba de Rosario, unos 30 a 50 Km. Corresponde una amplitud hidrostática de 140 Km. (Carabassa) y como límite del remanso tres veces aproximadamente. En el perfil Las Palmas-Ibicuy, este remanso se hace sentir como una altura de 0.50 a 0.70. Con el Paraná en Rosario entre «aguas medias» y «aguas altas» igual efecto con mareas en el Río de la Plata entre +2.50 y +3.00.

«c) Finalmente entre «aguas medias» y «aguas bajas» (cerro) y para mareas en el Río de la Plata comprendidas entre

+ 1.50 y + 3.00 el remanso hidrostático oscila entre Carabassa y Rosario (Km. 365) y el hidrodinámico correspondiente entre Rosario y Paraná (Km. 550). Una marea de cota + 3.90 análoga a las ocurridas en agosto de 1914 y septiembre de 1922 coincidente con un estado de aguas bajas del Paraná igual a las observadas, dejaría sentir su acción aún más aguas arriba de la ciudad de Paraná. Como ley general de estos hechos observados podríamos decir que a medida que la influencia interior es menos sensible (aguas medias a aguas bajas) y la altura de marea aumenta entre + 2.00 y + 3.00 las amplitudes de los remansos hidrodinámicos verían en la relación de 2:1 (tres a una y media veces) según vimos en promedio'.

Se deduce que el remanso se extiende con seguridad hasta tres veces hidrostático y al producirse las mareas meteorológicas en el estuario que son de mayor importancia que las astronómicas, hay transporte de líquido aguas arriba o sea inversión de corriente en el estuario, luego una zona en que los velocímetros no indican velocidad, es decir estancamiento y sobreelevación de las aguas y por fin aguas arriba de esta zona de equilibrio que funciona como una presa, una zona en donde hay disminución de velocidad y la superficie toma la forma conocida de la parábola del remanso. Es pues el mismo caso del colector, tanto dá que la elevación la produzca el empuje de un espaldón o el empuje del viento.

EL REMANSO EN CASOS DE UN AFLUENTE

Por indicación y siguiendo las instrucciones del Ingeniero Reposini, Inspector General de Puertos Fluviales, se ha realizado un trabajo al respecto, sumamente interesante sobre extensión de remanso hidrodinámico en un afluente (Paraguay), cuando este no variando de caudal, varía a su vez el del curso principal (Paraná) y puesto que los cursos que bajan de las sierras no serían sino afluentes del colector, cuando este aumentase su caudal, causaría el remanso hidrodinámico en los respectivos afluentes, del mismo modo que sucede al Paraguay con las crecientes del Paraná.

Para este estudio se ha valido de las diversas escalas que se tienen instaladas en Confluencia, Puerto Bermejo, Formosa y Asunción.

La nivelación del río Paraguay no estaba entonces terminada, de modo que las cotas de los cerros de las escalas se han deducido de un modo indirecto, procediendo con el siguiente criterio.

Si una serie de observaciones para una crecida del Paraná que provoca su remanso en el Paraguay, nos permite trazar la curva del remanso, se tendrán implícitamente determinadas las cotas de los cerros de las escalas para una amplitud del remanso hidrodinámico que sea un cierto múltiplo del hidrostático. Si esta hipótesis es buena, las cotas de estos mismos cerros determinados con otras curvas de remanso, correspondientes a sus respectivas crecidas, deben también ser concordantes con las anteriores y estar de acuerdo con la pendiente del Paraguay, que se conoce por observación de caudales de las escalas y por las nivelaciones que se tienen; se ha llegado pues así a esta notable conclusión:

«Que el factor (2) de la fórmula de Poireé en los remansos del río Paraguay no es único ni invariable. Seguramente varía con la altura y la amplitud de la onda de creciente del Río Paraná, es decir, de su estado». (Figs. 146 y 147).

Es digno de notarse que se llega a la conclusión, que en la crecida del Paraná de octubre de 1915 en la que dicho río subió en confluencia de 0.55 a 5.20 m., es decir, que llevó un caudal aproximado de 22.000 m³/s., el remanso hidrodinámico parece haberse extendido tres veces el hidrostático, teniendo éste una amplitud de 155 Km. y habiéndose observado en Asunción a 390 Km. es decir, a 2.5 veces el hidrostático un remanso de 0.55.

En la crecida del mes de junio de 1929 en la que el Paraná subió en confluencia de 3.10 m. a 4.46 m. llevando en consecuencia un caudal aproximado de 20.000 m³/s., el remanso hidrodinámico parece haberse extendido 9 veces el hidrostático. Este midió una amplitud de 43 Km. midiendo el hidrodinámico en Formosa a 207 Km. es decir, a 4.8 veces el hidrostático, una ordenada de 0.42 y extinguiéndose en Asunción a 390 Km.

En la crecida del Paraná del mes de septiembre de 1929, en la cual dicho río aumentó en confluencia su nivel de 2.10 m. a 4.20 m. llevando en consecuencia un caudal de 19.999 m³/s., el remanso hidrodinámico parece haberse extendido a 9 veces el hidrostático, midiendo éste 63 Km., extinguiéndose a los 570 Km. y habiéndose observado en Asunción a los 390 Km.,

es decir a 6.2 veces el hidrostático una altura de remanso en el hidrómetro correspondiente de 0.20 m.

El enlace de la nivelación del Paraguay terminada posteriormente a la iniciación de este trabajo, condujo a la coincidencia casi matemática de las cotas de los ceros de las escalas anteriormente halladas y por lo tanto justifica las amplitudes del remanso hidrodinámico 9 veces la del hidrostático.

Se transcribe a continuación para mayor ilustración, el estudio de la Dirección de Puertos Fluviales del M. O. P que ha servido de base para estas consideraciones.

ESTUDIOS SOBRE CURVAS DE REMANSO EN EL RIO PARAGUAY POR CRECIDAS DEL RIO ALTO PARANÁ

Para trazar curvas de remanso del Río Paraguay originadas por sobreelevación del pelo de agua en Confluencia, construir el perfil hidráulico de ese río y deducir la cota de cero de los hidrómetros, se han tomado en consideración tres crecidas del Río Alto Paraná.

I. — Crecida de los días 26 septiembre, 15 octubre 1915. El Río Alto Paraná creció desde + 0,55 a + 5.20. El Río Paraguay en Asunción, antes de la alteración del régimen tenía + 0,75 de altura. Siendo la menor altura de agua registrada en esta escala 0,57 sobre cero (bajante 1925) el estado del Río Paraguay en el caso considerado es de aguas bajas.

Para tener la altura de creciente o sobreelevación del P. A. en Confluencia (5.20) se ha estimado en —0.10 m. la altura probable en esta escala para un estado del Río Alto Paraná análoga al del Río Paraguay. Las alturas de remanso en las escalas de Puerto Bermejo, Formosa y Asunción según el registro de observaciones hidrométricas fueron 4.20 m., 2.20 y 0.55 respectivamente.

De conformidad con la ley de variación de estas alturas de remanso (en el tramo Formosa-Asunción disminuyen a razón de 1 cm. por Km.) se fijó primeramente, por extrapolación, el límite del remanso 55 Km. aguas arriba de la escala última; pero como resultaba una brusca variación de la pendiente en el perfil de antes de la alteración del régimen se llevó el límite del remanso hasta 75 Km. de distancia, con lo cual se tiene — en ese perfil — una pendiente superficial concordante con la general.

Se ha trazado la línea de régimen uniforme y se ha dibujado la parábola tangente a esta línea en el límite superior y a la horizontal que pasa por el punto de mayor elevación del P. A. en Confluencia.

La fórmula de Poireé (Amplitud hidrodinámica igual a dos veces amplitud hidrostática) aplicada a la generalidad de los casos ha dado resultados contradictorios, demostrando que el factor (2) no es aplicable de un modo general y absoluto al Río que se considera.

En consecuencia y para la mejor solución del problema, se han trazado dos curvas de remanso, correspondientes al caso que se estudia, dando al factor de referencia los valores (2) y (3) (ver planos 411-A y 411-B, perfiles A₁ y A₂).

Trazadas las parábolas (por método gráfico aproximado) se fijó, en base a las alturas de agua correspondiente al instante de la culminación al cero de las tres escalas principales: Pto. Bermejo, Formosa y Asunción y por las alturas de agua antes de la alteración del régimen se dibujó el perfil correspondiente.

En el perfil construido con el factor (2.00) se han obtenido para el cero de las tres escalas mencionadas, las siguientes cotas: — m. 44,05 — m. 46,95 y m. 50,35. En el perfil construido con el factor (3.00) se tienen para el cero de las mismas escalas estas otras cotas: — m. 44,30 — m. 48,70 y m. 54,50.

Para juzgar la bondad de estos resultados no se tienen más elementos de juicio o de control que las pendientes superficiales obtenidas de los datos de observaciones de velocidad y caudal efectuadas en el Río Paraguay de distintas épocas.

Se han elegido cuatro determinaciones de velocidad y se ha calculado la pendiente con la fórmula simplificada de Kutter:

$$V = \frac{100 \sqrt{R}}{n + \sqrt{P}} \sqrt{R i}$$

dando a n (coeficiente de rozamiento) tres valores distintos: 1,75, 2,00 y 2,50.

Naturalmente los resultados obtenidos son valores de la pendiente local; de modo que también por esta razón y teniendo en cuenta la tortuosidad del Río Paraguay, la comparación de los valores de pendiente obtenido, de las observaciones del caudal con los que resultan de los perfiles construidos con las

curvas de remanso, debe considerarse con un elevado margen de tolerancia.

En el perfil construido con la curva de remanso producido por la creciente de septiembre de 1929 que se describe más adelante, figuran valores comparativos de pendiente superficial, que constituyen a mi modo de ver buen elemento de juicio, respecto de la bondad de los resultados (perfil C₂).

II. — *Crecida de los días 3 - 18 de junio de 1929.* — El Río Alto Paraná creció en Confluencia desde el + 3,10 a + 4,46. La altura del Río Paraguay en la escala de Asunción, antes de la alteración del régimen era + 3,45, correspondiendo esta altura al estado de aguas medias. El límite de remanso queda determinado por las observaciones hidrométricas, a la escala de Asunción. De un modo análogo al del caso anterior se han construido dos curvas de remanso con valores distintos de relación entre amplitud hidrodinámica e hidrostática y diferentes de los valores adoptados en ese caso. (Perfiles B₁ y B₂).

Efectivamente se ha constatado que de adoptar los mismos valores de ese coeficiente se tendrían para idénticos puntos del perfil cotas diferentes y notablemente inferiores a las obtenidas en el caso anterior. Quiere decir que el factor de la fórmula de Poirée en los remansos del Río Paraguay no es único e invariable. Seguramente varía con la altura y la amplitud de la onda de creciente del Río Paraná y depende especialmente del caudal propio del Río Paraguay, es decir de su estado.

Es claro que faltando las condiciones de sección, pendiente y caudal uniformes, que son implícitas en las fórmulas y procedimientos empleados para trazar una curva de remanso el mayor caudal propio del río que se estudia, aumentan las causas que alteran las leyes del fenómeno. Por lo cual hemos admitido que los perfiles A₁ y A₂, correspondientes a las crecidas de octubre de 1915, dan los mejores valores posibles, (con los datos que se tienen registrados para las cotas que se quieren determinar. En consecuencia para dibujar a los perfiles correspondientes a las dos últimas crecidas del Río Alto Paraná (producidas estando el Río Paraguay en aguas medias), hemos dado valores distintos al coeficiente de la fórmula de Poirée hasta obtener, para las cotas del cero de las escalas, valores comprendidos entre los que se habrán deducido de los perfiles A₁ y A₂ ya descriptos. Para el caso que se considera

RIO PARAGUAY

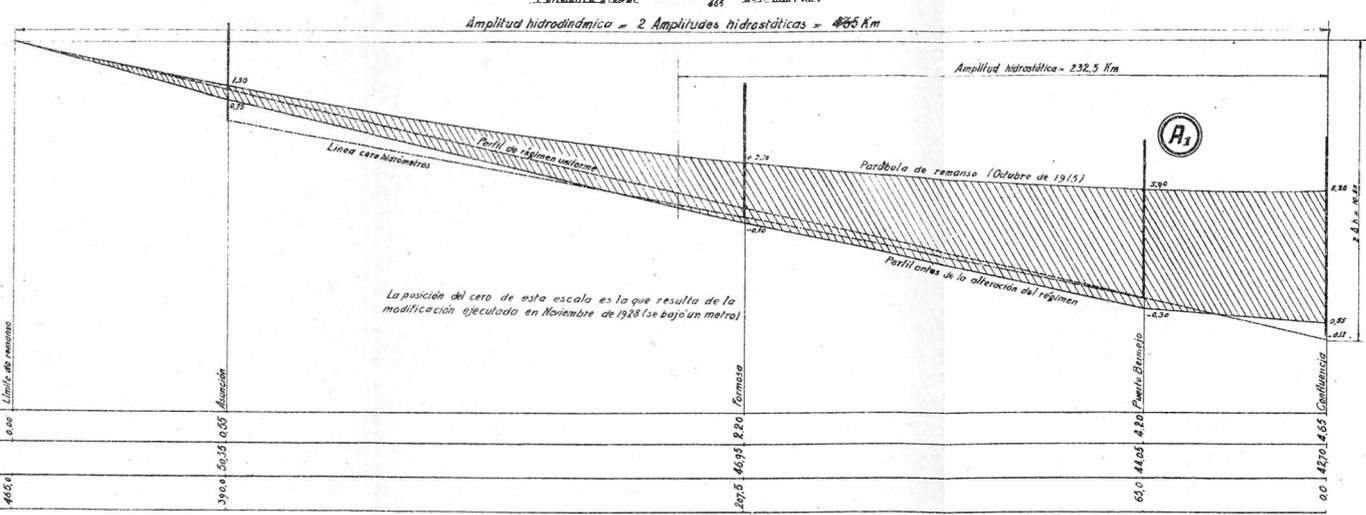
ESTUDIOS DE REMANSO

Escala (Horizontal 1:1000,000
Vertical 1:100)

El límite del remanso se ha determinado de un modo aproximado por la ley de variación de la altura de remanso en el tramo Formosa-Asunción y por tentativas, ajustándose a la ley de variación de la pendiente en el perfil antes de la alteración del régimen.
La sobreelevación del P.A. en Confluencia (m.5,30) resulta de haberse fijado como altura inicial la de m-ajo; observada en la bajante general de 1916 y que corresponde al estado del Rio Paraguay en aguas bajas, considerado en este perfil.

Alturas de remanso (registradas)	0.00	3.90	4.65	6.00	6.00
Cotas cero hidrometros (deducidas)	466.0	469.95	470.80	471.65	472.50
Distancias desde Confluencia (en Km)	466.0	390.5	201.5	61.0	0.0

Estado del Rio Paraguay: Aguas Bajas - Sobreelevación en Confluencia: (Δh)=5.30m

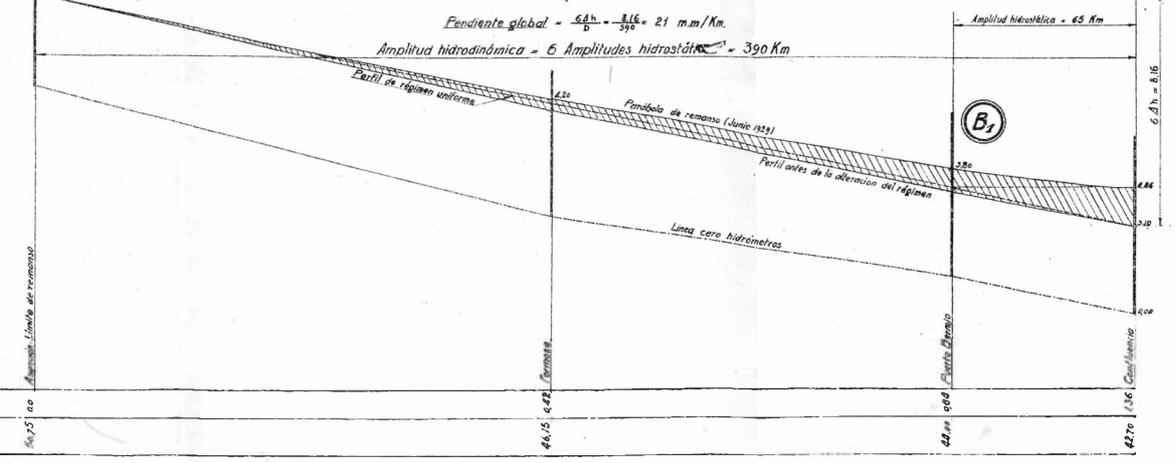


NOTA: La distancia Confluencia-Asunción, medida sobre la línea recta de unión de los dos puntos es aproximadamente 240 Km. La pendiente media según esta línea resulta igual a 33 m.m. por Km.
En el tramo Confluencia-Esquina del Rio Paraná, de 300 Km de distancia en línea recta, la pendiente media es, según la línea recta de unión, de 73 m.m. por Km.
En la escala de Formosa las alturas de agua están referidas al cenit modificado en Noviembre 16 de 1928 (bajada un metro).
El coeficiente de toruosidad en el tramo del Rio Paraná, Confluencia-Esquina es 1,3 (3/10).
El mismo coeficiente en el tramo Confluencia-Asunción del Rio Paraguay es 1,62 (3/10).
En el tramo Puerto Cooper-Asunción es 1,3 (3/10).

Plano de comparación = +400.00 m

Alturas de remanso (registradas)	0.00	4.15	4.42	4.69	4.96
Cotas cero hidrometros (deducidas)	415.0	419.15	420.42	421.69	422.96

Estado del Rio Paraguay: Aguas Medias - Sobreelevación en Confluencia: (Δh)=1.36m



CRECIDA DEL RIO PARANA DE LOS DIAS 1 AL 5 DE SEPTIEMBRE DE 1929

Estado del Rio Paraguay: Aguas Medias - Sobreelevación en Confluencia = 2.10m

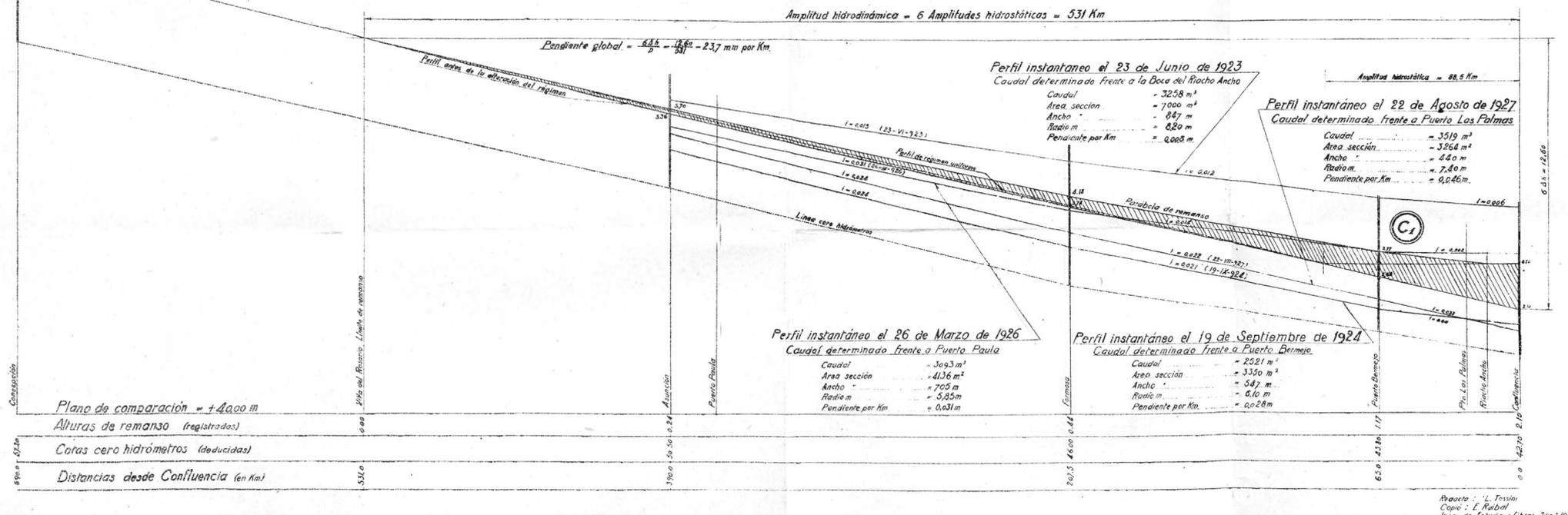


Figura 146

Parece producirse el remanso hidrodinámico, no dos veces el hidrostático como lo admite Poiree, sino nueve veces. Si esto acontece con el Colector, el monto de las expropiaciones podría alcanzar a más de pesos 500.000.000.

se han construido, dos curvas de remanso haciendo la amplitud hidrostática igual a $1/6$ y $1/9$ de la amplitud hidrodinámica. Entre estos valores y los que se emplean en el primer caso ($1/2$ y $1/3$) existe una misma relación, es decir que en los perfiles A_2 y B_2 el coeficiente de la fórmula de Poirée ha variado según la misma ley o del mismo modo que en los perfiles A_1 y B_1 . Esto demostraría que para el estado de aguas medias en el Río Paraguay, el valor del coeficiente de la fórmula de Poirée empleado para el estado de aguas bajas, debe multiplicarse por tres.

Para el cero de las escalas ya mencionadas, se han obtenido empleando el factor (6) las cotas siguientes: m. 44.00 — m. 46.15 y m. 50.75; y empleando el factor (9), las cotas siguientes: m. 44.60 — m. 48.30 y m. 54.65.

III. —Crecida de los días 1-8 de septiembre de 1929. —

El Río Alto Paraná en Confluencia creció desde $+2,10$ a $+4,20$. La altura del agua del Río Paraguay en Asunción, antes de la alteración del régimen, era $+3,42$, igual a la del caso anterior y correspondiente al estado de aguas medias.

Las observaciones hidrométricas dan una altura de remanso de 1.19 m. en Puerto Bermejo, 0,49 en Formosa y 0,29 m. en Asunción, habiendo quedado el Río estacionario en Concepción. De conformidad con la ley de variación de esta altura de remanso se fijó el límite aproximado de este último a 180 Km. aguas arriba de Asunción (perfiles C_1 y C_2).

Igual que en los casos anteriores se han dibujado 2 perfiles haciendo la amplitud hidrostática igual a $1/6$ y $1/9$ de la amplitud hidrodinámica; y se han obtenido cotas del cero de los hidrómetros, iguales a m. 43.80, m. 46 y m. 50.50, en el primer perfil y cotas iguales a m. 44.10 — m. 47.80 y m. 54.15 en el segundo.

En estos perfiles (C_1 y C_2) se han trazado los perfiles instantáneos del Río Paraguay en los días de las cuatro determinaciones de velocidades y caudal mencionadas en la primera parte de este informe y en base a los valores de cotas del cero de los hidrómetros y alturas de agua se han calculado las pendiente superficiales medias correspondientes, que se indican en el plano con un valor y con la letra *i*.

Observamos en el perfil C_1 que estas pendientes son inferiores a las calculadas con los datos de las observaciones de caudal; pendientes que se indican en el mismo plano con to-

dos los elementos principales de la sección en que fué determinado el caudal. Estas diferencias (en menos) son de 10 mm. por Km. en Puerto Paula; 7 mm. por Km. en Puerto Bermejo; 23 mm. por Km. en Puerto Las Palmas y 2 mm. por Km. frente a la boca del Riacho Ancho.

Hechas las salvedades debidas a la poca rigurosidad de este trabajo, deducimos de los resultados apuntados que la pendiente global media de 23,7 mm. de perfil C₁, muy probablemente es inferior a la verdadera.

En el perfil C₂ las diferencias entre unos y otros valores de la pendiente es casi nula y en base a esta constatación podemos arguir que el perfil C₂ y sus correspondientes A₂ y B₂ dan cotas más exactas o de valores más probables que el perfil C₁ y sus correspondientes A₁ y B₁.

A continuación se dá un resumen de los resultados obtenidos:

Designac.	Datos característicos del perfil			Cota cero hidrómetros		
	Fecha crecida del Río Paraná	Estado del Río Paraguay	Factor empleado	Puerto Datos	Formosa	Asunción
A ₁	15 octubre 1915	Aguas bajas	2	44,05	46,95	50,55
B ₁	18 junio 1929	Aguas medias	6	44,—	46,15	50,75
C ₁	8 septiembre 1929	ídem	6	43,80	46,—	50,50
		Promedios		43,90	46,35	50,55
A ₂	15 octubre 1915	Aguas bajas	3	44,30	48,70	54,50
B ₂	18 junio 1929	Aguas medias	9	44,60	48,30	54,65
C ₂	8 septiembre 1929	ídem	9	44,10	47,80	54,15

COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LAS COTAS DE LA NIVELACIÓN GENERAL DE PRECISIÓN

Efectuada el enlace de la nivelación del Paraguay, se tuvo determinada con exactitud las cotas de los ceros de los hidrómetros y al verificarse la coincidencia con los anteriormente hallados, se tuvo a su vez la comprobación de la exactitud de las hipótesis adoptadas, quedándole al ingeniero Tossini la duda de que tal vez la amplitud del remanso hidrodinámico, nueve veces el hidrostático, haya sido excedida. Dice textualmente el ingeniero Tossini:

La Nivelación General de Precisión del Río Paraguay, ejecutada sobre su margen derecha (Territorios del Chaco y Formosa) hasta el hidrómetro de Puerto Pilcomayo, situado en la desembocadura del Río homónimo, ha determinado las cotas del cero de los hidrómetros que se había intentado obtener con cierto grado de aproximación por el método de cálculo explicado en el estudio de octubre de 1929 y elevado con nota N° 307 E. O., de octubre 29 del mismo año.

Con estos datos se ha confeccionado el plano N° 411-C bis que se describe a continuación.

El plano representa el perfil longitudinal del Río Paraguay entre Confluencia y Asunción — de 390 km. de longitud — y comprende los hidrómetros de Paso de la Patria; Pto. Bermejo, Colonia Aquino, Formosa, Dalmacia, Pto. Pilcomayo y Asunción.

Las cotas del cero de los hidrómetros de Colonia Aquino y Dalmacia que no figuran en los cálculos gráficos de los planos 411 — A y 411 — B, se han obtenido de un modo indirecto, por un perfil de agua instantáneo, trazado en base a las cotas calculadas de las otras tres escalas y de la cota conocida de la escala origen que es la de Paso de la Patria. Las cotas de Colonia Aquino y Dalmacia, no son, pues el promedio de varios resultados distintos, sino que se han obtenido gráficamente en un valor único, del perfil hidráulico de referencia. Fijada la posición de los hidrómetros se han dibujado en líneas delgadas los dos perfiles del cero; en línea llena el correspondiente a las cotas de la Nivelación General de Precisión y en línea cortada el correspondiente a las cotas obtenidas por curvas de remanso. Estos perfiles se cortan en dos puntos intermedios a las escalas de Aquino y Formosa y de Dalmacia y Pilcomayo, es decir que la diferencia entre valores de cotas en un mismo hidrómetro en las zonas extremas y media son de signo contrario.

Estas diferencias en las zonas media y superior, varían entre un mínimo de 0,07 m para el cero de Formosa y un máximo de 0,36 m. para el cero de Pilcomayo; diferencias que evidencian en los resultados del cálculo una aproximación comprendida dentro de los límites previsibles, si se considera que los datos utilizados son muy escasos y poco rigurosos y que la extensión del remanso es tan grande que hace dudosa la aplicabilidad de la ley empleada.

La mayor diferencia (0,57 m.) se observa entre los valores de la cota del cero de Pto. Bermejo; como entre los seis valores obtenidos para cota de este cero no hay mayor discrepan-

cia, deducimos que la diferencia apuntada no debe atribuirse a inexactitud de los datos utilizados o a imperfección del cálculo. Probablemente la causa reside en alguna particularidad del fenómeno del remanso localizada en el lugar de que se trata debida a causa o características del río aún no conocidas.

Esto parecería quedar confirmado por el perfil instantáneo de crecida de febrero 10 de 1929 y especialmente por el de remanso de octubre de 1915, que figuran en plano citado y que se representan con línea gruesa continua en su referencia a las cotas del cero de las escalas dadas por la Nivelación General de Precisión.

Estos perfiles contrastan con los correspondientes al trazado referido a los ceros obtenidos por curvas de remanso (dibujados en línea cortada) presentando, con respecto a éste una sobreelevación del pelo de agua en el tramo inferior y una depresión en el tramo medio.

Como esta característica es común a los cuatro perfiles del plano se deduce que normalmente, cerca de la desembocadura el perfil longitudinal del pelo de agua presenta una onda o elevación cuya cresta estaría cerca de Puerto Bermejo y cuya longitud sería de 170 km. aproximadamente alcanzando el hidrómetro de Colonia Aquino.

Se ve pues que el fenómeno del remanso en el Río Paraguay aún en las circunstancias más favorables de hallarse este Río en aguas bajas (como es el caso de octubre de 1915) no es un fenómeno simple ni se ajusta a las leyes enunciadas en los tratados de hidráulica y que se resumen en las fórmulas de Poireé y de Fünk.

Ya los cálculos gráficos objeto de esta memoria (Planos 411-A y B) habían demostrado, por la gran discrepancia entre los primeros resultados que se habían obtenido, que el coeficiente de esas fórmulas no es aplicable a todos los casos, es decir, que la fórmula no es general para el Río Paraguay.

Este nuevo aspecto del fenómeno del remanso, por el que el perfil del pelo de agua resulta tan distinto de la clásica curva parabólica, señala la necesidad de ahondar el estudio del mismo, el que podrá hacerse ahora con mayor facilidad conociendo la cota del cero de los hidrómetros y existiendo un buen servicio de observaciones hidrométricas.

Buenos Aires, enero 3 de 1933.

LUIS TOSSINI.

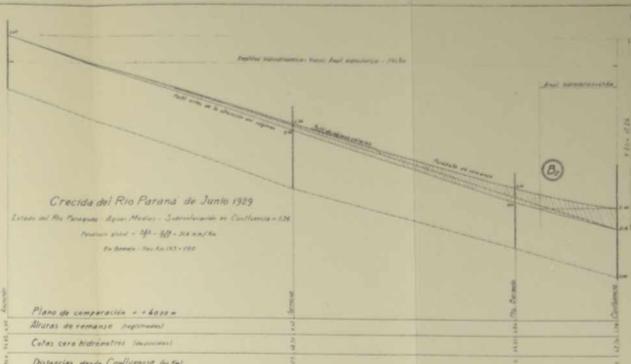
RIO PARAGUAY

ESTUDIOS DE REMANSO

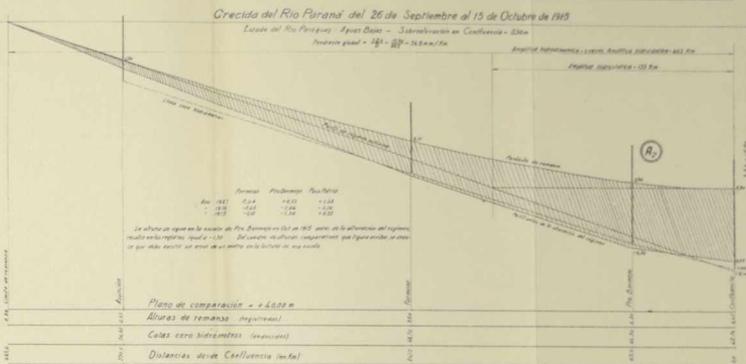
Vertical: 1/5000
Escalas Vertical: 1/500

Cálculo de la pendiente i por la fórmula $V = \frac{0.49 C R^2}{R^2 + 1.49 R}$

Caudal m ³	Área de Sección m ²	Velocidad m/s	Pto. de Sección	Dist. desde Pto. 00+000
2228	2387	0.933	3509	
Abastecimiento	0.46	0.25	0.76	1.02
Por Sección	7.996	2.550	6.756	3.264
Área Sección m ²	867	347	795	44.0
Por Sección m ²	229	6.4	287	246
1+00	0.007	0.007	0.007	0.007
1+100	0.017	0.017	0.017	0.017
1+200	0.027	0.027	0.027	0.027



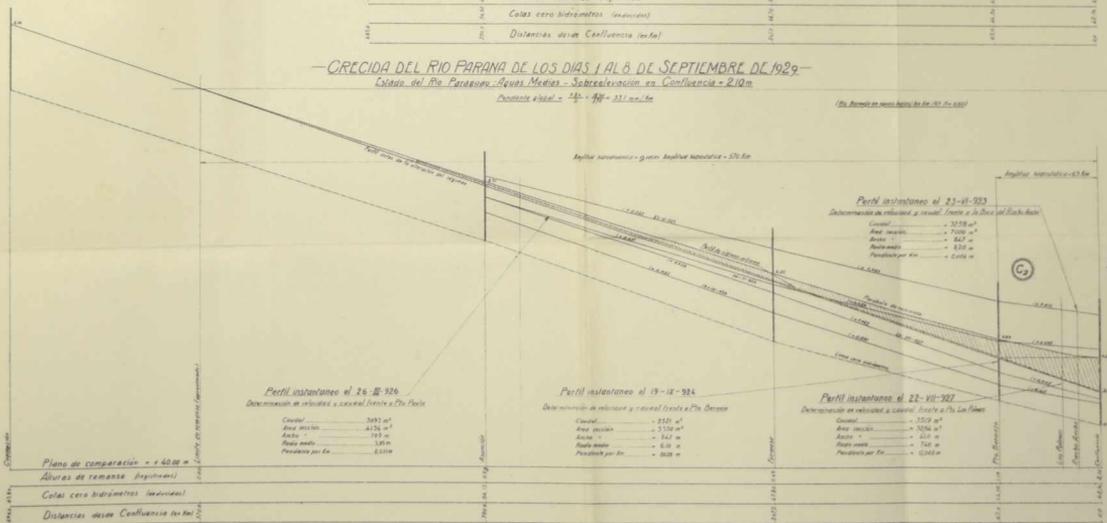
Crecida del Rio Paraná de Junio 1929
Estado del Rio Paraguay - Aguas Medias - Superabundancia en Confluencia - 126
Punto de Sección = 441 - 839 - 28.262 Km
Por Sección = 100 Km x 100 = 100



Crecida del Rio Paraná del 26 de Septiembre al 15 de Octubre de 1929
Estado del Rio Paraguay - Aguas Bajas - Superabundancia en Confluencia - 126
Punto de Sección = 441 - 839 - 28.262 Km

CRECIDA DEL RIO PARANA DE LOS DIAS 1 AL 6 DE SEPTIEMBRE DE 1929

Estado del Rio Paraguay - Aguas Medias - Superabundancia en Confluencia = 210 m
Distancia a Sección = 441 - 839 - 28.262 Km



Perfil instantáneo el 21-VI-1929
Determinación de caudales y cota de Sección a Pto. Sección

Caudal	Área de Sección	Área	Área media	Pendiente por Km
3093 m ³	4176 m ²	118 m	387 m	0.008

Perfil instantáneo el 19-IX-1929
Determinación de caudales y cota de Sección a Pto. Sección

Caudal	Área de Sección	Área	Área media	Pendiente por Km
2150 m ³	3150 m ²	162 m	610 m	0.008

Perfil instantáneo el 22-VII-1929
Determinación de caudales y cota de Sección a Pto. Sección

Caudal	Área de Sección	Área	Área media	Pendiente por Km
2520 m ³	3520 m ²	110 m	740 m	0.008

Figura 147

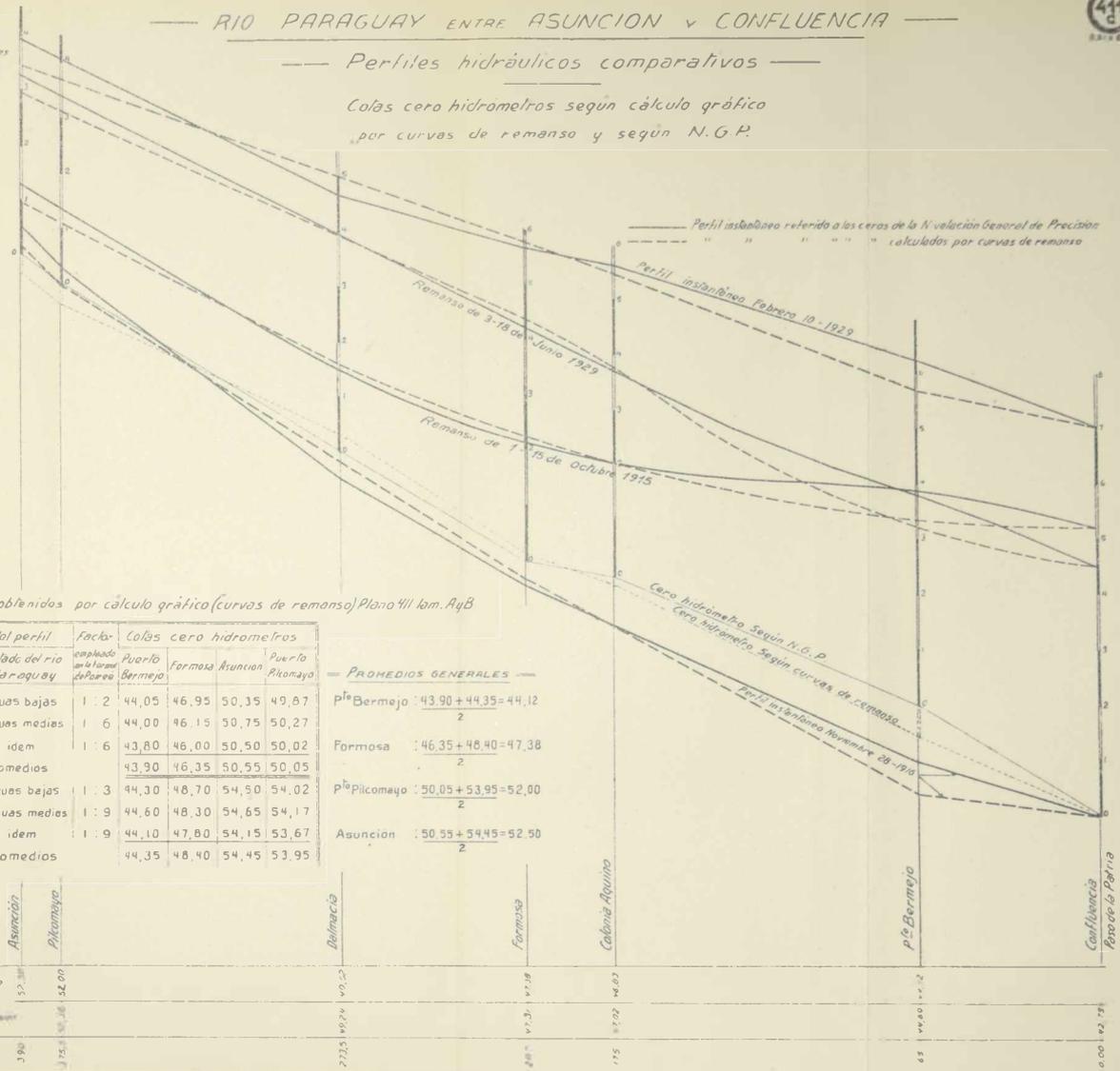
Parece producirse el remanso hidrodinámico, no es decir el hidrostático como lo admitir Paireo, sino puede verse. Si esto ocurre con el Colector, el monto de las apropiaciones podría alcanzar a más de por lo menos 500.000.000.

M. O. P.
 Dir. Gen. Navegación y Puertos
 Ins. Gen. Navegación y Puertos Fluviales

— RIO PARAGUAY ENTRE ASUNCION y CONFLUENCIA —

— Perfiles hidráulicos comparativos —

Colas cero hidrometros según cálculo gráfico
 por curvas de remanso y según N.G.P.



Resumen de los datos obtenidos por cálculo gráfico (curvas de remanso) Plano 411 tom. A y B

Datos característicos del perfil		Fecha		Colas cero hidrometros			
Indice perfil	Fecha de la croceta del Rio Parana	Estado del rio Paraguay	Puerto Bermejo	Formosa	Asuncion	Pícamayo	
A 1	15 Oct 1915	Aguas bajas	1 : 2	44,05	46,95	50,35	49,67
B 1	18 Junio 1929	Aguas medias	1 : 6	44,00	46,15	50,75	50,27
C 1	8 Set 1929	idem	1 : 6	43,80	46,00	50,50	50,02
Promedios				43,90	46,35	50,55	50,05
A 2	10 Oct 1915	Aguas bajas	1 : 3	44,30	48,70	54,50	54,02
B 2	18 Junio 1929	Aguas medias	1 : 9	44,60	48,30	54,65	54,17
C 2	8 Set 1929	idem	1 : 9	44,10	47,80	54,15	53,67
Promedios				44,35	48,40	54,45	53,95

— PROMEDIOS GENERALES —
 P^{to} Bermejo : $\frac{43,90 + 44,35}{2} = 44,12$
 Formosa : $\frac{46,35 + 48,40}{2} = 47,38$
 P^{to} Pícamayo : $\frac{50,05 + 53,95}{2} = 52,00$
 Asuncion : $\frac{50,55 + 54,45}{2} = 52,50$

Estado	Asunción	Pícamayo	Bermejo	Formosa	Colonia Aquino	P ^{to} Bermejo	Confluencia
Estado	52,30	52,00	50,50	47,18	46,00	46,00	42,75
Distancias desde Confluencia	39,0	37,5	27,5	24,0	17,5	6,5	0,00

Copia J. Casella
 Fecha Bs. As. Octubre 10 de 1932

Río Paraguay entre Asunción y Confluencia.
 Perfiles hidráulicos comparativos.
 Cotas cero hidrometros según cálculo gráfico por curvas de remanso y según N. G. P.
 Se observa la concordancia entre las cotas cero de los hidrometros, obtenidas por curvas de remanso y las obtenidas por nivelación de precisión, todo lo cual comprueba las amplitudes del remanso hidrodinámico, nueve veces el hidrostático, contra la hipótesis de Poiret de sólo dos veces.

Figura 147a

CAPITULO VII

La desviación, retención o conducción endicada de las aguas de la parte llamada alta son económicamente irrealizables y no solucionan el problema.

EL PRESUPUESTO DE MÍNIMA DEL COLECTOR

Vimos que considerando una tormenta tal como la del 21 al 24 de febrero de 1915, el colector recibiría de su cuenca al cabo de 7 días, tiempo teórico de su escurrimiento, un volumen de 6.500 Hm^3 . y que en el mismo tiempo suponiendo un máximo gasto constante de $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. para el colector, éste expelería un volumen de 1.814 Hm^3 ., de donde resulta una acumulación de

$$6.500 \text{ Hm}^3. - 1.814 \text{ Hm}^3 = 4.686 \text{ Hm}^3. \text{ (pág. 419)}$$

Vimos también que esta hipótesis nos conducía a una superficie de expropiación, contando solo el remanso hidrostático de 331.600 hs. , que a pesos 200 la hectárea, importaban pesos $66.320.000$. (Pág. 421).

Hicimos notar también que si el remanso se extendía a 9 veces el hidrostático, como sucede en el Río Paraguay, las expropiaciones importaban a pesos 200 la hectárea, la colosal suma de pesos $596.880.000$.

Puntualizamos que este gasto de $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. era exagerado, que el colector tiraría solo un hilo de agua, en todo caso un caudal inferior al máximo del observado en el Salado. (Página 417).

Que pudiera suceder que en los años lluviosos que preceder a las inundaciones, se desarrollase en los bajíos del colector, vegetación de bañado que detuviese las aguas y disminuyesen la capacidad de almacenamiento y en este caso, el peligro de una destrucción inmediata vertiendo las aguas por encima de él, sería inminente.

Vimos también que se hacía indispensable para tener una capacidad de $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. con una revancha de seguridad de

1 m., uniformar la altura de 4.70 m. del terraplen en todo el largo del colector, lo que produciría un déficit en el importe del volumen de la excavación de pesos 15.000.000 (pág. 422).

Observamos también que el trazado no seguía la línea recta, de modo que a causa de las sinuosidades, habría que calcular lo menos un 20 por ciento más de excavación, lo que representa un nuevo déficit de pesos 5.750.000.

Agreguemos a esto los transportes longitudinales, que harán más conveniente dejar la tierra en el sitio en muchos casos y tener que recurrir a préstamos. Esto encarecería aún más el costo de la excavación.

Se ve los centenares de millones que puede importar esta descabellada obra, que sería la espada de Damocles colocada sobre la cabeza de los pobladores, sin solucionar en lo más mínimo el problema.

No precisamos recurrir a estos extremos para probar que esta obra es irrealizable.

Vamos a suponer el caso ideal, basado en las siguientes hipótesis:

- a) Que el colector mide, solo su desarrollo rectilíneo 400 Km.
- b) Que en el Km. 400 lleva solo 1.000 m³/s., expandiéndose 2.760 m. hasta el Km. 162 en que se expande 4.565 m. correspondiente a un gasto de 3.000 m³/s. (fig. 142).
- c) Que a partir del Km. 162 hasta el Km. 0 no lleva una gota y conserve su caudal constante.
- d) Que el terreno es un plano ideal.
- e) Que el remanso hidrodinámico es solo doble del hidrostático, de acuerdo con Poirée,

No se pensará pues que en mi ánimo exista el menor propósito de exagerar. Veamos ahora el presupuesto que resultaría.

LOS PUENTES

Las Leyes de la Provincia imponen a cada propietario que cerca su campo en la zona del colector, la obligación de dejar portadas cada 3.500 m.

El hacer un río artificial significa un obstáculo más serio que un alambrado.

El proyectista decía por otra parte en su memoria, que había incluido «las obras necesarias destinadas a restablecer la

continuidad de los caminos y vías férreas interceptadas por el canal, o sean los puentes y viaductos necesarios». (Pág. 37).

Así debe ser, desde que las relaciones de derecho entre Estado y Particular, son las mismas que entre particulares, no contando el Estado más ventaja a su favor que la expropiación.

Quiero suponer, que se construya un puente cada 13 Km. — de hierro, — como lo decía su autor y con pilares de manpostería.

Estos puentes costarán cerca de pesos 1.000 el metro y faltaría agregarle los terraplenes de acceso y meditar, que siendo de 5 metros de calzada y teniendo el agua en Mar Chiquita y en zona I, una expansión de 4.565 m. y los puentes tendrán una luz de 1.200 m., se haría necesario en los caminos de mucho tráfico, de 2 líneas de puentes o líneas de puentes con extensos refugios que llegarían a casi doblar su presupuesto. Admitiendo los remansos tolerables en esta clase de obras, se llega a un total de metros de puentes en estas condiciones de 26.200 m. que a pesos 1.000 m.l. hace un total de pesos 26.200.000.

OBRAS DE DESCARGA EN MAR CHIQUITA

Estas obras por su magnitud y siempre admitiendo un caudal de 3.000 m³/s. solo podemos tener de ellas una idea grosera de su costo, comparándolas con el dique sobre el Neuquen, con la ventaja para estas últimas de tener un excelente terreno de tosca para las fundaciones del que se carecería en Mar Chiquita.

La prolongación del dique Neuquen ha costado 10.017,70 pesos moneda legal por metro lineal sin incluir el estribo, y la construcción anterior importó 20.000 pesos moneda legal el metro lineal.

La obra de descarga en Mar Chiquita, dado lo malo de los terrenos de fundación, es más fácil creer que exceda de pesos 20.000 moneda legal el metro lineal, adopto sin embargo el de pesos 10.000. Dado que la altura máxima para 3.000 m³/s. en su desembocadura es de 2.60 m., con las pendientes adoptadas por su autor, la media será de 1.30 m. y con una velocidad de 2 m/s. resulta una longitud de dique de 1.150 m.

Al precio de pesos 10.000 moneda legal importa 11.600.000 pesos. Como es un cálculo, solo para formar una idea tomo pesos 10.000.000 como costo de esta obra.

COMPUERTAS

El colector cruzará las hondonadas obstruyendo el desagüe, y muchos relevamientos en la zona del colector acusan contrapendientes. Será entonces necesario colocar compuertas en el terraplen del colector, del mismo modo que las hay en los canales doblemente endicados actuales, so pena de impedir el desagüe de extensas zonas de campos y aumentar desmesuradamente las expropiaciones.

Si se han de colocar las compuertas a las distancias medias que lo están actualmente, se precisarán 27 compuertas que las podemos estimar en pesos 50.000 cada una, como mínimo dada la carga de agua que soportarán.

Si además como se dice, se va a dejar pasar las crecidas de los arroyos cuando convenga, se precisarán por lo menos 10 compuertas grandes para estos, que las podemos estimar en no menos de pesos 100.000 cada una.

EL MOVIMIENTO DE TIERRA

La distancia media de transporte, contando con que no haya transportes longitudinales, será de 100 m. y adopto el precio de pesos 0.80 el m³., aunque lo considero muy bajo, por las siguientes razones.

a) Porque el terraplen será necesario y considerable en los bajos y casi inútil en las lomas, de modo que habrá grandes transportes longitudinales que no solo encarecerán el desmonte, sino que muchas veces harán imposible económicamente su transporte, de donde resultará un incremento de volúmen o lo que es lo mismo de precio.

b) Porque el colector no se trazará en línea recta, sino haciendo ondulaciones, tratando de buscar los pasos para la corriente de agua, resultando igualmente un aumento de precio o de volúmen por lo menos de un 25 por ciento.

c) Porque en diques de tierra como el construido en el Ciénaga, en nuestro país, ha resultado el costo de m³. de terraplén — extendido con cuidado en capas, regado y apisonado con rodillos — a pesos 4 el m³. Un trabajo cuidadoso, semejante, habría que hacer con el colector. Se ve cuanto mayor de pesos 0.80 por m³. podría resultar.

El cubo del desmonte tomando como su autor la sección del origen con 33.61 m². y la de la desembocadura de 91.41 m². resulta con una media de las dos un volúmen groseramente aproximado de 25.000.000 de m³.

PRESUPUESTO

El presupuesto de mínima para un caudal de 3.000 m³|s., resultaría así para el colector principal, tomando solo el remanso hidrodinámico doble del hidrostático.

Terreno ocupado por la expansión de las aguas 161.180 Hs. y con un remanso 322.000hs. a \$ 200 la ha.	\$	64.400.000
Puentes de hierro con estribos de manpostería distantes 13 Km. 26.200 metros a \$ 1.000 el metro lineal	»	26.000.000
Viaductos; 7.600 m. a \$ 600 el metro....	»	4.560.000
Obras de descarga en Mar Chiquita....	»	10.000.000
Movimiento de tierra: 25.000.000 m ³ . a \$ 0.80 el m ³	»	20.000.000
Compuertas chicas: 27 a \$ 50.000 c u. ..	»	1.350.000
Compuertas grandes: 10 a \$ 100.000 c u... »		1.000.000
Gastos de financiación, imprevistos, etc., el 20 por ciento	»	24.000.000
		<hr/>
Total	\$	151.310.000

Falta aún incluir accesos a puentes, desviaciones de arroyos, revestimientos de taludes que miden 7.540.000 m²., los cuades a pesos 5.000 el m². importarían pesos 37.000.000.

Falta pensar que si el remanso hidrodinámico en vez de ser 2 veces el hidrostático, es 9 veces como lo observado en el Río Paraguay, en las crecientes del Paraná en Corrientes y la indemnización a pagar por la tierra solamente sería en tal caso de pesos 596.000.000, calculada la tierra a pesos 200 la hectárea.

Si el caudal en vez de los 3.000 m³|s. es de 15.000 m³|s., que se jacta su autor que conduciría, el presupuesto pasaría de pesos 300.000.000.

Lo que ocurriría como se dijo ya, será probablemente que el colector no tirará un caudal mayor de 3.000 m³|s. en razón de la vegetación que se desarrollará en las depresiones del suelo, en los años lluviosos que preceden a una inundación general y de otras consideraciones ya expuestas.

Podemos pues concluir que el colector costará en cualquier caso más de pesos 100.000.000.

Como mera curiosidad adjunto el presupuesto del ingeniero Mercau, para esta obra.

PRESUPUESTO DE MÁXIMA DE LAS OBRAS PROPUESTAS

I. MOVIMIENTO DE TIERRA		
Canal colector A, comprendido revestimiento m ³ .		
18.046.000 a \$ 0,80 el metro cúbico	14.436.800	
Canal B, m ³ . 658.500 a \$ 0,64 el m ³	482.025	
OBRAS EN EL RÍO SALADO		
Cierre de los albardones laterales m ³ . 1.600.000 a \$ 0,70 el m ³	1.120.000	
Obras en el cauce <i>ad corpus</i>	600.000	16.584.825
II. OBRAS DE ARTE		
Obras de descarga en Mar Chiquita, vertederos, descargadores de fondo, espigones, desviación de arroyos, viaductos, puentes, alcantarillas, etc. .	9.000.000	9.000.000
III. OBRAS DE DESAGÜE LOCAL		
Nueva red secundaria comprendido obras de arte	3.000.000	3.000.000
IV. ESTUDIOS, DIRECCIÓN, IMPREVISTOS		
<i>Ad corpus</i>	4.000.000	4.000.000
V. INDEMNIZACIONES		
Por ocupación transitoria del terreno quedando los propietarios con el dominio del mismo	5.400.000	5.400.000
Importe total		\$ % 37.984.825

o sea en cifras redondas: Treinta y ocho millones de pesos moneda nacional.

«En cuanto a los precios unitarios que adoptamos, creemos también que ofrecen completa seguridad y no dudamos que si las obras definitivas se sacarán a licitación, de acuerdo con ellos se tendría, lejos de un aumento, una disminución en los mismos.

«Debemos hacer presente a su respecto, que si no fuera nuestro decidido empeño en colocarnos en el caso máximo, facil-

mente nuestro presupuesto podría haber quedado comprendido dentro de una suma alrededor de veinte a veinticinco millones de pesos moneda nacional.

«El estudio del canal colector, la principal obra propuesta en este informe no requiere gran tiempo ni grandes desembolsos. El costo del levantamiento de la zona suficiente para su estudio y trazado definitivo no requerirá un gasto superior a pesos 20.000 y puede ejecutarse en solo algunos meses».

Como exponente de la seriedad de las afirmaciones del autor, basta mencionar que dicho estudio ha costado más de pesos 1.000.000; que el citado informe costó pesos 70.000. Que el Ingeniero Mercau ha percibido en siete años que ha estado en la Dirección en sueldos más de pesos 130.000 y que el proyecto no ha existido jamás ni existe actualmente, ni es realizable y pretendía su autor un contrato, con un tanto por ciento de su fantástico costo.

PLANILLA DEMOSTRATIVA DE LO INVERTIDO
EN LOS RUBROS SIGUIENTES DURANTE LOS AÑOS 1922 A 1930

Años	Invertido en obras	% sobre un ingreso medio de \$ 1.000.000	Total inversión del año \$ mil	Inversión anual % sobre un ingreso medio de \$ 1.000.000
1922	486.809.73	48.7		
1923	604.821.50	60.5		
1924	881.381.97	88.1		
1925	436.664.27	43.7	874.837.29	87.5
1926	400.960.53	40	1.008.240.48	100
1927	227.848.21	22.8	797.230.26	79.7
1928	253.372.23	25.3	1.122.095.74	112.2
1929	498.833.91	50.	1.134.466.23	113.4
1930	119.461.98	11.9	595.544.39	59.5

Puede observarse por la planilla adjunta la enorme desproporción que existe entre lo invertido en obras y los gastos anuales desde el año 1922 en que comenzó a ocuparse la Comisión de Desagües, del colector.

La columna de los % se ha calculado tomando como entrada media anual de la Dirección de Desagües, la suma de pesos 1.000.000.

OTROS COLECTORES AL SUD DE LOS TRAZADOS POR EL INGENIERO
DUCLOUT Y MERCAU, NO SERÍAN TAMPOCO SOLUCIÓN

La pendiente longitudinal con el trazado del ingeniero Mercau es más o menos 0.00016 y con la profundidad de 2.60 que adquiriría con 3.000 m³|s. la velocidad del agua junto al terraplén sería de más o menos 1 m|s., velocidad que no conviene exceder.

Al transportar más hacia el S. el colector, se descendería de mayor altura hacia el mar o sea, se tendría mayor pendiente que habría que salvar con saltos u otras obras análogas.

Cada uno de estos saltos habría que calcular a más o menos pesos 5.000 moneda legal el metro lineal, de modo que cada uno costaría más o menos la mitad de las obras de descarga en Mar Chiquita o sea pesos 5.000.000.

Habría además otros inconvenientes no menos serios. En las lluvias caídas en Olavarría en la gran tormenta del 21 al 23 de abril de 1923, encontró la tierra recién arada, la que fué arrastrada íntegramente y llevada hacia los bajos, dejando las lomas desnudas de tierra removida por el arado.

Se comprende los enormes aterramientos que se producirían en el colector al cambiar de pendiente los cursos de agua, disminuyendo la velocidad y los ingentes gastos de conservación a que daría lugar. En cuanto a las inundaciones, se producirían con mayor razón aguas abajo del colector, lo mismo que se producirían aguas abajo del colector de Mercau.

Baste recordar que el Riachuelo de Barracas, con una cuenca de 2.031 Km². llevó en 1884 un caudal de 5475 m³|s. y en 1914 otro de 800 m³|s. sin tener sierras a sus espaldas. (Pág. 382).

El Río Luján, llevó en 1913 y en 1914, 2.000 m³|s. sin tener sierras a sus espaldas y con una cuenca de 2.375 Km². hasta la ciudad del mismo nombre, y en 1895 otro de cerca de 3.000 m³|s. y finalmente, el arroyo Maldonado que nace en el Boulevard límite del Municipio, tiene crecidas que inundan barrios de la ciudad de Buenos Aires y que ha hecho parecer ahogadas a personas, etc.

Este riacho no tiene sierras a sus espaldas y tiene a su disposición el Río de la Plata con un desagüe ilimitado.

NO SE OBTENDRÍA NINGÚN ABARATAMIENTO EN LA CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR CON UBICARLO MÁS AL SUD

Hemos supuesto efectivamente que la pendiente transversal de acuerdo con su autor era de 0.00058 y podría pensarse que llevándolo más al S. a Olavarría por ejemplo se obtendría una menor expansión y en consecuencia una economía. Nada más erróneo.

La sección no se podría disminuir so pena de llevar la velocidad a límites intolerables.

Si llamamos 1 a la expansión hidrostática con el trazado de Mercau y ω su pendiente transversal igual a 0.00058 y designamos con 1' la expansión correspondiente a una pendiente transversal, ω en Olavarría en el supuesto que tengan la misma superficie las expansiones hidrostáticas, estarán regidas por la siguiente proporción:

$$\frac{1'}{1} = \sqrt{\frac{\omega}{\omega'}}$$

$$\text{ó } 1' = 1 \sqrt{\frac{\omega}{\omega'}}$$

y si tomamos para una localidad como Azul u Olavarría $\omega = 0,0025$, tendremos:

$$1' = 1 \sqrt{\frac{0,00058}{0,0025}} = 1 \sqrt{0,232} = 0,48 \text{ 1}$$

Quiere decir que la expansión de las aguas sería del 0.48 por ciento solamente, pero como la tierra vale alrededor de pesos 350 es decir que la economía en final de cuentas sería, tomando pesos 200 la Ha. para el valor de la tierra en el trazado anterior del colector.

$$0,48 \frac{350}{200} = 0,84$$

o sea solamente un 16 por ciento de economía que quedaría anulado con creces solo por el mayor movimiento de tierra sin contar con los otros graves inconvenientes ya indicados.

NO SE CONSEGUIRÍA REDUCCIÓN DEL CAUDAL CON EL COLECTOR:
TRAZADO MÁS AL SUD

Hemos visto que en el trazado de Duclout, calcula éste un tiempo de escurrimiento de 4 días para llegar al colector para las lluvias del 18 al 23 de agosto de 1913 en lo que parece está en lo cierto. Es decir, que una lluvia de 3 días tal como la citada del 21 al 24 de febrero de 1915 se escurriría en 7 días.

Las lluvias caídas en Olavarría el 5 de julio de 1919 de 101 mm. y la caída el día 6 del mismo mes de 23 mm., provocaron la inundación más grande que se recuerda en esta ciudad, cubriendo ciertas partes del pueblo con 2.50 m. de agua y ahogándose personas y majadas de ovejas en la campaña. (Véase «La Prensa» de esas fechas).

Esta inundación pasó en 3 días, esto es 1 día más que su tiempo de precipitación.

Una lluvia como la del 21 al 24 de febrero de 1915 de 3 días, se hubiera escurrido en más o menos cuatro días, es decir, en la mitad del tiempo aproximadamente que el calculado por Duclout, para las lluvias de agosto de 1913; en total 9 días.

Reducida pues la cuenca a la mitad, con otro colector trazado más al S. y que captase la mitad de la misma, el caudal queda invariable, con respecto al cálculo de Duclout al tomar una tormenta de 3 días en vez de una de 5 días, como fué la del 18 al 23 de agosto de 1913, pero las probabilidades de una más copiosa precipitación en una zona menor aumentan, de modo que toda ventaja resulta anulada.

El hecho de incorporar mayor área, aguas abajo del colector, no es ventaja al tratar de reducir la carga impositiva, porque entre ambos colectores, las vaguadas están bien limitadas, la expansión de las aguas en los cauces mayores de los arroyos es más pequeña y como las inundaciones no duran sinó 4 días a 7 días entre ambos trazados, el perjuicio no está en relación con la tasa impositiva que resultaría para la propiedad.

CONCLUSIÓN

Colectores al S. del trazado por Duclout son aún menos admisibles que aquel, y se puede afirmar con el mismo criterio, que no convienen por más de pesos 10.000.000, suma por la cual no hay que pensar en hacerlos y toda discusión sobre su presupuesto es superflua. (Pág. 215).

LOS EMBALSES EN LAS SIERRAS NO SON SOLUCIÓN

Si el colector presta servicios solamente en el caso que estando colmados los bajos, — es decir la inundación producida, — se produzca el escurrimiento de las aguas, los embalses tampoco remediarían el mal. Se reducirían a lo sumo en un 20 por ciento las inundaciones en el caso extraordinario — que no se ha producido en ninguna inundación general — de que lloviese solo aguas arriba de los mismos.

En cuanto al presupuesto, basta pensar que si el desviar el agua cuesta centenares de millones, el retenerla costará aún más y obras más sólidas.

Con igual criterio, podíamos dar como inaceptable un sistema de embalses que costase más de pesos 10.000.000 y que almacenase toda el agua que desvía el colector, es decir, que este medio está fuera de discusión.

ES FUNDAMENTALMENTE ERRÓNEA LA TEORÍA DE QUE LAS AVENIDAS DE LA PARTE ALTA SON LAS CAUSANTES DE LOS MAYORES DAÑOS Y QUE SUPRIMIDAS ELLAS LAS INUNDACIONES QUEDAN REDUCIDAS A PROPORCIONES MÍNIMAS

Hay una cuenca que recibe las aguas de la parte alta que es la de los canales 9 y 11 con una superficie de 20.158 Km².

En esta cuenca casi en un paralelo se encuentran, las ciudades de Olavarría, Azul y Rauch. La superficie de esta cuenca que llamamos alta — comprendida entre las sierras y el paralelo mencionado — es más o menos de 6.400 Km².

Puedo considerar como alta la región el S. de este paralelo y dado que las poblaciones sufren con las inundaciones, me ha sido fácil averiguar por el testimonio de vecinos datos aproximados de las crecientes de los arroyos Tapalqué, Azul y Chapaleofú, principales cursos de las sierras.

Solicité del Ingeniero Eduardo Naulé, vecino del Azul, datos respecto a inundaciones y revisando los libros de la Municipalidad, se encontraron informaciones relativas a comisiones de vecinos formadas para socorrer a los damnificados en los siguientes años:

El Ingeniero Naule, dice textualmente: «La inundación de 1889 fué del 18 al 20 de septiembre, tomando por base la calle principal San Martín más o menos normal al arroyo. El des-

borde llegó hasta la calle Colón quedando bajo las aguas las calles denominadas Las Flores, Patagones, Maipú, Alvear, Rivadavia y Colón y como cada cuadra es de 100 m. tuvo un ancho el arroyo sobre la ribera derecha, de 600 m. y otro tanto sobre la izquierda.

«Las inundaciones del 19 al 22 de septiembre de 1900 y del 3 al 5 de julio de 1919, llegaron solo hasta la calle Rivadavia o sea una cuadra menos que la primera. Estas son las inundaciones de mayor importancia y dignas de mencionarse, sobre todo en este siglo y de las cuales queda constancia en los archivos de la Municipalidad».

CRECIENTES DEL ARROYO CHAPALEOFÚ

El señor Justo J. Otaño, Intendente Municipal de Rauch, contesta gentilmente a mi pedido de informes, con los párrafos de la carta que extracto:

«Me es grato acusar recibo de su atenta de fecha 29 del ppdo. y en respuesta cúpleme comunicarle que las grandes crecidas del arroyo Chapaleofú que se guarda memoria de ellas, fueron en septiembre del año 1900, agosto de 1913 y julio de 1919, abarcando las aguas una gran extensión en algunos puntos del partido, pero ninguna de ellas inundaron el pueblo, sino solamente sus inmediaciones».

Parece ser que fueron crecientes de más o menos la misma intensidad las que se citan.

CRECIENTES DEL ARROYO TAPALQUÉ

Las más grandes que se recuerdan, fueron producidas en los primeros días de julio de 1919, y se pueden leer los detalles en «La Prensa» del día 7 de julio y siguientes.

La crecida del Tapalqué fué de tal magnitud, que muchos barrios de la ciudad de Olavarría se vieron cubiertos por 2.50 m. de agua, pereciendo personas ahogadas, arrastrando el arroyo tres puentes y causando a un solo estanciero, el señor Rivero, la pérdida de 5.000 lanares que perecieron ahogados.

Fué al decir de los vecinos, la mayor inundación producida y con seguridad el arroyo Tapalqué según detalles que se me dieron llevó más de 2.000 m³/s.

Hubo también creciente en este arroyo en los años 1900 y 1913, pero no mayores.

CRECIENTE DEL ARROYO VALLIMANCA

Estas mismas lluvias de julio de 1919, originaron la crecien- te más grande que se recuerda de este arroyo, midiendo su caudal en Del Carril 1.000 m³|s. (pág. 177), calculándose a esta altura que por los cañadones, por donde pasa el canal 16 se escurrió un caudal no menor de 500 m³|s., de modo que con otras disgregaciones que sufrió esta avenida, podemos estimar su caudal en su desembocadura, cerca de La Flores Grandes en 1.755 m³|s. (pág. 333).

En «La Prensa» del 8 de julio se encuentran comunicaciones de La Madrid en donde se hace saber que las aguas han inundado la mitad del partido, alcanzando en los alrededores del pueblo hasta 2 m. de profundidad.

En «La Prensa» del día 9 se hace saber que las aguas llegan hasta 4 metros de la Plaza de Bolívar y en los números del 10 y 11 de julio, que la situación en Bolívar es gravísima.

En «La Prensa» del día 13 de julio, acusa la inundación en Micheo con mortandad de ganado, y el 14 de julio alcanzó su máximo en Del Carril con un caudal de 1.000 m³|s.

La causa de esto es bien simple:

Las condiciones de la cuenca en el año lluvioso de 1919 que marca un total anual de 1.137 mm. con considerable exceso sobre el normal que es de 830.9 mm., tomó la zona inundable con sus bajos casi colmados y particularmente la cuenca del Vallimanca por el agravante de haber ocurrido las copiosas lluvias del 9 y 10 de junio, pocos días antes.

Si se exceptúa esa cuenca y la de Las Flores, las demás originaron es cierto inundaciones, pero el canal 9 resistió perfectamente bien, quiere decir que el volúmen de la cuenca de los canales 9 y 11 no fué considerable.

En cambio en agosto de 1922 se rompió el canal 9, (página 179) se ocasionaron gravísimas inundaciones en Dolores con una lluvia insignificante de 63 mm. en la cuenca de los canales 9 y 11.

Se adjunta para mayor claridad un cuadro de las precipitaciones en la línea al S. de Rauch, Azul y Olavarría, para las diversas lluvias enumeradas.

Es de observar que ninguno de los testimonios citados dicen haberse producido grandes avenidas de las sierras en agos-

CUENCA DE LOS CANALES 9 Y 11.— TORMENTAS QUE CAUSARON INUNDACIONES (Véase pág. 195)

Cuencas diversas	15 al 23 de agosto de 1922		29 de junio al 6 de julio de 1919		18 al 23 de agosto de 1913		Septiembre de 1900		Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915	
	Precipit Media mm.	Total Hm ³ .	media mm.	Total Hm ³ .	Media mm.	Total Hm ³ .	Media mm.	Total Hm ³ .	Media mm.	Total Hm ³ .
Cuenca alta al S. de Rauch, Azul y Olavarría. Superficie 6.400 Km ²	61,6	394	94,15	603	180	1152	117,2	750	131,3	840
Cuenca de los canales 9 y 11 D, F, G, H, I, J, D. Superficie 20.158 Km ²	70,48	1421	84,1	1695	137,6	2773			104	2096
Volumen del escurrimiento 75 % del caído, para la zona al S. del Azul, Olavarría y Rauch		296		452		864		563		630
Superficie en por ciento de la cuenca que ocuparía este volumen escurrido en bajos de un metro de profundidad		1,47 %		2,25 %		4,3 %		2,8 %		3,14 %

to de 1922 y sin embargo hubo inundaciones, lo que significa, que no es la zona alta la que las causa.

Es de notar que en el caso más desfavorable, en las lluvias del 18 al 23 de agosto de 1913 el volúmen escurrido de la zona al S. de Azul, Ayacucho y Olavarría, tomado éste al 75 por ciento del caído, solo alcanza a ocupar un 4,3 por ciento de la cuenca de los canales 9 y 11 en bajos de 1 m. de profundidad, u 8,6 por ciento en bajos de 0.50 m. de profundidad.

Mal puede pues ser culpado a este volúmen de agua, la inundación que pasó del 45 por ciento de dicha zona en esa oportunidad, mayor que la del año 1900. (Véase fig. 17).

En la lluvia del 21 al 24 de febrero de 1915, cayeron en la zona alta mayor volúmen que en la de julio de 1919, y sin embargo los residentes en las ciudades de Azul, Rauch y Olavarría no recuerdan de inundaciones producidas, quiere decir, que si se produjeron no les llamaron la atención al igual que en las lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926.

Fué en las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 la evaporación del verano, precedente y no a la ocurrida después de esta tormenta que libró de una catástrofe a la zona baja, efecto paulatino análogo al que se obtiene por un drenaje.

Se deduce de este cuadro, que en las lluvias del 15 al 23 de agosto de 1922 con precipitación de 394 Hm³ en la zona alta, se producen más graves inundaciones en Dolores, rotura del canal 9, visita del P. E. a la zona inundada, etc., perjuicios mucho mayores al decir del Ingeniero Gandc, Inspector de la Dirección de Desagües y que presencié ambas, — que las que produjeron las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, cuando segun testimonios de vecinos que se citan, hubo violentas crecidas de los arroyos que bajan de las sierras, a las cuales resistió el canal 9 y las inundaciones en la zona de los canales 9 y 11 no fueron de consideración.

En estas lluvias se precipitaron en la zona alta al S. de la línea Azul, Rauch, Olavarría 603 Hm³. sin causar inundaciones de consideración en estos partidos ni grandes perjuicios aguas abajo de dicha zona.

Se ve, que no es tanto la lluvia que cae en la parte alta como la falta de depósitos para almacenarla — cuando llueve también en la baja o sus depresiones se hallan colmadas por anteriores lluvias — lo que causa los mayores desastres.

En cuanto a la inundación del Vallimanca ocasionada por las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, pudo fácilmente evitarse.

Se presenta el cuadro comparativo para mayor claridad, que repetimos nuevamente. (Véase pág. 335).

Cuencas diversas	Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915		Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919		Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	
	Precipit Media en mm.	Total en Hm ³	Media en mm.	Total en Hm ³	Media en mm.	Total en Hm ³
Cuenca del Vallimanca, según Duclout, 12.867 Km ²	139.6	1796	130	1676	143.64	1848
Cuenca Y, A, B, Q, de Duclout tributaria del Vallimanca, 9300 kilómetros cuadrados	91.6	852	90.80	844	196	1823
Zona al O. de N, B, Q, L, hasta Meridiano V, superficie 50.400 kilómetros cuadrados	97	4889	133.9	6748	137.59	6934
Total		7537		9268		10.605

OBSERVACIÓN. -- Si se le asigna a la cuenca del Vallimanca 18.800 Km²., aceptando su extensión hacia el sur, según el Ferrocarril Sud, las precipitaciones hubieran sido 165,7 milímetros en la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 y en la del 29 de junio al 6 de julio de 1919, 148,8 milímetros. Las precipitaciones medias y totales hubieran sido para estas tormentas.

Fecha de las lluvias	Cuenca de Vallimanca 18.800 Km ²	
	Precipitación media en mm.	Precipitación total en Hm ³
21 al 24 de febrero de 1915	165.7	3.115
29 de junio al 6 de julio de 1919 ..	148.4	2.790
15 al 28 de marzo de 1926	113.8	2.139

Se observa que en las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, el Saladillo llegó a un caudal en Del Carril de 1.000 m³|s. (pág. 177) y el Salado en Gorchs a 3.082 m³|s. (pág. 170), en Villanueva a 2.874 m³|s. (pág. 171) y en Guerrero llegó a 1.400 m³|s. aproximadamente. (pág. 172).

Computando las cuencas de 12.867 Km². y de 9.300 Km²., se llega a un total de precipitación para ambas de 2.520 Hm³. en los 8 días que duró esta tormenta.

En la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, la precipitación en ambas cuencas que suman en un conjunto 22.167

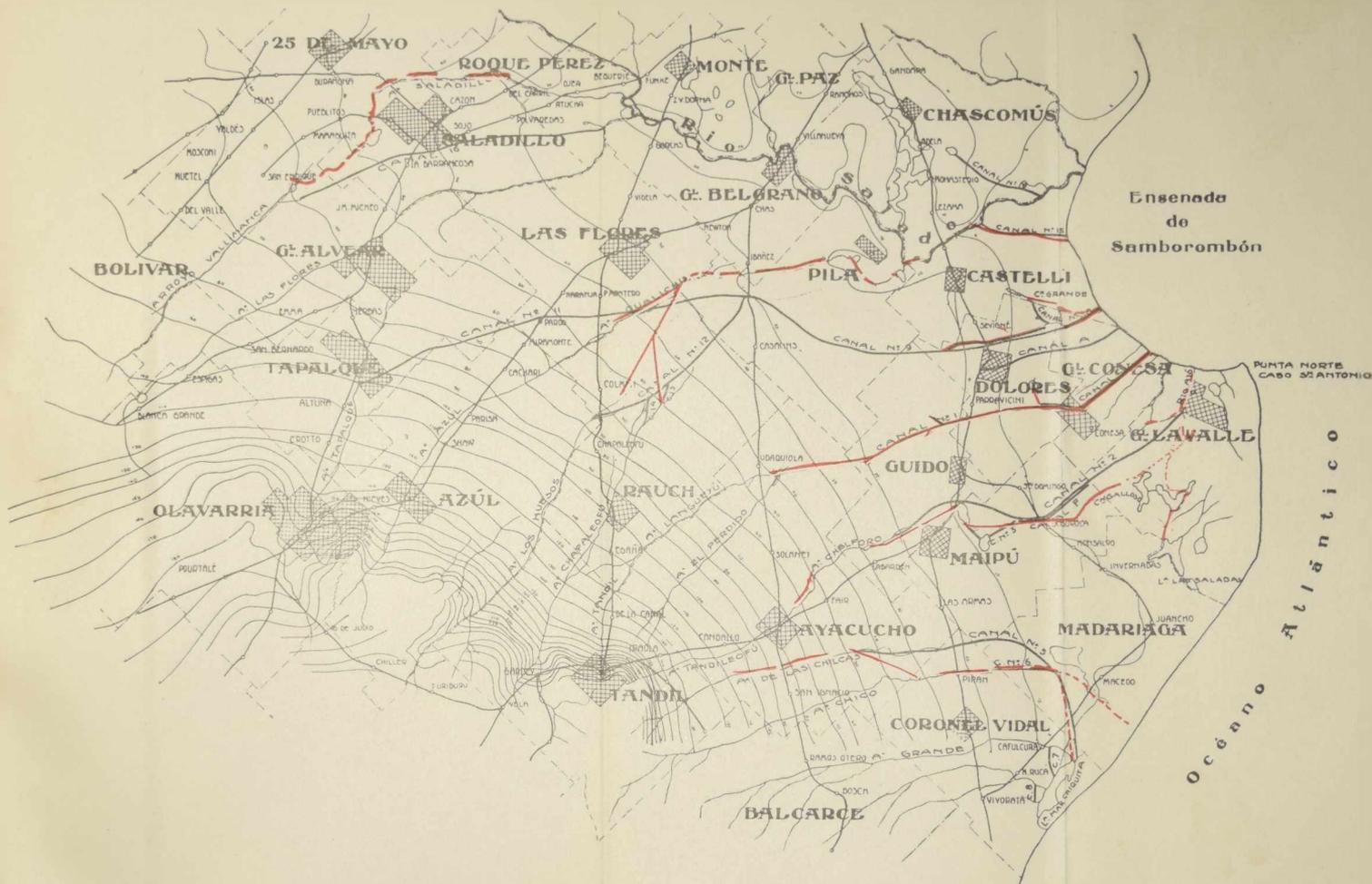
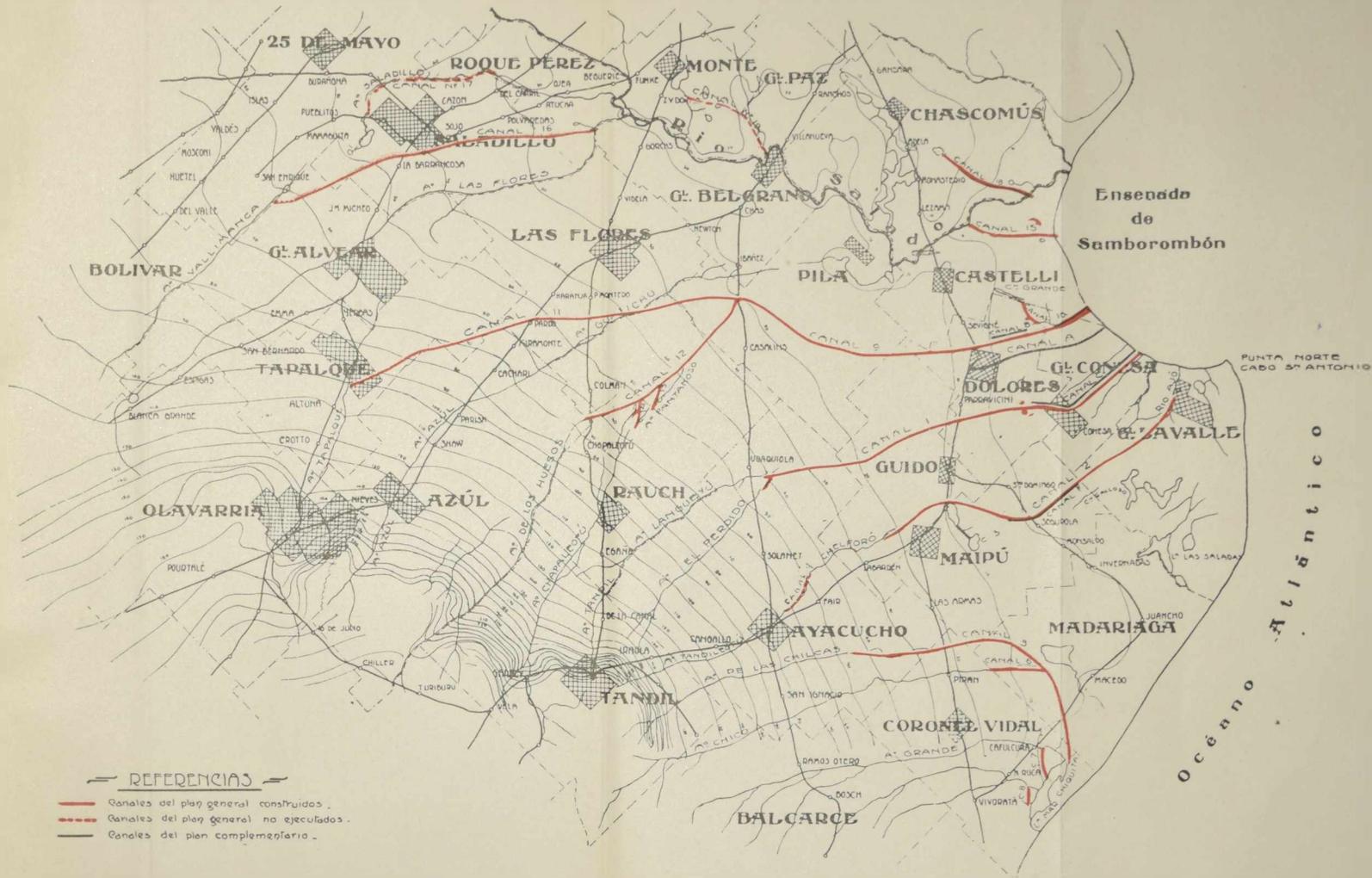
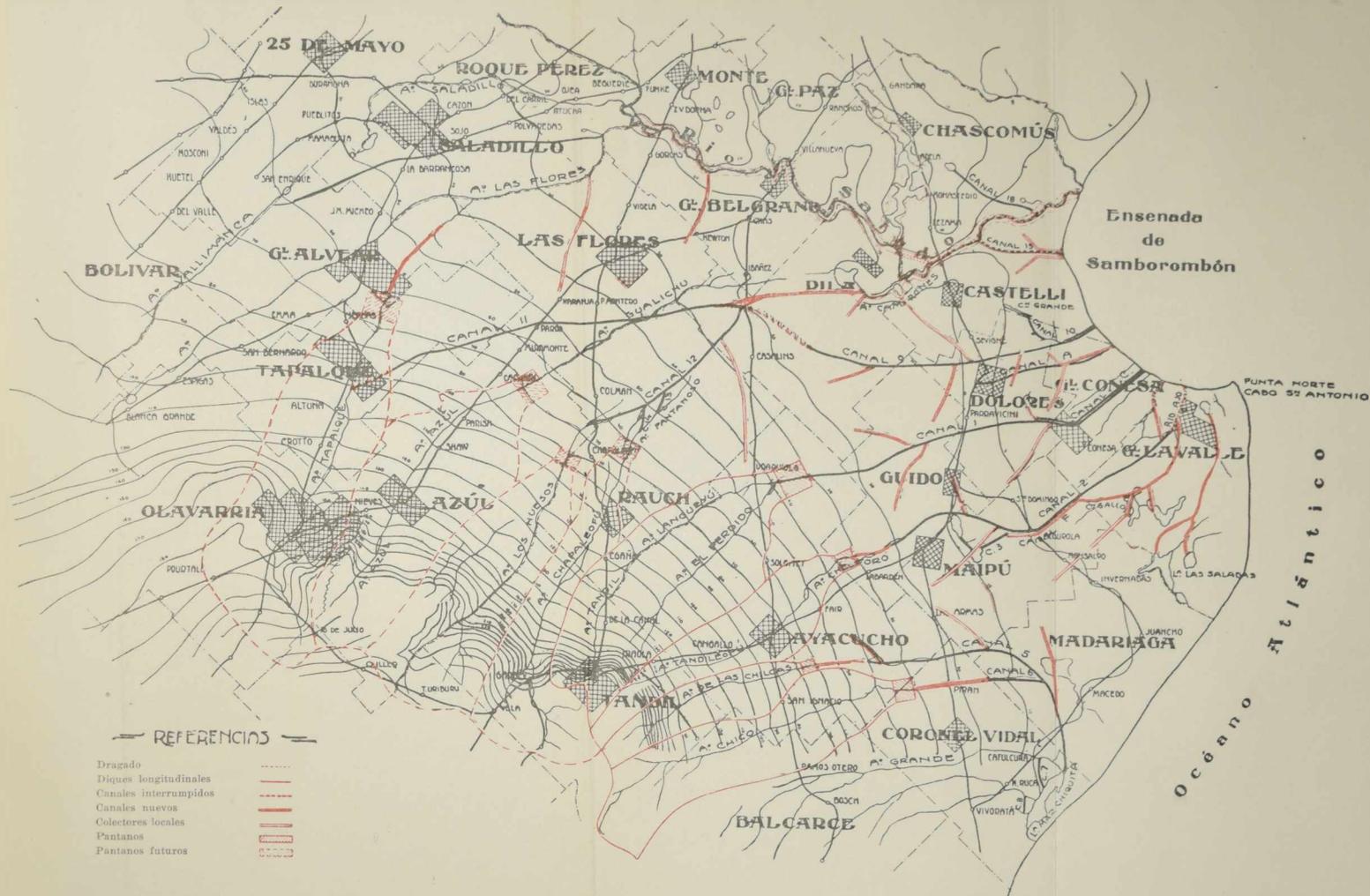


Figura 144
 Plan Departamento de Ingenieros. Año 1890. Base del Plan. Drenaje





Planta 150

Plan Ingeniero Carlos Wauters, Año 1914

Base del Plan: Retención de las aguas de la parte alta, Endicamiento del Salado y drenaje.



Figura 151
Plan Ingeniero E. Aguirre Año 1917

Base del Plan: Descenso de la napa freática por medio de canales profundamente escavados para así poder absorber las grandes lluvias. Estima la capacidad de las depresiones del suelo en solo 100 mm.
Completa el plan una serie de Colectores y desviadores.

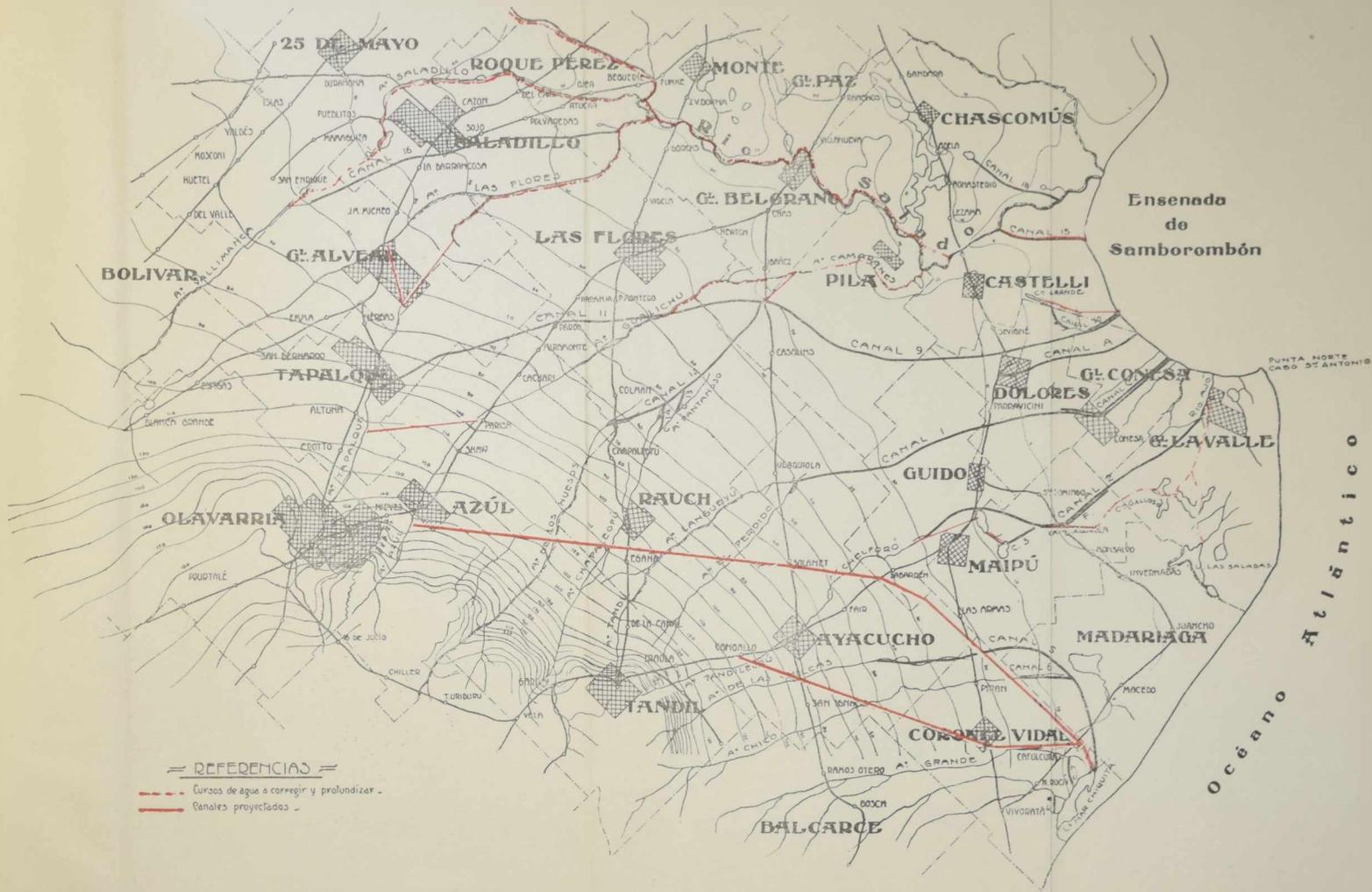


Figura 152
 Plan del Ingeniero J. Romero, Año 1919
 Base del Plan: Desviación de las aguas de la parte alta y drenaje



Figura 153
 Plan del ingeniero M. Arce. Año 1919
 Base del Plan: Drenaje, Desviación y Endicamiento del Salado

Km². llegó a un total de 2.648 Hm³., mayor volúmen y mayor violencia de la precipitación, que se produjo en 3 días en vez de 8 días, habiendo ocurrido en año lluvioso y de inundaciones generales, precedido de lluviosos. No alteró mayormente el régimen del Saladillo en Del Carril, ni el Salado en Guerrero, Gorchs y Bonnement. (Véase fig. 71).

En la tormenta del 15 al 28 de Marzo de 1926, se precipitaron en ambas cuencas 3.671 Hm³. sin conseguir llevar el Saladillo en Del Carril ni el Salado en Guerrero, a su régimen normal.

El año 1926 tuvo una precipitación de 953.6 mm. con inundaciones parciales en Dolores, en agosto, precedido del año 1925 con 918.8 mm., ambos con exceso sobre los 830.9 mm. del año normal.

Podemos agregar una consideración final:

Las lluvias caídas en el mes de septiembre de 1900 originaron la mayor crecida del Salado en ese año, y también la mayor inundación del mismo año y sumaron como media 111.7 mm. en la cuenca del colector. (fig. 39).

Suponiendo un 25 por ciento de pérdidas por evaporación e infiltración, nos quedan 84 mm.

Suponiendo que se hubieran escurrido íntegramente a la zona baja al Sud del colector, de extensión aproximadamente igual a la cuenca del mismo, no podríamos tener una inundación mayor del 8.4 por ciento de la superficie en bajos de 1 m. de profundidad y mayor del 16.8 por ciento, en bajos de 0.50 m de profundidad.

Basta echar una ojeada a la lámina «Plano de la zona abarcada por la inundación en el año 1900» (fig. 17), para darse cuenta de que la inundación en la zona alta y baja pasó simultáneamente del 40 por ciento y si fuera solo el agua caída en la zona alta, lo que inunda la baja, los 84 mm. no podrían haber inundado un área aproximadamente doble en más de un 8.4 por ciento en bajos de 0.50 de profundidad, y la inundación alcanzó simultáneamente el 40 por ciento de la superficie.

Similar caso acontecería, con los 173.3 mm. caídos en la misma cuenca del 18 al 23 de agosto de 1913.

Dado el pequeño caudal que pasó por las roturas del canal 9 en la cuenca del Camarones en esta ocasión, 300 m³/s. más o menos, y la escasa variación de la altura del agua del arroyo Saladillo en Del Carril en ambas ocasiones, es de pensar que

el 75 por ciento de escurrimiento supuesto, es una exageración en ambos casos.

No debe perderse de vista que el agua escurrida de la parte alta, en gran parte solo sirve para aumentar la profundidad de lo ya inundado, sin aumentar su superficie.

No hay que atribuir a la zona alta la causa de las inundaciones ni de los mayores perjuicios, sino a la acumulación del agua en las depresiones por lluvias anteriores que anula la capacidad de la cuenca.

Todos los planes de desagües basados en la preponderancia y eliminación del efecto de las aguas de la parte alta son fundamentalmente erróneos, ineficaces y costosísimos.

CAPITULO VIII

Informe de la Comisión Asesora de Desagües de la Provincia de Buenos Aires

SÍNTESIS DEL INFORME

Señor Gobernador de la Provincia de Buenos Aires. Dr. Don Valentin Vergara.

«Tenemos el agrado de dirigirnos a V. E. remitiéndole el adjunto informe sintético de carácter confidencial que V. E. tuvo a bien pedirnos en la entrevista que tuvimos el honor de celebrar en su despacho con V. E. y el Señor Ministro de Obras Públicas.

Este informe es un resumen del estudio que nos ha encomendado la Dirección de Desagües, de acuerdo con lo indicado por el Señor Ministro de Obras Públicas Ingeniero Ernesto C. Boatti referente a los diversos proyectos presentados para solucionar el problema de las inundaciones en la zona sur de la Provincia y en nuestro informe general cuya redacción está muy adelantada se fundamentan y amplían las conclusiones de éste.

Saludamos al Señor Gobernador con nuestra consideración más distinguida».

JULIO R. CASTIÑEIRAS, GUILLERMO C. CÉSPEDES,
EDUARDO HUERGO.

El dictamen, cuya redacción está muy adelantada, ha sido dividido en cinco capítulos, cada uno de los cuales trata los puntos que se indican a continuación:

CAPÍTULO I

CRITERIO GENERAL CON QUE HA ENCARADO LA COMISIÓN
EL ESTUDIO QUE LE FUÉ ENCOMENDADO

Documentos y publicaciones consultadas. — Dada la naturaleza del problema a estudiar, difícil y de índole delicada y la abundante bibliografía que sobre ella existe la comisión ha debido analizar detenidamente más de cuarenta extensas publicaciones, verificando los cálculos, planos, etc., que acompañan a las mismas.

Viajes realizados. — Además del exámen minucioso de todos los planos generales y de detalles correspondientes a los levantamientos efectuados hemos recorrido en ocho viajes en automóvil la mayor parte de la zona inundable, reconociendo detenidamente todos los lugares que requerían una atención especial.

Informes oficiales. — Se ha solicitado informaciones al Ministerio de Marina, sobre la laguna de Mar Chiquita, en el Atlántico; a la Oficina Meteorológica Nacional, sobre las lluvias caídas en la zona; a la Dirección General de Navegación y Puertos, sobre el costo del dragado en los ríos; a la Dirección General de Ferrocarriles de la Nación sobre el costo de los puentes ferroviarios construídos; al Ferrocarril del Sud sobre características de puentes, perjuicios causados por las inundaciones en sus vías, etc., etc.

Opiniones solicitadas. — La Comisión ha creído conveniente dar oportunidad a todos los ingenieros que han intervenido en el estudio del problema de los desagües, sea presentando proyectos o formulando observaciones a los mismos, para que ampliaran sus puntos de vista. En consecuencia dirigió invitaciones en ese sentido, a los Ingenieros Julian Romero, Carlos Wauters, Carlos Posadas, Alejandro Foster, Manuel J. Arce y Alfredo J. Gando.

A excepción del Ingeniero Wauters, dichos ingenieros tuvieron la deferencia de acceder a dicho pedido.

CAPÍTULO II

Dedicado a una relación sintética de los diferentes planos estudiados, dicha síntesis se ha considerado necesaria para facilitar el análisis crítico de los mismos y el estudio del dictamen de la Comisión por cuanto aquellos se encuentran en publicaciones dispersas, muchas de las cuales están agotadas actualmente.

Los proyectos estudiados son los siguientes:

- 1 De los Ingenieros Lavalle y Médici.
- 2 Del Ingeniero Juan Waldorp.
- 3 Del Departamento de Ingenieros de la Provincia.
- 4 Del Ingeniero Carlos Nystromer. Este proyecto fué ejecutado y corresponde a los canales de desagüe designados con los números 1 al 19.
- 5 De la mayoría de la Comisión de 1913, designada por el Poder Ejecutivo de la Provincia. Esta mayoría fué constituida por los Ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp, y el plan de desagüe correspondiente con ligeras variaciones ha sido apoyado oficialmente por la Dirección de Desagües de la Provincia.
- 6 Del Ingeniero Carlos Wauters, quien formaba con los anteriores nombrados la Comisión de 1913 y presentó su plan propio, en disidencia.
- 7 Del Ingeniero Jorge Duclout.
- 8 Del Ingeniero Eduardo Aguirre.
- 9 Del Ingeniero Julian Romero, plan presentado en el año 1919 a la Dirección de Desagües en su carácter de Director Técnico de la misma.
- 10 Del Ingeniero Manuel J. Arce.
- 11 De la Empresa Hector J. Iguain.
- 12 Del Ingeniero Carlos Posadas.

CAPÍTULO III

Para fundamentar el análisis de las observaciones que se formulan a cada uno de los planos estudiados, se indican en este capítulo los criterios técnicos fundamentales que a nuestro juicio deben adoptarse para el estudio de un problema de desagües de la magnitud que tiene el de la zona Sur de la Provincia de Buenos Aires.

En este capítulo se tratan las cuestiones siguientes:

Lluvias que deben considerarse para el cálculo de los caudales. — Se expone los criterios fundamentales y se analiza minuciosamente la lluvia caída desde el 15 al 23 de agosto de 1913, la que, como se sabe, produjo grandes inundaciones.

Esta lluvia que fué general para toda la zona inundable y la cuenca Oeste del Río Salado, presenta notables características y sobre ellas se tienen datos suficientemente fidedignos.

La Comisión estima que la lluvia de 1913, por las aclaraciones que especialmente se hacen, puede ser considerada como básica para la determinación de los caudales que se pueden producir en las obras de desagüe de la zona.

Caudales máximos. — Este punto, de primordial importancia para proyectar obras de desagüe, ha sido considerado muy especialmente, examinando los criterios expuestos por los más eminentes especialistas, las más recientes publicaciones y las experiencias efectuadas con lluvias artificiales habiendo estudiado los trabajos de Gregori, Fantoli, Forti, Kambo, Fontanelli, Engels, etc.

Estudios de los distintos tipos de canales y represas propuestos. — Se establecen fórmulas generales para su aplicación posterior al análisis de las obras proyectadas.

CAPÍTULO IV

Opinión de la Comisión sobre los proyectos estudiados. — Aplicando los criterios fundamentales y las observaciones hechas en sus estudios, la comisión llega a estas conclusiones.

1º No son aceptables, los siguientes:

a) Por haber variado las condiciones que fuera estudiado el problema, los:

1 De los Ingenieros Lavalle y Médici.

2 Del Ingeniero Juan A. Waldorp.

3 Del Departamento de Ingenieros de la Provincia.

b) Por que presentan en su concepción, deficiencias de carácter técnico, o por que para realizarse exigirían un gasto exagerado, los:

1 Del Ingeniero Carlos Wauters.

2 Del Ingeniero Manuel J. Arce.

3 Del Ingeniero Eduardo Aguirre.

4 Del Ingeniero Carlos Posadas.

5 De la Empresa Hector J. Iguain.

2º Son aceptables parcialmente los siguientes planos:

1 De los Ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp (Adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües).

2 Del Ingeniero Julian Romero, presentado en su carácter de Director Técnico de la Dirección de Desagües de año 1919.

3º Las obras construidas con el proyecto y bajo la dirección técnica del Ingeniero Carlos Nystromer, no pudieron haber dado nunca el resultado que se perseguía al ser construídas y al hacer esta afirmación no nos apoyamos únicamente en el resultado de su funcionamiento durante la inundación del mes de agosto de 1913; el análisis detallado del problema nos lleva a la convicción de que al formularlo ha faltado el concepto hidráulico en que, necesariamente debe fundamentarse un proyecto de esta naturaleza, lo que ha llevado a fijar secciones evidentemente reducidas para los canales y ubicar la captación de las aguas de la zona alta en lugares inadecuados.

Sin duda que las obras han mejorado algo la situación que se producía con anterioridad a la fecha de su terminación; pero esta leve mejora se ha obtenido mediante la inversión de una suma demasiado elevada,, (apreciada en más de pesos 50.000.000), que quizás hubiera sido suficiente para eliminar los efectos más perjudiciales de las inundaciones.

Algunos de los canales existentes deberán ser parcialmente destruídos al ejecutarse nuevas obras que formen parte de un plan de conjunto debidamente estudiado; y los otros, para ser utilizados eficazmente en el desagüe de la zona baja, requerirán obras de corrección.

La comisión opina que si se hubiera realizado, con las modificaciones que resultaran de los estudios definitivos, la idea del Departamento de Ingenieros de conducir las aguas por sus cursos naturales, siempre que se hubiese abierto un número suficiente de bocas de descarga al mar, se hubiera obtenido un resultado más eficaz, aunque no suficiente y desde luego en mejores condiciones técnicas y económicas.

Además, la mayor parte de las obras que se hubieren ejecutado respondiendo a ese criterio hubieran podido aprovecharse para el desagüe de la zona baja, disminuyendo el costo de las que será necesario construir en la actualidad.

EL PROYECTO MERCAU-WALDORP

En líneas generales el plan de la mayoría de la Comisión de 1913, después de tener en cuenta las modificaciones introducidas, consiste en:

a) La construcción de un canal desviador o colector que partiendo de Mar Chiquita y siguiendo una línea curva de traza poco inclinada con respecto a las curvas de nivel, llegaría con su extremo, Km. 300 hasta un punto, al sur de General Alvear, de la línea divisoria de las cuencas de los arroyos Tapalqué y Las Flores.

b) La construcción de colectores o desviadores del mismo tipo para el desagüe de la zona baja.

c) El cierre de las aberturas que existen en los albardones del tronco inferior del Río Salado, para evitar las inundaciones producidas por los desbordes de las aguas de ese río en los terrenos bajos, como los denominados Las Saladillas, por ejemplo en las proximidades de las estaciones Guerrero y Castelli.

Los caudales máximos se han calculado con una fórmula propuesta por el Ingeniero Agustín Mercau, la cual no ha sido considerada aceptable por esta Comisión. No obstante, conviene hacer notar que las obras proyectadas no dependen de la fórmula y pueden conducir caudales mucho mayores que los admitidos por los proyectistas sin que sea necesario aumentar las dimensiones de los terraplenes, si bien la superficie de la zona de expansión resultará mayor que la prevista. Consideramos que los caudales calculados con dicha fórmula son notablemente inferiores a los que puede producir una lluvia como la del mes de agosto de 1913.

Las observaciones que la Comisión formula a este proyecto son:

1º No son aceptables, los canales de tipo desviador para el desagüe de la zona baja.

2º Limitado hasta el Km. 300 deja sin solucionar el desagüe de todas las zonas correspondientes a las cuencas de los arroyos Vallimanca, Saladillo y Las Flores que tiene una superficie total de más de 2.500.000 Hs.

3º No soluciona la situación de la parte de la zona inundable situada al sur del colector proyectado. Se hace notar que, a pedido de esta comisión, la Dirección de Desagües dió a co-

nocer su plan para resolver este punto, al que se hará referencia más adelante.

Por lo demás la Comisión estima que, los canales del tipo desviador son los más convenientes desde el punto de vista técnico y económico para evitar como es imprescindible, que las aguas de la zona alta pasen a la baja sumando sus efectos inundantes a los de las lluvias que caen en la última.

Sobre la prolongación del colector hasta un punto que permita recibir las aguas del Arroyo Vallimanca, la Dirección de Desagües ordenó en oportunidad, que se efectuaran los estudios correspondientes, los que han sido terminados y demuestran la posibilidad de ejecutar dicha prolongación; hasta la fecha no se ha adoptado, sin embargo, resolución oficial al respecto.

EL PLAN DEL INGENIERO ROMERO (AÑO 1919)

Comprende las siguientes obras:

1. *Canal desviador de Ayacucho.* — Del mismo tipo que el propuesto en el plan Mercau-Waldorp; con su extremo superior en las proximidades de la estación Cangallo (F. C. S.) pasa al sur de Ayacucho para seguir después la dirección del Arroyo Grande hasta la Laguna Mar Chiquita; tiene por objeto desviar las crecidas del régimen torrencial de los arroyos Tandileofú, Chico y Chilcas.

2. *Canal desviador del Camarones y Vecino.* — Obra del mismo tipo que la anterior para conducir a Mar Chiquita las aguas de los arroyos Azul, Corina Cortaderas, Los Huesos, Chapaleofú, Lengueyú, Perdido y Chelforó: su extremo superior se ubica al Sur de la ciudad del Azul.

3. *Canal de desviación del arroyo Tapalqué al del Azul.*

4. *Desagüe de la zona baja.* — (Comprendida entre el desviador de Camarones y el Río Salado o el Océano Atlántico) por medio de canales excavados, siguiendo las vaguadas naturales, canal de Ajó, rectificación y ensanche de los cauces de los arroyos; destrucción parcial de los canales N° 2 y N° 9.

5. *Río Salado.* — a) *Tramo inferior.* — Desde la laguna La Tigra hasta la desembocadura; aumento de la capacidad del canal aliviador N 15, obra parcialmente ejecutada en los

años 1920-1922 y rebaje del umbral del mismo en El Callejón, disponiéndolo a nivel del fondo del Río Salado.

b) *Tramo colector.* — Desde la laguna Las Flores hasta La Tigra endicamiento sumergible para limitar un cauce menor con capacidad para 300 a 500 m³|s.

Indica además la conveniencia de extender los estudios al tramo superior del río Salado, desde Mar Chiquita hasta la laguna Las Flores; y hace notar que las inundaciones de 1919 producidas por crecidas del Vallimanca, abren un capítulo nuevo en los problemas de los desagües, que no encara en ese momento para no incurrir en improvisaciones.

En base al análisis detallado de dicho plan, la Comisión llega a las siguientes conclusiones:

1º La idea de construir los canales desviadores es aceptable, pues al eliminar con uno de ellos la acción inundante de las crecidas torrenciales provenientes de las lluvias en las sierras, se extienden los beneficios de las obras a todas las tierras sometidas al pago del impuesto de desagüe.

2º La zona que queda al norte del desviador de Camarones resulta con una superficie demasiado extensa, tanto por la parte que corresponde a la cuenca del Salado como a la del Océano; lo que exigiría obras con mayor capacidad que la prevista para que su desagüe resultase eficaz.

3º Deja sin solucionar el desagüe del Vallimanca.

4º Las obras propuestas para las cuencas de los arroyos Tapalqué, Las Flores y Saladillo son insuficientes.

5º Las obras indicadas para la zona baja (Ajó, Dolores, Conesa, Castelli, Pila y General Belgrano) son aceptables, así como la proposición de rebajar el umbral del canal número 15 y su ensanche y profundización hasta darle capacidad para 210 m³|s.

6º El endicamiento sumergible del Río Salado entre Las Flores Grandes y La Tigra debe relacionarse con la solución que se adopte para el Vallimanca y con la incorporación de la zona Oeste al régimen de las obras de desagüe en principio, la finalidad de la idea es aceptable, pero la falta de observaciones prolijas del régimen hidráulico del río no habilita para apreciar debidamente su necesidad y eficacia.

LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA

(Fig. 154)

La Comisión estudia en su informe las distintas soluciones posibles para el desagüe de la zona comprendida entre las sierras y un desviador semejante al del proyecto Mercau-Waldorp, es decir:

1. Rectificación y ensanche de los cursos de los arroyos Las Chilcas, Chico, Tandileofú, Chelforó, Langueyú, Perdido Chapaleofú, San Luis, Los Huesos, Azul, Tapalqué, Las Flores y Vallimanca.
2. Endicamiento longitudinal de tipo especial de los mismos arroyos que permita la entrada de las aguas lateralmente y la expansión de las mismas; esta solución ha sido indicada recientemente por la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües sin asignarle carácter definitivo.
3. Construcción de represas en algunos de los arroyos.
4. Construcción de un segundo desviador.

*

Dado el carácter del presente informe la Comisión se limita a manifestar que sus ideas se concretan en la forma siguiente:

1º Es necesario desviar las aguas de la zona alta para facilitar la absorción del desagüe de los partidos de Saladillo, Roque Pérez, Pila, General Belgrano, Las Flores, Castelli, Dolores, Ajó, Conesa, Maipú, Madariaga, etc., etc.

2º La obra general más conveniente bajo el punto de vista técnico y económico es el canal desviador del tipo propuesto por los Ingenieros Mercau y Waldorp, al cual deben hacerse modificaciones para darle mayor seguridad y eficacia.

3º Debe eliminarse los efectos de las aguas que bajan de las sierras construyendo obras apropiadas para ello; el canal colector del plan Mercau-Waldorp no llena esa condición que refutamos imprescindible.

4º Los canales de desagüe de la zona baja deben seguir las vaguadas de los cursos naturales; siendo las obras construídas insuficientes y con trazados que no responden íntegramente a ese objeto (plan Nystromer) aún después de la desviación de las aguas de la zona alta.

5º El problema del Salado no queda totalmente resuelto con la desviación de las crecidas torrenciales de sus afluentes de

la margen derecha; pero es evidente que al substraerle el aporte de una cuenca de 35.000 Km². — caracterizada por su mayor pendiente — sus caudales máximos disminuirán, se acrecentará la acción reguladora de los grandes receptáculos que presenten su curso o que estén en comunicación con él y en consecuencia la solución de dicho problema se facilitará.

Las obras para mejoramiento total del Río Salado deben encararse conjuntamente con el desagüe de la zona Oeste, desde Mar Chiquita (Junín) hasta la laguna de las Flores Grandes; pues no es equitativo que gravite sobre los propietarios de la actual zona inundable el importe de las que fuesen necesarias a tal objeto.

*

De lo expuesto surge que el plan Mercau-Waldorp y el plan del Ingeniero Romero (año 1919) no satisfacen totalmente las condiciones que la Comisión estima necesarias para resolver el problema de referencia.

El proyecto definitivo de la Comisión debe comprender las siguientes obras:

«A» *Desviación de las aguas de la zona alta.* — La idea del Ingeniero Romero de construir dos desviadores para la zona alta aparece más aceptable siempre que se modificasen las trazas como se indica a continuación.

1. *Canal desviador superior.* — Desde el arroyo Tapalqué al sur de Olavarría hasta Mar Chiquita, pasando al sur de Azul, Ayacucho y Coronel Vidal; su desarrollo total será de 230 Km. y su cuenca tributaria de 11.000 Km². aproximadamente.

A esta obra que tiene por objeto impedir el pasaje hacia el norte de las avenidas torrenciales que bajan de la sierra, arroyo Tapalqué, Azul, Corina, Cortaderas, Los Huesos, Chapaleofú, Perdido, Chelforó, Tandileofú, Chico y Chilcas, le corresponde la prioridad en el plan de construcción, los beneficios que determinen son evidentes: resguarda la zona situada al sur del desviador inferior y al mismo tiempo mejora sus condiciones de funcionamiento. Se deja constancia que no existen relevamientos de la traza indicada para este canal, pero el reconocimiento general del terreno no acusa dificultades insalvables de carácter topográfico.

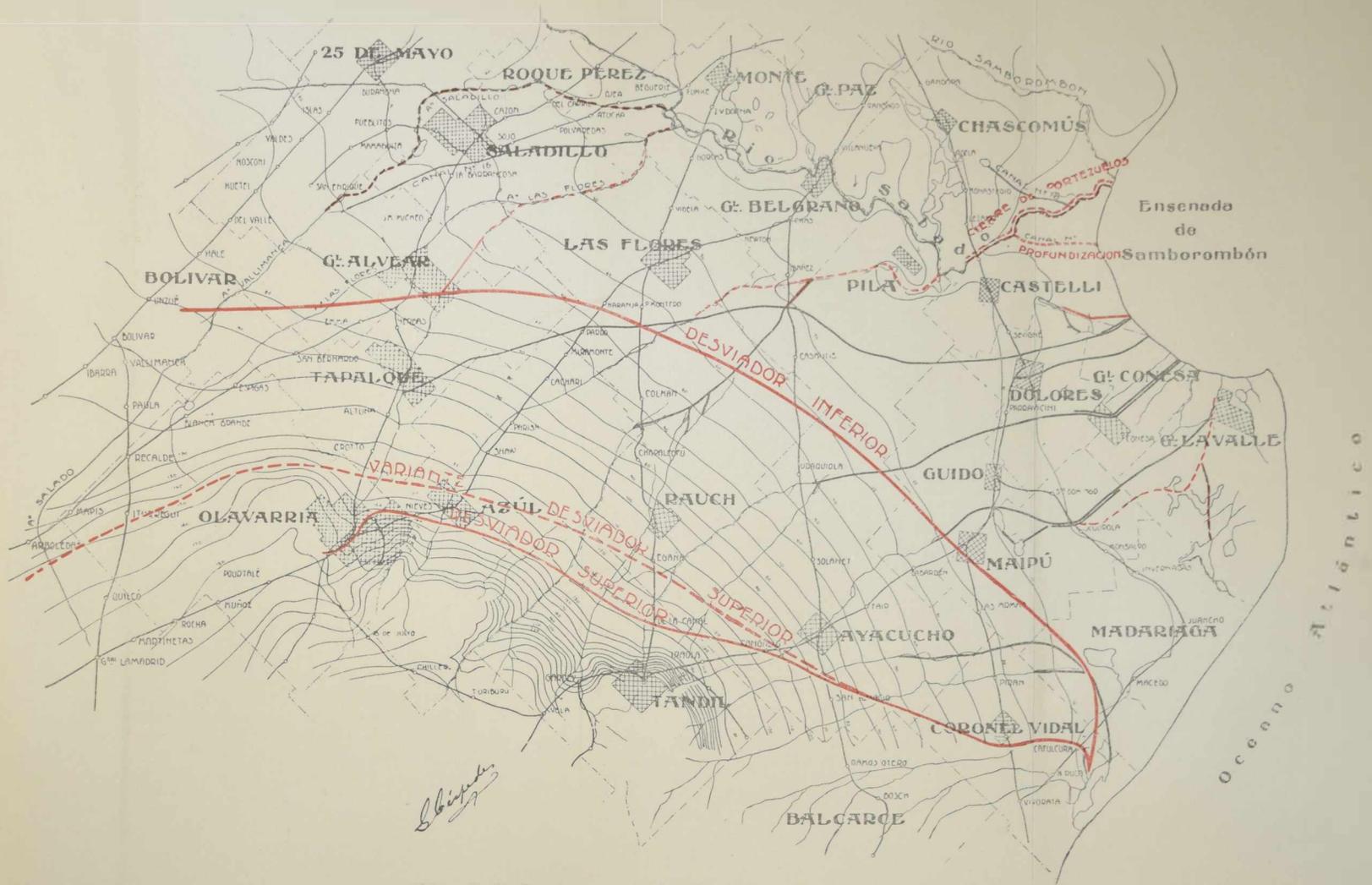


Figura 154

Conclusión de la Comisión Asesora. Año 1927

Base del plan, desviación — costo intolerable — y deja el problema por resolver riesgos considerables. No evita la saturación de las tierras ni el colmo de los hajos hasta más del sesenta por ciento de la superficie de la zona baja. No soluciona el problema del Salado.

Océano Atlántico

2. *Canal desviador inferior.* — Desde el arroyo Vallimanca (algo al norte de la línea férrea Bolívar-Recalde) hasta Mar Chiquita; su traza coincidiría aproximadamente con la estudiada por la Dirección de Desagües. Al formular el proyecto definitivo deberá considerarse la posibilidad de aumentar su pendiente longitudinal y desplazando su traza algo hacia el sud; su desarrollo total será de 400 Km. y su cuenca tributaria, muy alargada en gran parte de pendiente suave, alcanzará a 40.000 Km². aproximadamente; en su extremo superior deberá tener capacidad para 1.500 m³/s.

El presupuesto de máxima ha sido calculado sobre la base de los terraplenes de ambos desviadores han de ser revestidos con una pantalla de hormigón armado.

Con todo, convendría estudiar una variante para el desviador inferior a base de la retención de las aguas de la cuenca superior del Vallimanca, solución que, posiblemente, aumentaría el costo aunque sería técnicamente ventajosa.

«B» *Desagües locales de la zona baja.* — La solución debe estudiarse si bien del plan del Ingeniero Romero con algunas de las obras indicadas por los Ingenieros Arce y Wauters. Las obras serían las siguientes:

1º Rectificación de las vaguadas en la zona litoral abriendo las salidas al mar que se encuentran afluidas y construyendo algunos canales excavados si los estudios definitivos demostraren su necesidad.

2º Rectificación, etc., del curso del arroyo Camarones el que constituirá una excelente vía de desagüe para los partidos de Pila, Las Flores y General Beigrano; el primero se encuentra actualmente en malísimas condiciones de desagüe.

3º Rectificaciones locales de los arroyos Saladillo y Las Flores para permitir el desagüe de las aguas de lluvia que caen en sus propias cuencas.

«C» *Obras en el Río Salado.* — 1º Cierre de las aberturas de los albardones como lo proponen los Ingenieros Mercau y Waldorp.

2º Bajar el umbral, limpiar el cauce y aumentar la capacidad del canal aliviador N° 15, según lo propuesto por el Ingeniero Romero (Año 1919).

«D» *Presupuesto.* — Para la ejecución de la totalidad de las obras indicadas precedentemente se requerirá la inversión de

pesos 100.000.000 moneda nacional. (Cien millones de pesos moneda nacional de curso legal), incluyendo los gastos para los estudios necesarios.

Es posible que al formularse el proyecto definitivo dicha suma pueda reducirse, por resultar favorable las condiciones topográficas; así como se obtuviese que la empresa del F. C. S. tomase a su cargo la construcción de los viaductos necesarios para el cruce de los canales desviadores.

Esta gestión podría fundamentarse en los indiscutibles beneficios que la misma recibirá no solo por la eliminación de los gastos de conservación y de construcción de los terraplenes, destruidos en cada inundación, sino, también, por el aumento de su tráfico de cargas, ya que en una gran parte de la zona se intensificaría la industria agrícola-ganadera.

La Comisión considera que con presupuestos reducidos no será posible dar solución eficaz y equitativa al problema de los desagües, de modo que todos los que costeen las obras reciban beneficios efectivos que le compensen las cargas que han de soportar.

El Gobierno de la Provincia y los mismos propietarios no deben ignorar el monto del desembolso real que es necesario a tal fin.

«E» *Estudios.* — La Dirección de Desagües ha efectuado y continúa efectuando levantamientos planialtimétricos muy detallados que serán de gran utilidad para los estudios definitivos; estando totalmente terminados los siguientes: Zona de 10 Km. de ancho siguiendo la traza definitiva del colector Mercáu-Waldorp; Zona adyacente a los arroyos Azul, Tapalqué, Los Huesos, Chapaleofú, Chelforó, Tandileofú, Las Flores y Vallimanca; Río Salado desde la desembocadura hasta 10 Km. aguas arriba de la línea férrea empalme Lobos-25 de Mayo con un ancho medio de 5 Km., existen además otros estudios parciales de parte de la zona baja de la cuenca de los arroyos Saladillo, Camarones y otras regiones.

Hemos observado que las cuencas de la mayor parte de los arroyos solo han sido estudiadas hasta puntos situados algo más al sud de los límites que especifica la ley para la zona inundable, es decir, para la zona sujeta a pago de impuestos de desagüe. La Dirección de Desagües opina que la Ley no la faculta para estudiar completamente los cursos de esos arroyos.

Considera la Comisión que debe ordenarse la prosecución de los estudios de las cuencas de los arroyos hasta la divisoria de aguas en las sierras. No es posible proyectar obras de desagües para la zona inundable sin estudiar detalladamente el régimen hidráulico de los arroyos y las condiciones topográficas de sus cuencas influyen sobre el carácter de las inundaciones, caudales, etc.

Para los nuevos estudios, teniendo en cuenta los ya efectuados por la Dirección de Desagües podrían destinarse las siguientes sumas, incluídas en la partida de imprevistos del presupuesto máximo:

1 En la zona alta	\$ 200.000
2 En la zona baja, partidos de General Lavalle, Dolores, Castelli, cuenca de los arroyos Camarones, Las Flores, Saladillo etc. .	> 300.000

Total	\$ 500.000

La zona Oeste fué estudiada detalladamente por el eminente geólogo doctor Roth, por encargo del Gobierno de la Provincia y existen planos altimétricos muy completos de la misma; también se han realizado estudios interesantes aunque menos completos por el Ingeniero Ove Olssen de la Dirección de Desagües en cumplimiento del decreto del P. E. de la Provincia de fecha 24 de diciembre de 1914

Con una suma inferior a pesos 100.000 moneda nacional podrían completarse los estudios realizados, para poder proyectar obras de desagüe de la zona Oeste, utilizando el Río Salado como colector principal.

«F» *Ampliación de la zona sujeta a impuesto.* — Opina la comisión que debe ampliarse prescindiendo de la zona Oeste del Salado, la zona sujeta a pago de impuesto, teniendo en cuenta la realización de un plan más completo que beneficia las tierras que con mayor parte de los proyectos hasta ahora presentados no reciben beneficio alguno.

La ampliación debe hacerse desplazando hacia el sur el límite de la zona. En su viaje la comisión ha comprobado, por ejemplo, que la mayor parte del partido de Olavarría recibe perjuicios de consideración por las inundaciones existiendo en

la cuenca del arroyo Brandsen grandes extensiones de campo inundables para las cuales no puede construirse actualmente obras de desagües, por que, con ellas, se empeoraría la situación de las tierras situadas a un nivel más bajo. Lo mismo sucede en los partidos de Azul, Bolivar, etc. Un cálculo aproximado permite apreciar que la zona podría ampliarse hasta un total de 8.5000 .000 Hms.

La comisión opina que debe estudiarse la posibilidad de utilizar el Salado, entre las lagunas Mar Chiquita y Las Flores Grandes, para el desagüe de las tierras de los partidos situados en la cuenca Oeste del mismo que actualmente se encuentran en muy malas condiciones, siendo en gran parte inundables.

Aumentando con esa incorporación la superficie que debe pagar impuesto de desagüe podrían, sin que esto constituyera una carga apreciable, mejorarse notablemente las condiciones de esas tierras, y hacer obras más importantes en el Salado.

«C» *Canon por hectárea.* — Las sumas necesarias para la construcción de las obras, pueden obtenerse en la contratación del empréstito.

Admitiendo, por ejemplo, que el interés de los títulos fuera del 6 y 1/2 por ciento y la amortización de 1/2 por ciento y los gastos de financiación de pesos 5.000.000 se requeriría:

Interés sobre pesos 105.000.000	\$ 6.825.000
Amortización 1/2 por ciento	» 525.000
Conservación de las obras	» 1.000.000
	—————
Total	\$ 8.350.000

Si la zona ampliada tiene una superficie total de 8.500.000 hectáreas el impuesto de desagües por hectárea y por año no alcanzaría a pesos 1.00 moneda nacional. La sola valorización de las tierras beneficiadas, el aumento agrícola-ganadera, la construcción de las obras de desagües, compensarían con exceso el pago de dicho impuesto.

EDUARDO HUERGO, GUILLERMO CÉSPEDES,
JULIO R. CASTIÑEIRAS.

EL PLAN DE LA COMISIÓN ULTIMAMENTE NOMBRADA

En este suscinto informe los Ingenieros Huergo, Castiñeiras y Céspedes, adelantaron las conclusiones a que arribarán en su informe, pero por la sensible pérdida del Ingeniero Huergo, modelo de virtudes, éste no colaboró en el informe que se entregó a la Dirección de Desagües.

El plan se reduce en esencia a las siguientes soluciones:

a) Adopción del plan del Ingeniero Romero, prolongando el colector superior (llamado desviador superior) y substitución del segundo colector por la traza del de Duclout o Mercau.

b) Proponen en vez del colector superior una serie de embalses, como variante.

SÍNTESIS DE LAS DEFICIENCIAS FUNDAMENTALES DEL PLAN

a) Sientan como premisa que son las aguas de la parte alta las causantes de todas las inundaciones y mayores perjuicios, hipótesis errónea, que vuelve el plan ineficaz.

b) El presupuesto que presentan no es real, aún admitiendo exacto el cálculo de caudales y costará a lo menos el doble, falla esta que invalida el plan por volver las tasas insostenibles y sin relación con el beneficio que proporcionaría el mismo.

c) El cálculo de los caudales para los colectores es deficiente, siendo mucho mayor que las cifras que consignan, lo cual hace que el presupuesto probable de máxima, importe sumas colosales.

El cálculo de caudales es deficiente, por las siguientes razones:

I. La fórmula que emplean para el cálculo de los mismos, da su valor en razón directa de las intensidades horarias de la lluvia en cada cuenca e inversa de los tiempos de escurrimientos.

II. Las intensidades horarias que usan y de las cuales es una síntesis los gráficos «Intensidades máximas» compatibles con T y S de la página 263 del informe de la Comisión que adjunto, fig. 163) están muy por debajo de lo real. Primer punto de la deficiencia en los caudales calculados.

Además, las intensidades que toma en la página 291 del informe de la Comisión Asesora, son para una tormenta de 8 días, del 29 de junio al 6 de julio y para el cálculo elige la que

corresponde a la intensidad media de 3 días, con objeto de hacer ver la coincidencia de la fórmula con los caudales observados viciando en consecuencia de inexactitud todos los cálculos de caudales que se apoyan en este dato fundamental e incurriendo en un error que Gregori en la página 18 previene expresamente de no caer. Dice el referido autor:

«Si se supusiese para cuencas algo extensas, los cálculos a base de la intensidad máxima horaria o intensidad de la lluvia por unidad de tiempo correspondiente a una breve duración, se llegaría a resultados *muy discordantes con la verdad*».

III. Los tiempos de escurrimiento en las respectivas cuencas, valor que varía en razón inversa del caudal, son exagerados, de modo que los caudales están por las dos causas anteriores, enormemente disminuídos. Cerciorarse de que los tiempos son exagerados es muy fácil.

En la página 291 del informe, se toma como duración del escurrimiento en la cuenca del Vallimanca para la lluvia de 123 mm. acaecida en los días 4, 5 y 6 de julio de 1919 hasta Bolívar-Recalde, un período de 11 días cuando fué de 4,2 días en realidad. Calculado el caudal de esta cuenca del Vallimanca en Del Carril con este tiempo de 11 días para Bolívar-Recalde, resulta un caudal de 442 m³|s. para la altura de Del Carril por la fórmula de la Comisión (pág. 509), cuando fué observado en el Saladillo 1.000 m³|s. y más de 500 m³|s. bordeando el canal 16. (Pág. 177).

Luego sin dar razones, modifica este escurrimiento a 200 horas (Informe de la Comisión Asesora pág. 293), al parecer con el fin de llegar a un determinado caudal de 3.000 m³|s. para el colector, cuyo caudal lo basan en el tiempo de escurrimiento erróneo del Vallimanca.

Con este tiempo de 200 hs., se llega a un caudal de 580 m³|s. para la cuenca del Vallimanca hasta Del Carril (pág. 510) para las lluvias de julio de 1919, resultado evidentemente erróneo.

La verificación de la fórmula empleada por la Comisión que asegura coincidir con los caudales observados en la página 291 del Informe de la Comisión, no satisface por las dos razones fundamentales siguientes:

Primero. Porque los 400 Km. de vías en la cuenca superior del Vallimanca según telegramas de «La Prensa» de esa época, que se transcriben, obraron con sus terraplenes y aberturas como embalses reguladores (pág. 367) de modo que si la fórmula coincide en estas condiciones con los caudales observados, es errónea. Sería lo mismo que sostener que lo que se escurre por el desarenador del Dique San Roque, es igual al caudal que afluye a su cuenca.

Segundo. Porque lejos de coincidir da para esas lluvias de julio de 1919 empleando sus fórmulas:

Para 200 hs. (pág. 498)	1.400 m ³ s.
y el caudal observado fué (pág. 278)	947 m ³ s.

desfigurado por los represamientos.

Es decir que falla en un 48 por ciento, lo que no es tolerable.

d) Que el método que recomiendan, pero del cual no hacen sino aplicaciones teóricas, se basa en el volúmen que es capaz de retener la cuenca y precisamente es donde la Comisión no parece tener idea clara, pues en la página 367 de su informe, niegan a la cuenca del Vallimanca capacidad para almacenar 90.6 mm. y se demuestra que llega a 300 mm. en un año con exceso de precipitación sobre el normal, pues en las lluvias del 21 de febrero de 1915 al 25 de abril del mismo año, con tierra saturada y bajos semi-colmados, se almacenaron 400 mm. en la cuenca alta del S. del colector Duclout. (Pág. 142).

e) Que como confirmación de estas observaciones, se nota que se asigna una afluencia al colector de un caudal de 3.000 m³|s. con cerca de 50.000 Km². de cuenca, (pág. 378 del Informe de la Comisión Asesora) cuando el Matanza con 2.031 Km². de cuenca ha llevado 5.475 m³|s. (Pág. 386) y el Río Luján muy cerca los ha llevado con 2.375 Km² de cuenca y en la tormenta del 18 al 23 de agosto de 1913, con precipitación de 100 mm., los 36.000 Km² de cuenca cercana al Salado, originaron un caudal superior a 4.561 m³|s. en Guerrero. (Pág. 112).

En Gorch, con el Salado superior bajo, su régimen normal, fué observado en julio de 1919 también un caudal de 3.082 m³ s. (pág. 170), derrame de las cuencas del Vallimanca y Las Flores y un caudal aproximado de 4.845 m³|s. para la altura del colector (pág. 333), y es evidente que una precipitación doble

pudo producirse en ambas cuencas, lo cual hace posible un caudal de $13.710 \text{ m}^3/\text{s}$. a la altura del colector.

El procedimiento de cálculo de los caudales empleado por la Comisión y corregido de las deficiencias da como afluencia al colector un caudal de $28.300 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 519), lo cual está muy lejos de significar que sea este capaz de expeler este caudal en la medida que lo reciba.

El colector no tirará más de $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$. (pág. 414) como máximo ni tiene capacidad para mayor caudal con las dimensiones que le asignan, de modo que el agua se agolpará aumentando considerablemente las indemnizaciones. (Pág. 419).

JUICIO SOBRE EL PLAN

a) Este plan es ineficaz, pues permitirá inundarse el 40 por ciento de la zona propiamente inundable, antes de que corra el agua por los arroyos y tengan algún rol los desviadores en el infaltable período de colmado de los bajos que ha precedido a toda inundación. (Pág. 35).

Se deduce, que si se supone que lo inundado es el 60 por ciento de la zona (fig. 17), este sistema eliminaría únicamente el 20 por ciento de la inundación, dado el caso nunca acontecido en inundaciones generales, de que lloviese exclusivamente aguas arriba de los colectores.

Deja pues subsistente la inundación permanente, la saturación de las tierras y solo se preocupa de la eliminación de la inundación rápida que es muchas veces causa de fertilidad.

b) Si el Riachuelo de Barracas ha vertido caudales de $5475 \text{ m}^3/\text{s}$., en cuencas de 2.031 Km^2 ., (Pág. 386), el Río Luján, caudales de 2.000 y cerca de 3.000 m^3 . en cuencas de 2.375 Km^2 ., Las Garzas, caudales de $1.162 \text{ m}^3/\text{s}$. con insignificante cuenca, (pág. 377), el San Borombón miles de m^3 . (pág. 386 b) y la zona baja adyacente al Salado $4.561 \text{ m}^3/\text{s}$. etc., (pág. 112), es evidente que aguas abajo de los colectores, se producirán las mismas inundaciones y el Salado no será mayormente aliviado.

No se arbitra ningún medio para atenuar las avenidas del tronco superior del mismo.

c) Porque si el propuesto por el Ingeniero Duclout que beneficia a $2.400.000 \text{ Hs}^2$. de campos anegadizos, no conviene por más de pesos $10.000.000$ para proteger la zona realmente

inundable, tampoco conviene este «Desviador Superior» por igual suma y que beneficia a 2.000.000 de Hs. de campos más altos. (Pág. 214).

d) Que en el presupuesto que dan los autores, de pesos 23.000.000 para el «Desviador Superior» y pesos 56.000.000 para el inferior son irrealizables. En tierra a expropiar, habrá mayores desembolsos. Cada uno de estos colectores costará más de pesos 100.000.000, (pág. 439), y más aún si se tiene en cuenta que se destinan pesos 24.000.000, para revestimientos (página 383 del Informe de la Comisión Asesora). No convienen ambos por pesos 10.000.000. Esta falla basta para desechar este plan por económicamente irrealizable. El total del importe del plan, lo calculan en pesos 100.000.000 y costaría más del doble sino cuesta 6 veces más.

Es sensible esta labor malgastada y que se haya embarcado en un plan con colectores, el cual, su mismo autor el Ingeniero Romero, con la honestidad que le fué característica, abandonó en sus últimos años, después que los estudios en el terreno le demostraron su impracticabilidad.

Tal manera de pensar la manifestaba sin ambages, volviendo en su opinión al primitivo plan del Departamento de Ingenieros.

OBSERVACIONES SOBRE LOS CAUDALES

El caudal en el origen del colector, lo fijan sus autores con 2.160 m³/s. aproximadamente (pág. 377 del Informe de la C. A). Que esta cifra es baja es fuera de duda, puesto que el río Matanza ha llevado 5.475 m³/s. sin sierras, y el Río Luján sin sierras, ha llevado 2.000 m³/s. en 1913 y en 1914, y en 1895 un caudal vecino de 3.000 m³/s. y si las sierras tienen el funesto efecto que le atribuyen, alguna influencia deben tener y esto seguramente no por el lado de rebajar los caudales.

El Tapalqué en Olavarría en 1919 llevó mayor caudal de 2.000 m³/s. también y el Vallimanca en 1919 llevó en su desembocadura más de 1.500 m³/s. y el Salado en Gorchs 3.082 m³/s. (pág. 170) caudal originado por las crecientes de Las Flores y Vallimanca, siendo de suponer que a la altura del colector, donde el escurrimiento se verifica en tiempo mitad del Vallimanca, solo hubiese llevado 3.160 m³/s. (pág. 327) de no haber existido represamientos. Hay además posibilidad de que el

Vallimanca solo vierta un caudal de 8940 m³|s. al colector (página 333) y que conjuntamente con Las Flores, llegue a 13.710 m³|s. aproximadamente. Yo he adoptado sin embargo 1.000 m³|s. para el cálculo de la zona de expansión del colector en el Vallimanca (pág. 439). Recomienda y emplea por fin en la página 295 de su informe la fórmula de Kresnik, como la *más aceptable* y dá un derrame de 4.300 m³|s. para 50.000 Km²., interior al derrame del Matanza; 5.475 m³|s. con 2.031 Km². (Pág. 386). El método de cálculo de los caudales, merece pues poca confianza y su presupuesto, íntimamente ligado a él, también.

LA INFLUENCIA DE LA PARTE ALTA

Los autores dedican capital importancia a este asunto, y en la hipótesis de que las aguas de la parte alta son las causantes de todos los males, formulan su plan de eliminación.

Considerando como parte alta la situada al Sud del paralelo Rauch, Azul, Olavarría, la cuenca comprendida desde esta línea hasta las sierras para la cuenca de los canales 9 y 11 mide 6.400 Km. (pág. 448).

El caso más favorable para ver la influencia y predominio de la parte alta sobre la baja, es el de las lluvias del 18 al 23 de agosto de 1913 en las cuales se precipitaron en la citada cuenca 1.152 Hm³|s. se escurrieron de esta cantidad un 75 por ciento o sea 864 Hm³. y esta agua solamente habría inundado un 4.3 por ciento del total de la cuenca de los canales 9 y 11 en bajos de 1 m. de profundidad.

Es evidente que en 1913 la inundación pasó del 50 por ciento en esta cuenca, lo que no se explica si se afirma que es la zona alta la que inunda la baja.

Se ha visto además que dando el 75 por ciento del agua caída en septiembre de 1900 en la cuenca del colector, como escurrida a la parte baja esta agua no puede inundar más del 16.8 por ciento de la superficie en bajos de 0.50 m. de profundidad. (Pág. 449).

Por último en las lluvias caídas en agosto y septiembre de 1931 en la parte baja de la cuenca del Salado, de un total vecino a 200 mm. produjeron inundaciones en Castelli y en el campo El Trigo en Las Flores, según telegramas de la prensa y los cursos de agua, conservándose en régimen bajo el normal.

CRÍTICA A LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES

La Comisión ha asignado una importancia fundamental a los métodos indirectos. Es indudable que no existiendo datos por observación directa es necesario recurrir a los procedimientos indirectos que permiten llegar a determinaciones, pero es lógico que la aplicación de tales métodos debe ser por demás consciente y a los números alcanzados, debe asignarsele el valor que realmente tienen, como deducidos de una cantidad de hipótesis.

Lo mejor será siempre no reducirse exclusivamente a las cifras computadas sino con elasticidad de criterio técnico, fijar, y esto es lo importante, los límites entre que pueden oscilar al cambiar las condiciones básicas hipotéticas.

Los resultados obtenidos por los procedimientos usados por la Comisión, tienen un valor relativo en todos los casos. Pero en este caso particular, puede afirmarse por las razones dadas que ninguno de tales métodos dados por la Comisión (Fórmulas) es aplicable a la Provincia por las condiciones topográficas e hidrográficas. No obstante analizaremos los métodos propuestos.

A) *Método cinemático.* — La literatura italiana al respecto, ha pretendido resolver el problema mediante amplias y complejas disquisiciones de alta matemática. Creemos que esto es irrisorio desde que al final y en la práctica todo ha de basarse en suposiciones y en simples coeficientes de los que dependen los resultados.

Todos estos métodos (que en el fondo no son sino uno), se fundan exclusivamente en el método racional, primeramente expuesto por Chamier (pág. 314), quien sin el empleo de matemáticas resolvió el mismo problema, con el mismo resultado, desde que los elementos deben ser el resultado de mediciones o apreciaciones exactas de los múltiples hechos que requiere.

Los elementos que necesitan ser conocidos o determinados son:

1º El tiempo requerido por las aguas para llegar desde la parte más remota de la cuenca al punto de descarga.

2º La cantidad promedio de la lluvia máxima de una duración igual a ese tiempo.

3° El coeficiente de derrame o escurrimiento. El producto de (2) por (3) dá el caudal máximo.

Lo principal como dije, es el criterio de la elección de valores.

Debe tenerse presente que este método tiene aplicación directa a cuencas que concurren a la formación de cauces definidos.

Además, la Comisión quiere comparar los resultados obtenidos de la aplicación de fórmulas a las lluvias de la Provincia con lo sucedido en ciertos ríos europeos y americanos. En estos últimos para los cuales solo son aplicables tales procedimientos, debe tenerse en cuenta que el caudal que forman las avenidas se forma por lo general en las vertientes que casi siempre están constituidas por una serie de afluentes y todos naciendo en regiones montañosas, donde la acumulación es rápida y completa.

Ninguna pues de las fórmulas expuestas podría ser aplicable a la Provincia de Buenos Aires. Existen a parte del procedimiento racional de Chamier — más conveniente de aplicación que el empleo de fórmulas matemáticas, — otras fórmulas de aplicación general a zonas de llanuras y entre ellas podría citar la de Cooley, por la cual el caudal máximo unitario de derrame sería proporcional a un coeficiente (variable y su conocimiento obtenido por la comparación u observación) y a la superficie de la cuenca variando como la potencia $2/3$ de la misma.

Sin embargo a este respecto se acepta generalmente hoy, que la variación de los caudales máximos de distintas cuencas está relacionada con la función $S^{0,8}$, (S Superficie) es decir que varía con la superficie a la potencia 0,8.

Esto vendría pues a modificar la concepción de Kuichling quien hace variar hiperbólicamente en vez de logarítmicamente la relación entre el caudal máximo y la superficie de la cuenca.

Para el caso de la Provincia es indispensable antes que aplicar fórmulas o aceptar hipótesis realizar la experimentación u observación correspondiente. Es necesario conocer el «grado de regulación» que produce los bajos y cañadones; la reducción de velocidad por la vegetación o sean las leyes de escurrimiento y en especial determinar cuando cesan las condi-

ciones de represamiento y cuando al aumentar o ganar en tirante de agua, éstas inician su movimiento.

Que esta crítica al procedimiento de determinación de caudales es acertada, lo prueban los resultados desconcertantes y contradictorios a que se llegaría con la aplicación de las fórmulas y procedimientos de la Comisión Asesora, a las lluvias que hemos estudiado. Me atrevo a afirmar que el caso de la Provincia de Buenos Aires es único en el mundo y para ello se requieren fórmulas especiales y no las que se han hecho para otros países.

CRÍTICA A LA PLUVIOMETRIA

(Pluviometría, página 255)

Debe dejarse ante todo sentado, que los miembros de la Comisión han iniciado su cometido, basándose en antecedentes de pluviometría completamente ajenos al problema verdadero que corresponde a una zona tan grande como lo es la de Desagües en la Provincia. Esa falta de comprensión del problema real es el que ha viciado por completo la exposición del estudio.

Más aún, llama la atención como han podido torcer el verdadero camino y todo hace suponer que ello responde a la falta de antecedentes y conocimientos de verdadero criterio hidrometeorológico, que debe primar en tales problemas.

Los autores, obsesionados tal vez con la lectura de la obra eminentemente teórica del Ingeniero Antonio Gregori, se han embarcado en sus indigestas disquisiciones, aplicando al pie de la letra sus ideas. Y como Gregori ha bebido únicamente en fuentes italianas, dada la bibliografía que menciona, los miembros también han recurrido a las mismas.

Todos los tratadistas que ellos citan, responden a la escuela italiana en la resolución del problema de la determinación de la creciente máxima de los ríos, problema que tratan de resolver por medio de ecuaciones diferenciales y complicadas integrales, lo que en realidad resulta después, hecho en base a suposiciones e hipótesis.

De aquí pues que en la práctica, todas esas teorías pierdan todo su valor, desde que todo al final de cuentas debe resolverse en base a suposiciones o adopción de coeficientes de los

que en definitiva depende el resultado. En ese sentido y tema, debe reconocerse que las escuelas americana, inglesa y alemana son más prácticas y expeditivas.

Otra cuestión importante y fundamental, es que tales métodos de cálculo de la creciente máxima, solo son aplicables a cuencas que concurren a la formación de verdaderos ríos con cauce formado y cuyas aguas todas concurren a la formación de corrientes en tales cauces principales. El caso de la Provincia de Buenos Aires es muy distinto, desde que las aguas que concurren a la formación de las avenidas en los arroyos son las menos y las más corren esparcidas por las praderas. Además en la Provincia es un hecho confirmado que no existe delimitación de cuencas imbríferas, pues existen numerosos casos en que las aguas de una cuenca, pasan lateralmente a la de otra y así sucesivamente como acontece con el Tandileofú cuyo grueso del volúmen se escurre al Chelforó y de éste al siguiente.

Ninguna fórmula empírica de ese género ha sido deducida con datos de arroyos como los de la Provincia. Esto nos lleva a pensar que tales fórmulas no son aplicables a nuestro caso.

Con respecto al método empleado por la Comisión que es el preconizado por la Escuela Italiana, débense hacer las siguientes observaciones:

Se ha preconizado por la Escuela Italiana y cita la Comisión Asesora (pág. 256 del Informe de la C. A.) el uso de las fórmulas que dan la intensidad de las lluvias de los grandes aguaceros de muy corta duración, es decir de las lluvias originadas por las tormentas denominadas de «calor» o verano, las cuales son de gran intensidad y poca duración, por lo general menos de 40 minutos.

Esos tipos de lluvia son los que se emplean para calcular los desagües pluviales de las ciudades o bien las crecidas máximas de los cursos de agua de cuenca imbrífera limitada, es decir, de cuencas por lo general iguales o menores al área que abarcan tales lluvias, que por lo general siempre son locales y abarcan áreas de solo unos cientos de kilómetros cuadrados a unos dos o tres mil como máximo. Se comprende que el foco principal, el verdadero «cloud burst» (de los americanos) tiene aplicación a una extensión muy pequeña, unos cuantos kilómetros cuadrados. Estas fórmulas encontrarían aplicación

por ejemplo al caso del Río Primero, Dique San Roque, de cuenca de 1.300 Km².

¿Como entonces querer aplicar y generalizar lo que sucede pluviométricamente en unos dos o tres mil Km². con lo que pasa a veces y que debe tomarse como base para nuestra zona de 100.000 Km².? He aquí pues, la primera equivocación de concepto hidrológico de la Comisión.

No era pues ese tipo de lluvia el que debió tomar como básico, sino las de origen eminentemente «ciclónico».

Estas lluvias ciclónicas son las que provienen de las grandes depresiones barométricas; duran varios días abarcando grandes extensiones, a veces todo el Litoral Argentino y cubren cientos de miles de Km². (pág. 479).

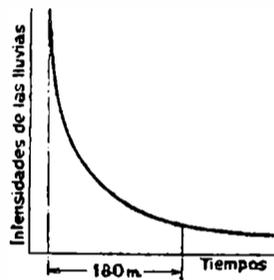


Figura 155

En la página 256 del Dictamen de la Comisión Asesora se cita la fórmula de Nipher (adoptada por las Obras Sanitarias de la Nación para la Capital Federal) y como aclaración se citan ejemplos de lo que daría dicha fórmula en intensidades para tiempos de tres, seis y treinta horas.

Estas fórmulas no se usan jamás para tiempos tan largos, pues a lo sumo se emplean para ciento ochenta minutos, es decir, cerca del vértice de la hipérbola. Su empleo está indicado para las tormentas de verano de gran intensidad y poca duración, usadas para el desagüe de ciudades y carecen en absoluto de empleo para los desagües de la Provincia.

Era pues por lo tanto el análisis de éstas, lo que debió realizar la Comisión, es decir: buscar las relaciones entre la intensidad (concepto relativo de la cantidad de agua caída en mm. o sea la altura) el área y tiempo de duración en días. Si esto hubieran hecho, para todas las tormentas importantes de origen ciclónico, se habrían convencido de la capacidad de la cuenca, que ahora niegan, base de la solución del problema, se hubieran encontrado con otros resultados y hubieran encarado entonces todo el estudio por su verdadero camino.

Por otra parte, ni aún con el tipo de fórmulas de lluvia que han adoptado puede admitirse la introducción del concepto de «intensidad» (altura de la lluvia dividida por el tiempo), para lluvias de larga duración, desde que ello es erróneo,

debido a que tratándose de ecuaciones hiperbólicas las que definen el fenómeno, solamente se acostumbra a tomar como valores para interpolación las intensidades comprendidas entre unos minutos hasta 180 minutos (3 horas). Más allá de 3 horas no se asigna importancia a los valores de la intensidad, debido a que se deducen de la parte asintótica de la hipérbola y la ley de variación del fenómeno ya no es la fiel expresión del hecho real, a parte de que las lluvias representadas por dichas fórmulas son de escasa duración.

Desgraciadamente la Comisión parece, como decía más arriba, haber seguido al pie de la letra los informes de la bibliografía italiana que ha consultado y así vemos que hable del concepto «intensidad», desprendiéndose de los conceptos de la página 258, que los calcula para varios días de lluvias, y tomando intensidades diarias o sea «I mm. en 24 horas» como figuran en los diagramas de página 263, lo que reproduzco en la figura 163.

Es un concepto desusado y tal vez erróneo, por las consecuencias a que puede dar lugar su interpretación, el empleo del concepto intensidad en lluvias ciclónicas.

Con el estudio de las lluvias de origen realmente ciclónico, no le hubiera interesado mayormente a la Comisión los datos pluviográficos que indudablemente siempre son de interés conocer, pero para este caso de importancia secundaria, tanto más cuando el estudio de la «translación de los focos» no le hubiera interesado, pero si el que hubiera podido deducir del análisis de las lluvias ciclónicas, es decir, la dirección de las depresiones que le dieron origen, lo que juega un rol preponderante en la formación de las avenidas.

CONSTATACIÓN DE LAS ANTERIORES OBSERVACIONES

En la página 256 la Comisión cita la fórmula del tipo Nipher usada por las Obras de Salubridad de la Capital y dá ejemplos para 3, 6 y 30 horas.

Hice notar que estas fórmulas no se usan sino para zonas pequeñas por ejemplo el área de una ciudad y en un intervalo de tiempo máximo de 180^m. Extendidas mucho en tiempo o en superficie carecen de sentido.

En el proyecto de Desagües de aguas pluviales de la ciudad de Buenos Aires, se lee en su memoria de la página 20:

DIAGRAMA INDICATIVO DE LA RELACION ENTRE LA DURACION
 Y MAXIMA INTENSIDAD DE LAS MAS GRANDES PRECIPITACIONES PLUVIALES OBSERVADAS
 DESDE EL AÑO 1896
 ECUACION DE LAS CURVAS $X \cdot Y = C$; $C = \text{CONSTANTE}$
 INTENSIDAD \times DURACION = CONSTANTE

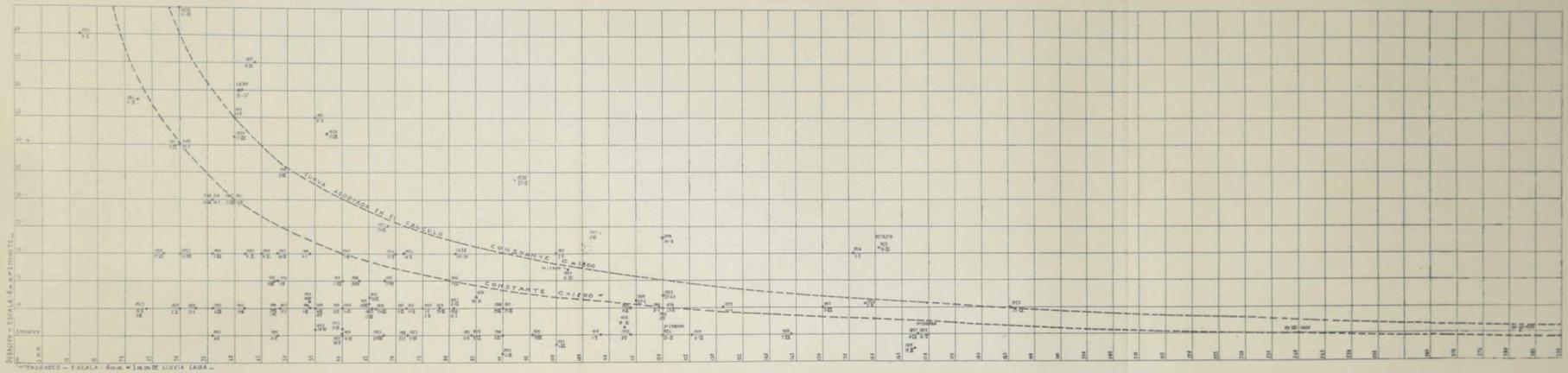


Figura 156

Se ve en este diagrama representativo de la intensidad en función del tiempo correspondiente de la hipérbola que cita la Comisión Asesora, que ~~no~~ se toma en cuenta más allá de sesenta minutos, es decir, la mitad del periodo antes indicado. Aplicada esa fórmula para periodos de tres, seis y treinta horas, carece de sentido.

«Un análisis detenido de las precipitaciones anotadas en el gráfico que ha servido para el trazado de la curva, permite ver que las lluvias máximas más frecuentes varían entre 40 y 80 mm. por hora, quedando todas dentro de la envolvente adoptada; esto permite decidir la elección como base para el cálculo de una lluvia de una intensidad de 60 mm. a la que correspondería una duración de 30^{m.}, según la curva. Esta intensidad relacionada a la de las lluvias de mayor intensidad y de alguna frecuencia que vienen a ser en nuestro caso las de 120 mm., viene a ser de 0.50», y en la página 19, refiriéndose a las dos hipérbolas envolventes de los puntos representativos de las lluvias, dice:

«Esta línea es una curva cuyos puntos satisfacen a la condición de que el producto de su abscisa por su ordenada, es una cantidad constante, es decir que está representada analíticamente por la ecuación $Xy=C$ de la hipérbola, siendo $C=1.200$.

«Para el estudio que nos ocupa, no se podía prescindir de los casos de lluvias que sin ser frecuentes no son excepcionales y que por consiguiente merecían tenerse en cuenta; por esto se ha trazado en el mismo gráfico la curva en tinta roja que envuelve la mayor parte de los casos de lluvias máximas y en la cual el valor de $C=1.800$ ». (Fig. 156).

Aplíquese por ejemplo a la lluvia del 21 al 24 de febrero de 1915, con duración de 3 días y tendremos valores que carecerán de sentido y aplicación.

Se adjunta el gráfico de las lluvias con las hipérbolas envolventes $xy=1.200$, $xy=1.800$, donde se pueden ver las lluvias de intensidad máxima y en donde el máximo intervalo de tiempo, limitando el diagrama, no excede de 65 m. y el Dictamen de la Comisión pone ejemplos numéricos de 3 a 30 horas, es decir donde no interesa, y no representa los hechos.

LAS LLUVIAS DE ORIGEN CICLÓNICO

Definimos que no eran las lluvias que se rigen por ecuaciones hiperbólicas, las que debió estudiar la Comisión y al parecer por lo menos por las fórmulas empleadas para calcular los caudales, es el criterio que la ha orientado.

La base fundamental de los procedimientos de cálculo empleados es según lo veremos a continuación la hipótesis siguiente:

«Una lluvia de intensidad máxima constante durante un tiempo igual o mayor que el que tarda en recorrer el agua la cuenca desde el punto más alejado».

Una intensidad máxima constante, solo se realiza por lo general en horas o mejor dicho en fracciones de hora, de modo que las cuencas recorridas por las aguas en su descenso en ese tiempo son pequeñas; las tormentas que deben elegirse son las de verano ya citadas y las fórmulas a emplearse pueden ser las hiperbólicas como lo hace los O. de S. para los caudales de la ciudad de Buenos Aires.

Aplicarla como ha hecho la Comisión a la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919, tropieza con el inconveniente de la diversidad de intensidades durante el tiempo de su precipitación y así para llegar a la concordancia de la fórmula con los caudales observados (página 291 del Dictamen de la Comisión Asesora) toma la tormenta de 8 días de lluvia y la intensidad de sólo 3 días. Con igual criterio pudo haber tomado la intensidad máxima de 1/4 hora acaecida en dicha tormenta y los resultados hubieran sido totalmente diferentes.

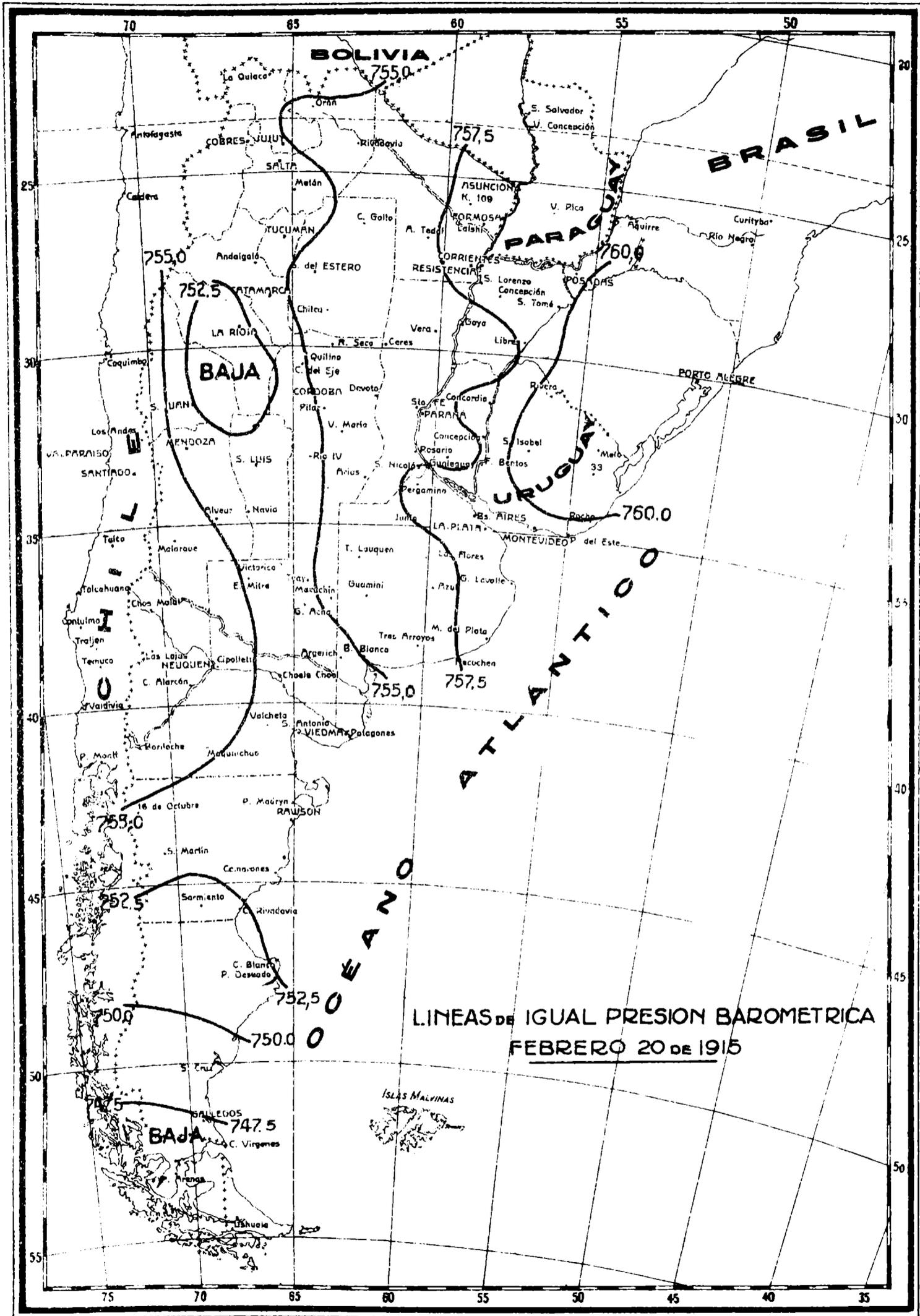
Se presenta como ejemplo de lo que debieron hacer los miembros de la Comisión, estudiar las lluvias de origen ciclónico, planos indicativos con las Isobaras y desplazamiento de las depresiones, en la tormenta acaecida del 21 al 24 de febrero de 1915, la máxima que he encontrado y la cual me ha servido para el cálculo de los caudales máximos posibles de las cuencas.

Se expone a continuación la interpretación de las observaciones complementarias y de los planos mencionados.

TORMENTA DEL 21 AL 24 DE FEBRERO DE 1915

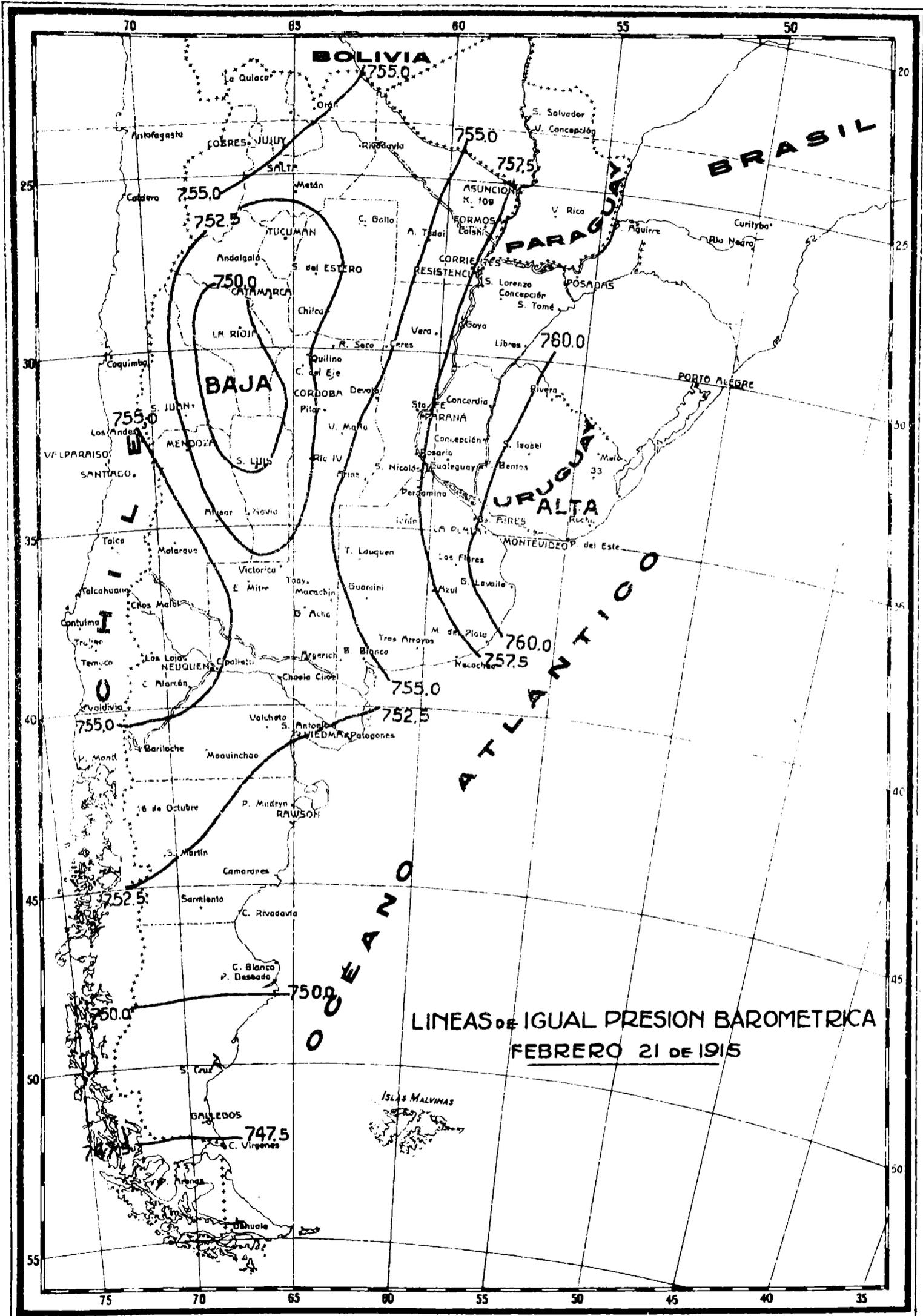
(Figs. 157 a 162)

Fué una característica del mes de febrero 1915 la alta presión en la costa del Atlántico, probablemente debido a la presencia de aguas frías en esa parte del Océano. En concordancia con ello, los anticiclones, después de cruzar el continente, se mantenían varios días sobre la costa, ofreciendo resistencia a los sistemas barométricos que venían detrás. Las depresiones barométricas por consiguiente se desarrollaban y movían lentamente y provocaban lluvias prolongadas en el litoral.



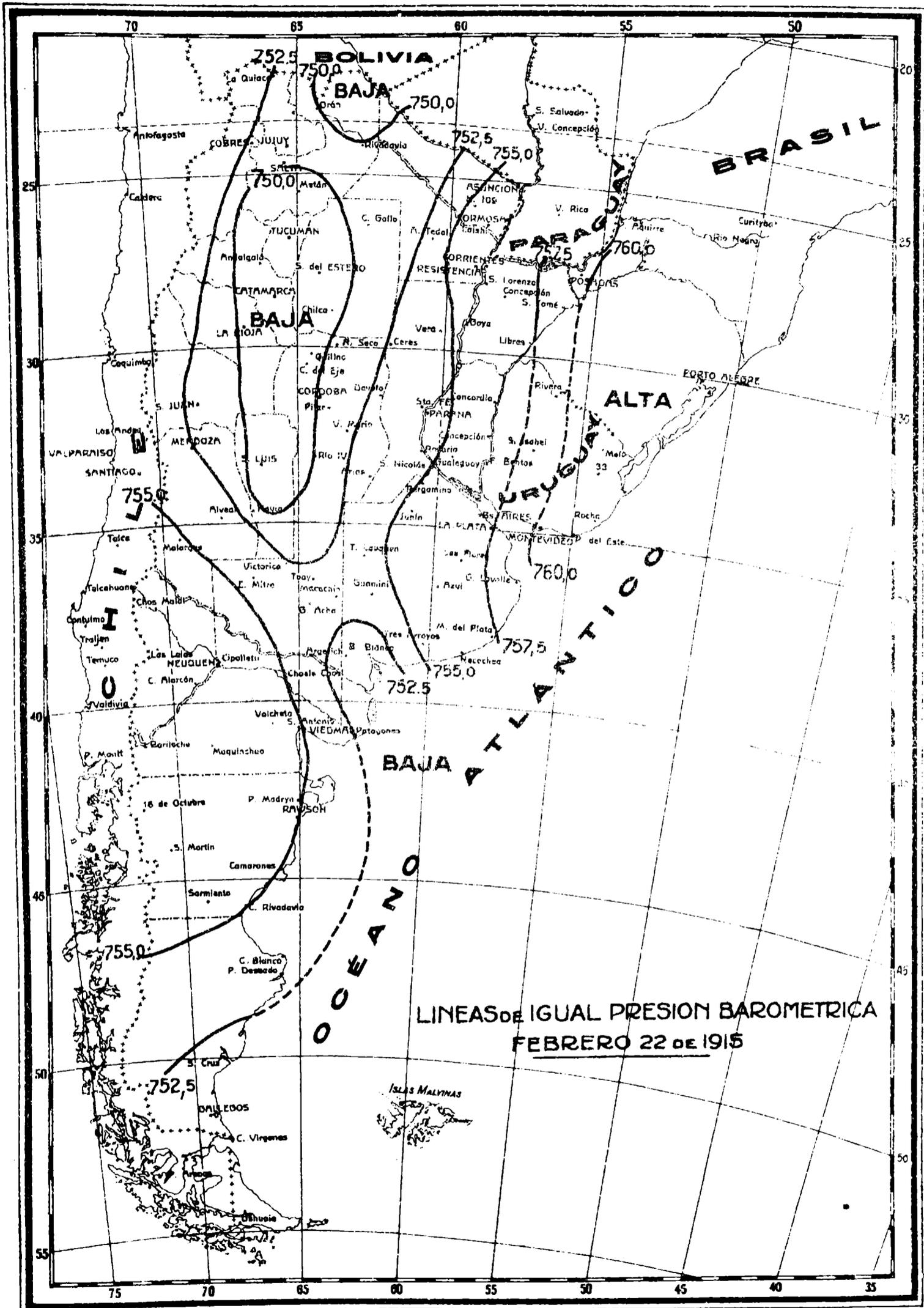
TALLERES GRAFICOS DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA

Figura 157



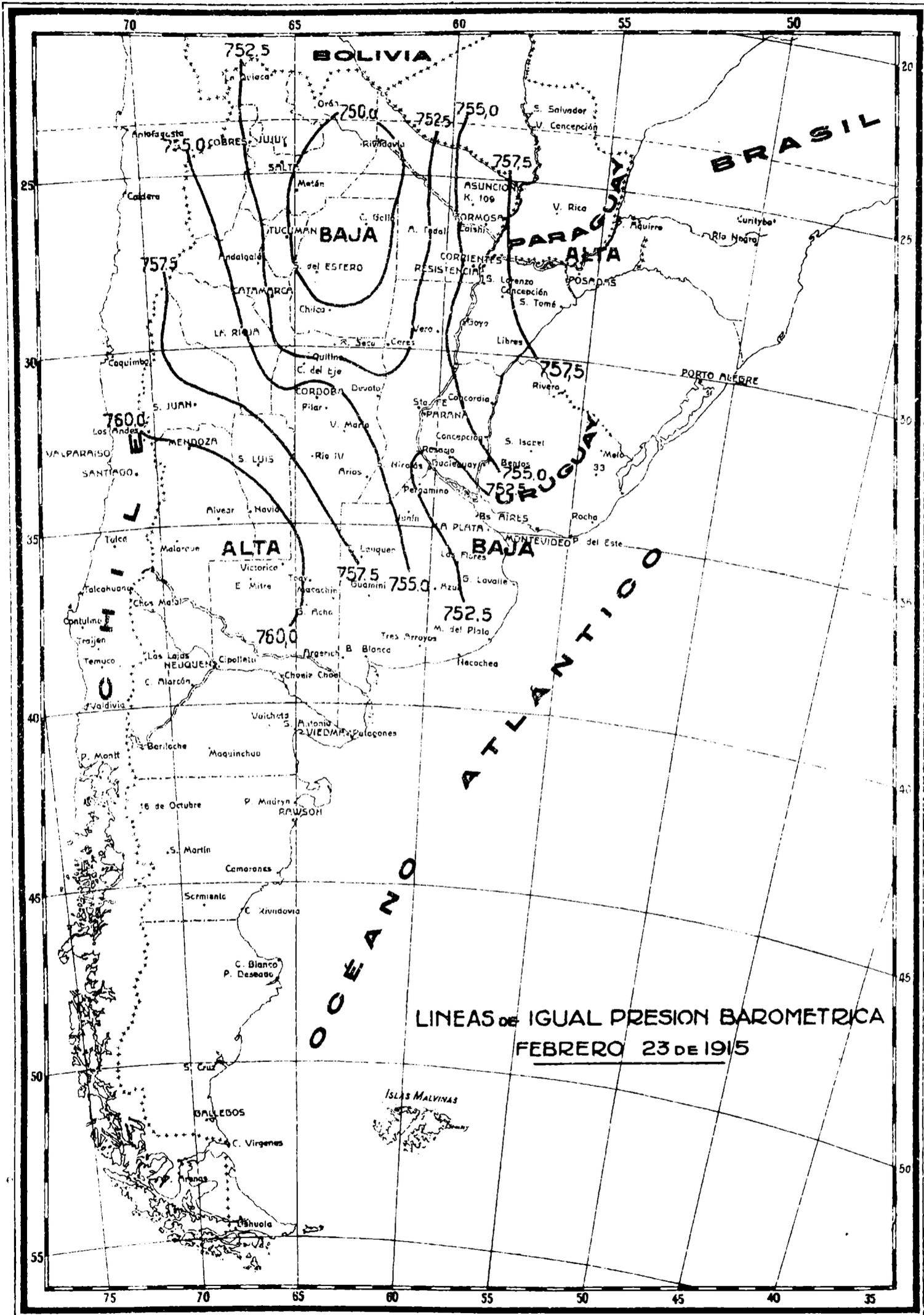
TALLERES GRAFICOS DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA

Figura 158



TALLERES GRAFICOS DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA

Figura 159



TALLERES GRÁFICOS DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA

Figura 160

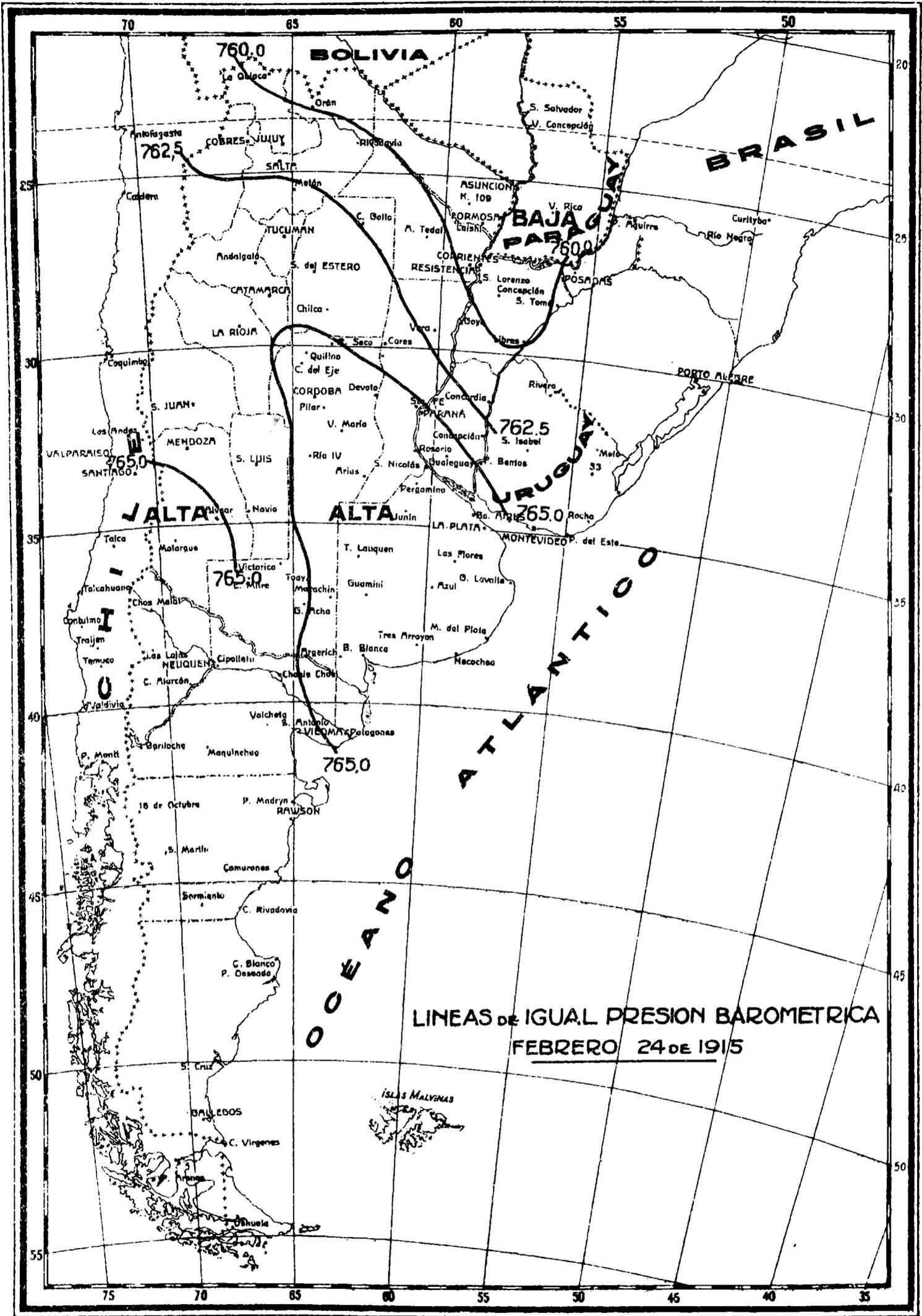


Figura 161

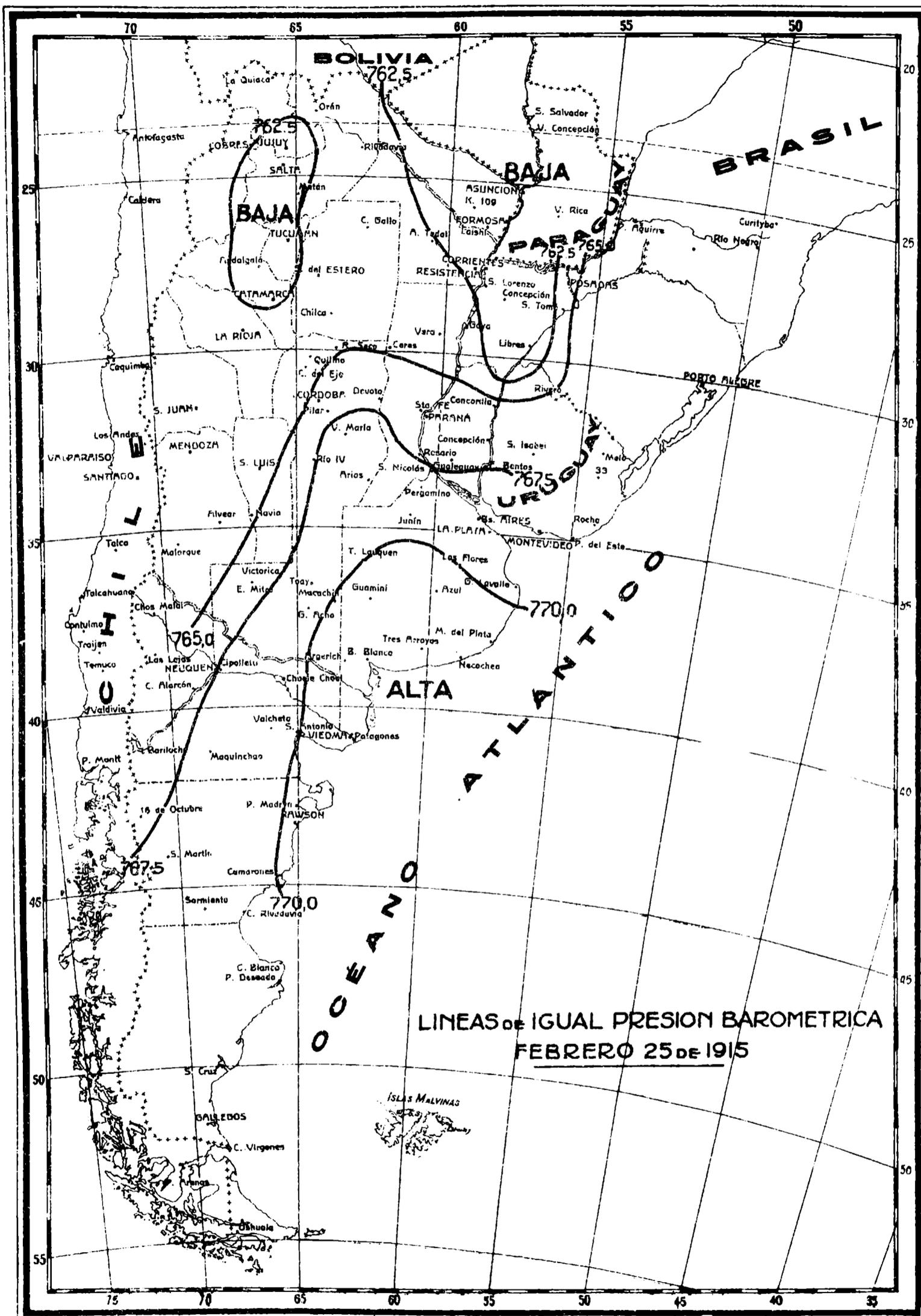


Figura 162

La tormenta que tuvo lugar en la zona del Río de la Plata el 23 de ese mes, fué originada por una depresión que había estado gestándose durante más de una semana sobre las provincias del centro y noroeste. El día 20, después del paso de un leve anticiclón sobre las provincias centrales, que dejó intacta la depresión en el noroeste, se formó un collado de baja presión sobre La Pampa, estableciéndose así una conexión entre aquella depresión y la «baja» semi-permanente en el Sur, que se extiende hasta el frente polar. Esta situación se mantenía el 21, aumentando ligeramente de intensidad la depresión del noroeste. El 22 un ascenso barométrico sobre la patagonia acompañado de un descenso de temperatura indicaba la entrada de un anticiclón del Pacífico sobre cuyo frente frío que se extendía desde el sudeste de La Pampa hasta Mendoza, se habían producido lluvias a las 8.

En la mañana del 23 el frente anticiclónico, llegaba al noroeste de Buenos Aires y el este de Córdoba, detrás del cual soplaban vientos frescos del sudoeste. En la Capital Federal, el viento que era del noroeste hasta las 9 iba aumentando de velocidad y entre las 7 y las 9 el anemómetro marcaba una velocidad superior a 40 Km. por hora. Luego disminuyó la fuerza del viento mientras que pasó la mínima barométrica para volver a aumentar a la llegada del frente anticiclónico, cuando giró al sudoeste.

El pampero sopló hasta las 15, alcanzando su velocidad máxima a 40 Km. por hora entre las 13 y 14 y registrándose ráfagas hasta de 68 Km. por hora.

Después de las 15, a medida que el centro del anticiclón iba corriéndose hacia el sur de Buenos Aires, el viento giraba al sur y sudoeste al mismo tiempo que disminuía rápidamente la velocidad.

DIAGRAMAS DE COMPATIBILIDAD ENTRE LA SUPERFICIE, TIEMPO, INTENSIDAD Y DURACIÓN

El resumen del estudio que hace la Comisión lo sintetiza en los diagramas de la página 263, cuya copia adjunto (Fig. 163).

Poco cuesta ver que no son la expresión de los hechos en la zona inundable de la Provincia.

Tomemos el de las intensidades y encontramos por ejemplo que para una área de 1.000 Km². en un día y medio de duración la intensidad en mm. |24 hs. es más o menos 93 mm.

En la tormenta acaecida del 21 al 23 de abril de 1928 (figura 92), en los partidos de Saladillo y Roque Pérez, en una zona mayor de 1.200 Km². se precipitaron en 36 horas., con una pausa incluída en este período de 10 hs. más de 500 mm., es decir, 334 mm. en 24 horas, lo que hace una intensidad casi cuatro veces mayor que la que se consigna en el gráfico.

Las precipitaciones a que se refiere mi aseveración, fueron las siguientes:

Desvío Toledo	545 mm.
Estancia María Antonieta	536 »
Estancia Santa Isabel	500 »

El mismo gráfico dá para 3 días y para 35.000 Km². una intensidad inferior a 40 mm|h. y en la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, (fig. 66), se precipitaron en esa cuenca 70 mm|h., es decir, el doble de intensidad horaria media.

Si pasamos el diagrama de las precipitaciones totales encontramos las mismas deficiencias.

Para 1.000 Km². de cuenca y 1 1/2 días de duración encontramos como precipitación total 143 mm., mientras que el ejemplo citado pasa de 500 mm. es decir 3 veces mayor.

En la cuenca del Matanza del 21 al 23 de septiembre de 1884, se precipitaron (Pág. 386) 245 mm. en 2031 Km²., mucho mayor de la del gráfico.

Si tomamos una zona de 13.000 Km²., más o menos en 3 días, el diagrama nos dá una precipitación total de más o menos 140 mm.; y en la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 en la cuenca Sud de las lagunas Guaminí se precipitó en una área igual, más o menos el doble como puede verse por el plano de isohietas que se acompaña.

Si tomamos por ejemplo la superficie de 35.000 Km². vemos que para 5 días de duración corresponde una precipitación total de 140 mm. y en la tormenta del 22 al 27 de abril de 1914 (fig. 128) en la cuenca del Luján, Salado, Matanzas, etc., se precipitaron sobre una zona de 30.000 Km². que limita el plano de las isohietas respectivas, más o menos 267 mm., es decir, el doble de aquella cifra.

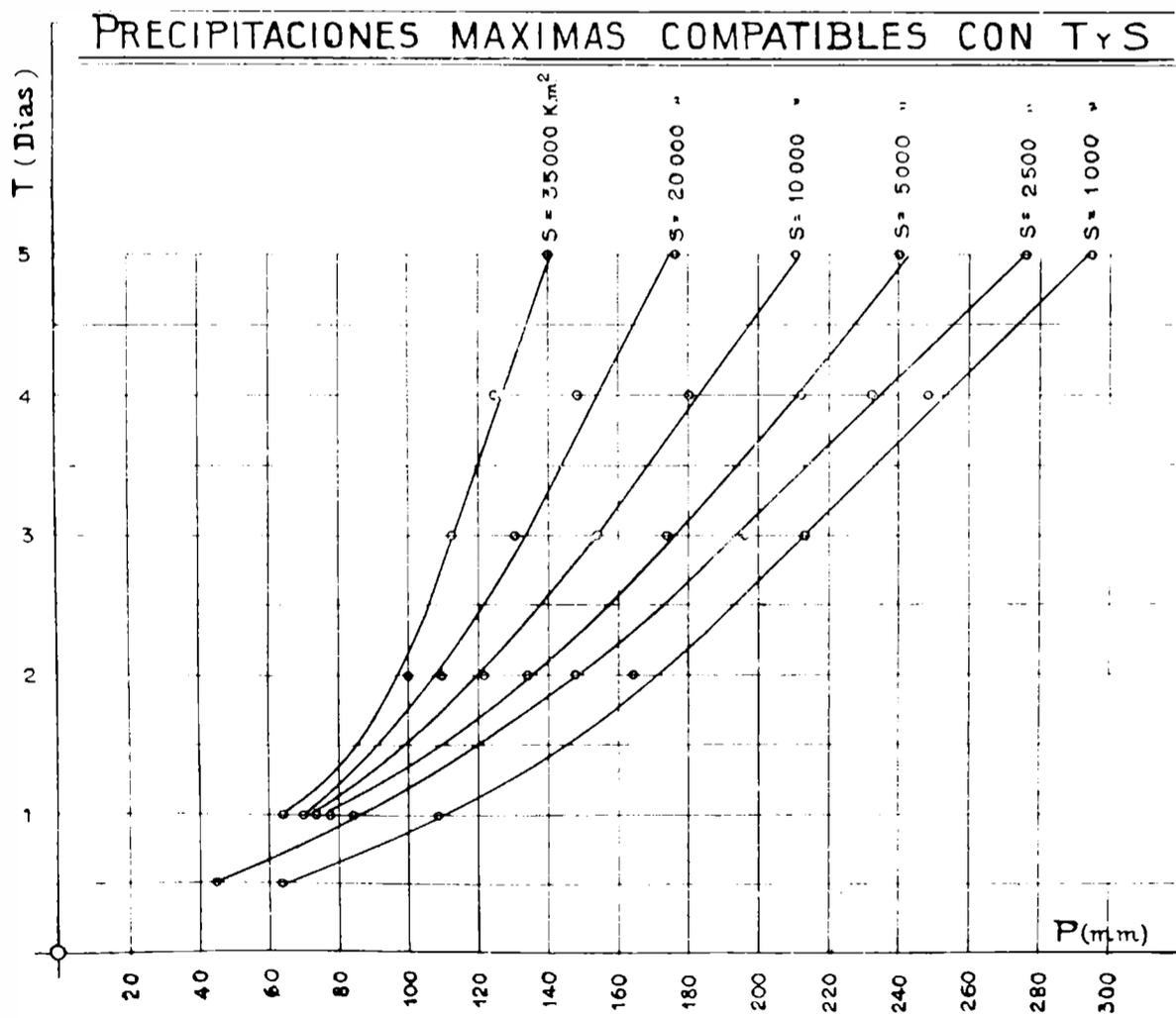
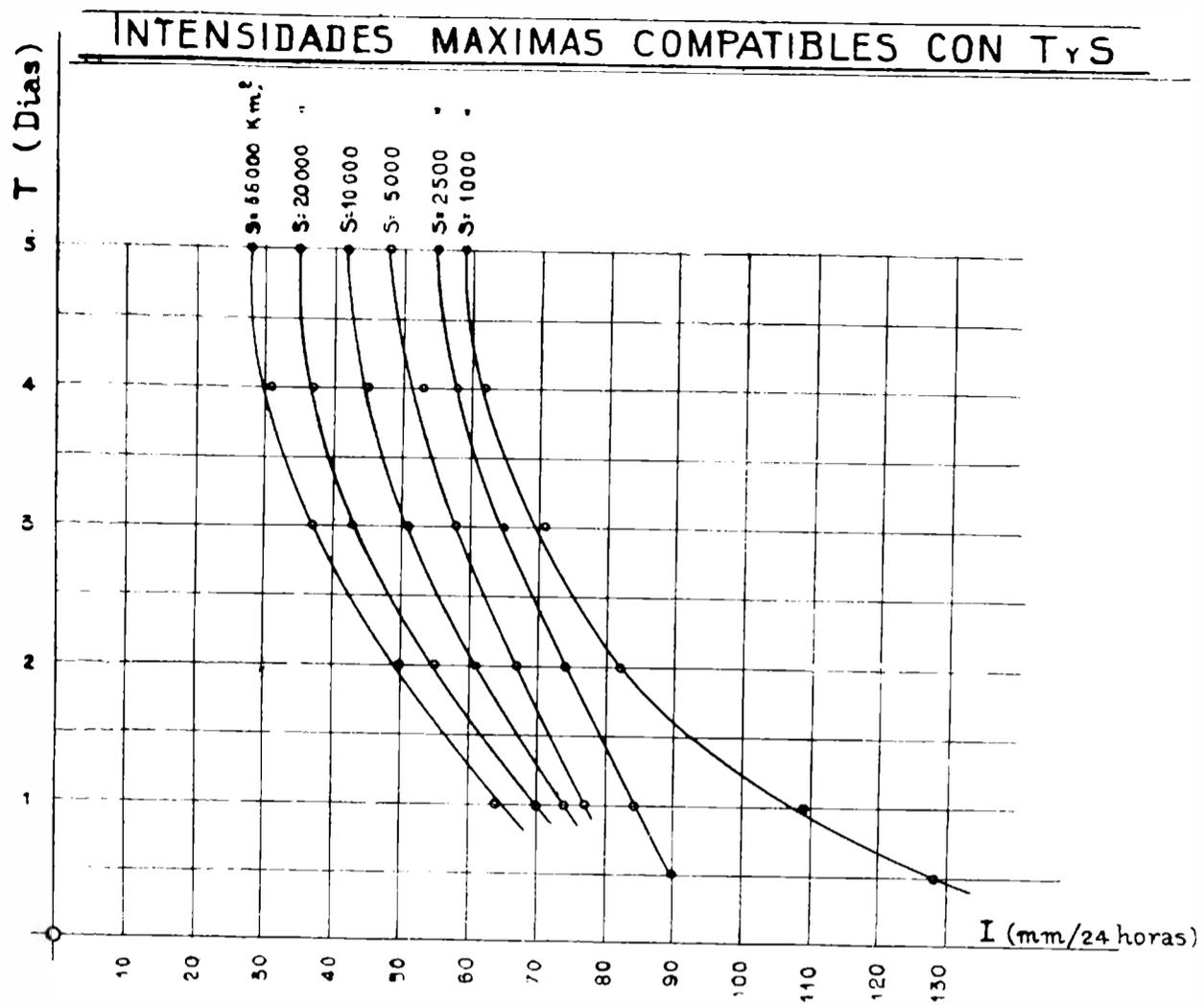


Figura 163

Estos diagramas son la síntesis de los cálculos de la Comisión Asesora referentes a precipitaciones máximas posibles. Ellos son en mucho inferiores a los reales.

Igualmente los gráficos que se adjuntan (fig. 163) de la página 263 del Informe de la C. A. dan para una lluvia de 3 días y para superficie de 35.000 Km²., una precipitación total de 110 mm. y en las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 se observa doble precipitación para esa área.

La base pluviométrica del plan es por lo tanto deficiente.

Con respecto a los pantanos que proyectan dicen en la página 373:

«Para determinar la capacidad de los pantanos con un criterio de *amplio margen*, puede considerarse una lluvia de 296 mm. caída en 5 días cuando se trata de cuencas con superficie menor de 1.000 Km². y admitiendo que por efecto de la acumulación, evaporación e infiltración, se reduzca a 80 por ciento, lo que equivale a proyectar los pantanos para obtener un volumen de agua igual a una altura de 236 mm. supuesta uniformemente repartida en la cuenca. Para cuencas de mayor superficie se adoptarán las lluvias máximas compatibles indicadas en los cuadros de la página 263».

Acabamos de ver, que para la cuenca de 1.000 Km². las precipitaciones exceden de 500 mm. en 36 horas. Los cuadros de la página 263 cuyas copias adjunto son pues deficientes, de modo que la base de todos los cálculos del proyecto es deleznable.

Finalmente, las características del temporal de New England que citan en la página 257 no son más descollantes que el de la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, cuyas isohietas se acompañan ni como extensión, precipitación media o focos intensos. No había pues necesidad de ir a buscar tan lejos ejemplos que sobran en nuestra casa. (Véase para mayores detalles James B. Francis Trans. Am. Soc. C. E. Vol. 7, pág. 224).

ALGUNOS DE LOS ERRORES FUNDAMENTALES DEL CÁLCULO DE CAUDALES

Las objeciones y reparos que se han esbozado con respecto a este plan, son demasiadas serias para no puntualizarlas aunque sea someramente, ya que esta crítica obedece a un pedido especial del señor Ministro de O. P. Empezemos por la teoría hidráulica en que se funda.

Dice Gregori, que si se supone una cuenca en la cual se ocurre un caudal o un volumen de a m³/s. y por Km²., tendre-

mos que en una hora se escurrirían $3.660 \times a$ m³|Km². y en m³|h/m².:

$$\frac{3.600 \times a}{10^6} = 0,0036 a = i \frac{m}{h}$$

quiere decir, que una lluvia de intensidad de i m. por hora y continuada indefinidamente, teóricamente produciría un derrame de a m³|s. Km². y digo teóricamente, pues prácticamente, una parte se insumiría o evaporaría y otra quedaría llenando las depresiones; estos dos últimos volúmenes los llama volumen de circulación y lo designa con V . Si la lluvia continúa, la saturación del suelo hará disminuir las pérdidas, anulando la infiltración al mismo tiempo que el colmado de las depresiones hará disminuir el volumen almacenado o en circulación, pero una cierta pérdida siempre existirá, por más que se prolongue la lluvia de intensidad i , pues el volumen almacenado aumenta con el aumento del gasto Q del emisario de la cuenca, es decir, que el límite del escurrimiento para una lluvia de intensidad i será un derrame de a m³|s. Km². sin llegar a alcanzarlo.

Basado en esto, se clasifican las intensidades en dos grupos: una menor que i o sea menor que $0.0036a$, que no pueden originar derrames de magnitud a , y otras mayores que $0.0036a$, las cuales perdurando pueden originar derrames mayores que a m³|s. Km².

Representamos estas últimas intensidades por la expresión:

$$i = 0,0036 \beta a \quad \text{en la que } \beta > 1$$

Al volumen insumido o evaporado sumado al volumen depositado en las depresiones del suelo, se le llama volumen de circulación como ya dijimos, y si lo designamos por V , lo podemos representar por una capa extendida sobre toda la cuenca de superficie S . cuyo valor será — si S está dada en Km². y designamos a la altura h_v — en metros.

$$h_v = \frac{V}{S \cdot 10^6}$$

Cuando ocurre una lluvia, el derrame va aumentando con la duración de ella hasta adquirir un cierto valor Q , caudal gastado por el emisario al fin de un tiempo t .

El volúmen precipitado al final del tiempo t , será $i \times t$ por unidad de superficie, si i es la intensidad de la lluvia y t su duración, o sea también igual a:

$$t \times i = 0.0036 \beta \times a \times t$$

y en la cuenca de S . Km². será expresado en m³. el volúmen precipitado

$$0,0036 \beta a t S. 10^6$$

Esta precipitación se invierte en el volúmen de circulación.

$$V = h_v S. 10^6$$

y en el caudal gastado por la extremidad del emisario en el mismo tiempo, o sea: si cada unidad de superficie gasta al final del tiempo t un gasto máximo de a m³/s. Km². el área S . expresada en Km². verterá, en m³. en t horas.

$$\alpha S. a 3600 t$$

en la que aS , representa el caudal vertido por toda la cuenca y teóricamente igual a Q . al final del tiempo t .; como el caudal ha ido en aumento y ha logrado su valor unitario máximo a en el tiempo t , lógicamente debe ser multiplicado este máximo por un factor $\alpha < 1$ para tener el gasto total tomando algo así como una media; podemos pues establecer la igualdad:

$$h_v S. 10^6 + \alpha a S 3.600 t = 0,0036 \beta a t S. 10^6$$

$$\text{y como } a S. = \frac{i 10^6}{3.600} S. \text{ tenemos } h_v = t (0,0036 \beta a - \alpha i)$$

$$\text{de aquí sacamos: } t = \frac{h_v}{0,0036 \beta a - \alpha i}$$

en la que h_v es la altura equivalente al volumen de circulación expresada en m, β un coeficiente > 1 y α también un coeficiente < 1

Esta fórmula nos dá el valor del tiempo t en horas que se precisa para que un emisario con una intensidad de lluvia de $0.0036\beta a$ en su cuenca adquiera un caudal de Q . m³/s.

El coeficiente α , lo determina erróneamente Gregori haciendo la falsa hipótesis que para un tiempo $t=0$ — iniciación de la lluvia — el caudal $Q=0$ y para un tiempo t el caudal vale Q ., luego tomando la media aritmética, suponiendo que varíe proporcionalmente, se le dá caprichosamente a α el valor de $1/2$ y la fórmula queda en la siguiente forma:

$$t = \frac{h_v}{0.0036 \beta a - 1/2 i}$$

y si se ha expresado a h_v en mm. la misma fórmula es la que aparece en la página 288 del Dictámen de la Comisión.

Apliquemos esta teoría como hace Gregori en la página 97 de su publicación: «*Sulla determinazione della portata massima dei corsi d'acqua naturali*».

Toma el caso de la cuenca de Bisagno en la reunión con afluente Viganego, donde se observó un caudal inicial de $210 \text{ m}^3/\text{s}$. y otro final máximo de $552 \text{ m}^3/\text{s}$. con la cuenca de 92 Km^2 .

El derrame a por Km^2 . con $550 \text{ m}^3/\text{s}$. será:

$$a = \frac{Q}{S} = \frac{552}{92} = 6 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$$

Se calcula que el volúmen de circulación representaba 5.10^6 m^3 . y en consecuencia

$$h_v = \frac{5.10^6}{92.10^3} = 57 \text{ m. m. propiamente } 54.4 \text{ m. m.}$$

Se calculó igualmente que el volúmen almacenado en las otras depresiones representaba 45 mm. de altura sobre toda la cuenca S. de 92 Km^2 . o sea en total hasta ahora $45+57=100 \text{ mm}$.

Las pérdidas por infiltración fueron calculadas en 30 mm. de modo que tenemos finalmente: $h_v = 130 \text{ mm}$.

El gasto, $a=6 \text{ m}^3/\text{s Km}$., lo obtenemos teóricamente si no hubiese pérdidas o sea volúmen de circulación, con una lluvia de intensidad horaria en mm.:

$$i = 0.0036 a = 0.0036 \times 6 = 0.0216 \text{ m.} = 21.6 \text{ mm.}/\text{h.}$$

Con una tal lluvia jamás lograremos un gasto de $552 \text{ m}^3/\text{s}$. para la cuenca entera del Bisagno, pero con lluvia mayor lo lograremos, por ejemplo con una lluvia de intensidad doble:

$i = 0.0036 \cdot 2 \cdot 6 = 43.2 \text{ mm.}/\text{h}$. efectivamente en este caso tendremos:

$$t = \frac{0,130}{0,0036 \times 2 \times 6 - \frac{0,0216}{2}} = 4 \text{ horas}$$

Este método inobjetable teóricamente, prácticamente es inaplicable por las siguientes razones:

1. El valor de $\alpha = 1/2$ es caprichoso.
2. El volumen de circulación h_v es imposible de determinar, pues se requerirían levantamientos prolijísimos y nivelación de precisión de la capa líquida, lo que es imposible de obtener.

Gregori en la página 98, trata de subsanar la caprichosa hipótesis $\alpha = 1/2$, cayendo en otro error tan grave como aquel y que invalida el procedimiento.

Llama q al caudal que se escurre por el emisario al final de un tiempo t . En un tiempo subsiguiente Δt se produce un aumento de escurrimiento representado por $a \Delta t$ si a es derrame en $\text{m}^3/\text{s. Km}^2$., el cual origina a su vez un aumento de gasto en el emisario $q \Delta t$. y un aumento Δv del volumen de circulación de modo que podemos escribir:

$$a \Delta t = q \Delta t + \Delta V$$

aquí hace la otra hipótesis tan mala y errónea como la de $\alpha = 1/2$.

Supone que el aumento de caudal del emisario Δq sea proporcional al aumento de volumen de circulación, para un gasto del emisario Q ., tendremos de acuerdo a la hipótesis: $\frac{\Delta V}{\Delta q} = \frac{V}{Q}$

o sea $\Delta V = \frac{V}{Q} \Delta q$ y tomando el límite para ésta tendremos:

$d v = \frac{V}{Q} d q$ que junto con la:

$$a. d. t. = q d t + d V. \text{ nos dá: } \frac{d t}{d q} = \frac{V}{Q(a-q)}$$

integrando y llamando $\epsilon = \frac{a}{Q}$ y determinando la constante to-

mando para $t=0$, $q=0$, otra arbitrariedad, llegamos a

$$t = \frac{V}{Q} \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \frac{q}{Q}}$$

que nos dá un tiempo necesario para obtener un caudal Q , haciendo:

$$q = Q \quad \text{o sea:} \quad t = \frac{V}{Q} \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}$$

Si suponemos $a=Q$ lo que equivale a $\varepsilon = 1$, es decir, que el gasto del emisario es igual al gasto correspondiente a la intensidad i de la lluvia, resulta $t = \infty$ o sea imposible. Es la fórmula de la página 289 del Dictamen de la Comisión Asesora y expresado en horas en vez de segundos.

Sea la fórmula: $a t = \alpha Q t + V$.

en la que a , es el derrame en $\text{m}^3/\text{s. Km}$. Q , el caudal para un Km^2 . de cuenca del emisario en $\text{m}^3/\text{s.}$, al final del tiempo t y V el volúmen de acumulación por Km^2 . para ese gasto Q .

$$\text{De eso sacamos:} \quad t = \frac{V}{a - \alpha Q} = \frac{V}{Q} \log_e \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon}$$

y como $a = \varepsilon Q$

$$\frac{V}{Q} \frac{1}{\varepsilon - \alpha} = \frac{V}{Q} \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}$$

$$\text{o sea:} \quad \alpha = \varepsilon - \frac{1}{\log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

es decir, se vanagloria de haber eliminado la hipótesis $\alpha = 1/2$.

Veámos como Gregori hace aplicación de esta fórmula al caso de la inundación del Tiber ocurrida el año 1870 por lluvias acaecidas del 26 de diciembre al 29 de diciembre del mismo año. (Ver página 103) Gregori *Sulla determinazione della portata massima dei corsi d'acqua naturali*.

Como consecuencia de estas lluvias se calcula que pasó por el Tiber en Roma, un volúmen de 550 Hm^3 ., del día 26 al 29 de diciembre, dando un caudal medio de $2.122 \text{ m}^3/\text{s.}$ y una máxima de $3.000 \text{ m}^3/\text{s.}$

En el mismo intervalo de tiempo calcula que a la cuenca del Tiber afluyó un volúmen de 1.572 Hm³. Mide 16.721 Km². la cuenca del Tiber.

Sería curioso saber, por que procedimientos lograron estimar con exactitud las cifras de 550 Hm³. y 1.572 Hm³. y particularmente, el volúmen de circulación V. que lo fija V=1.022 Hm³. Esto es extraordinario, pues declaro que excede la previsión humana. Sigamos. Calcula enseguida a, o sea, el escurrimiento por unidad de tiempo en el Valle del Tiber y le dá el siguiente valor.

$$a = \frac{1.572 \cdot 10^6}{3 \times 24 \times 3600} = 6.060 \text{ m}^3/\text{s}.$$

el valor de Q observado es Q. max. = 3.000 m³/s. luego con este valor y con a=6.060 m³/s. y V=1.022 Hm³. determina:

$$\varepsilon = \frac{a}{Q} = \frac{6060}{3000} = 2$$

luego calcula α por la fórmula:

$$\alpha = \varepsilon - \frac{1}{\log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} = 0.56$$

y luego t tiempo necesario para conseguir este caudal Q. por

$$\text{la fórmula } t = \frac{V}{a - \alpha Q} = \frac{1.022 \cdot 10^6}{3.600 (6060 - 0.56 \times 3.000)} = 65 \text{ horas}$$

El aflujo meteórico 6.060 m³/s. sobre la cuenca imbrífera del Tiber que mide 16.721 Km². corresponde a un aflujo específico de $\frac{6060}{16.721} = 0.363 \text{ m}^3/\text{s. Km}^2$. lo que a su vez corresponde a una precipitación horaria en milímetros:

$$i = \frac{3.600 \times 0.363}{10^3} = 1.30 \text{ m. m.}$$

despreciando las pérdidas por infiltración, evaporación y el volúmen que se aloja en las depresiones. En las 65 hs. que debe durar esta lluvia para alcanzar el valor Q=3.000 m³/s., se obtiene una precipitación total de: 65 x 1,3 = 84.5 mm. que debe ser la causante de ese caudal de 3.000 m³/s.

Comprueba luego Gregori, que la lluvia media en la cuenca del Tiber fué de 98.8 mm. distribuída uniformemente en las 72 hs. que duró y confrontando este dato con los 84.5 mm. que da la fórmula deduce que esta es buena, porque los resultados son concordantes habiendo supuesto que no había reducción en el derrame y lo mismo hacen los autores del dictamen de la Comisión Asesora en la página 291.

LA FÓRMULA ES ERRÓNEA Y ERRÓNEO EL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En la determinación del valor de α factor por el cual hay que multiplicar el gasto máximo Q . para obtener el gasto medio se supuso que para $t=0$ el valor de $Q=0$ y para el tiempo t , el valor era Q . y anteriormente se supuso que el valor de Q . variaba proporcionalmente llegando para α al valor de $1/2$.

En la segunda tentativa no se muestra más feliz.

Calcula el valor de α por la fórmula:

$$\alpha = \varepsilon - \frac{1}{\log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

deducida de dos hipótesis falsas.

- a) Que para $t=0$ el valor de $Q=0$.
- b) Que el aumento del caudal del emisario ΔQ . y el aumento del volumen de circulación ΔV , son proporcionales o sea que:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta V} = \frac{Q}{V}$$

Comprobamos estas aserciones con el Salado y el Vallimanca.

Río Salado. Año 1900. — En las lluvias de marzo de 1900 se precipitación en los 87.067 Km². de cuenca del Salado 20.374 Hm³. con núcleos de precipitación que excedieron de 400 mm. Almacenamiento íntegro, no verificándose las hipótesis de la integral. (pág. 61).

En las lluvias acaecidas en septiembre de 1900 se precipitaron en los 87.067 Km². en la cuenca del Salado 9.516 Hm³.

con una altura de 109 mm. El caudal en Guerrero antes de ocurrir las lluvias era más de 700 m³|s. y habría inundado aproximadamente el 40 o 45 por ciento de la zona baja de la Provincia de Buenos Aires.

Después de las lluvias citadas el caudal subió a 1.120 m³|s. en Guerrero y aproximadamente el área inundada sería el 60 o 65 % (fig. 17). No se verificaron pues las dos hipótesis de que para $t=0$ $Q=0$ y la otra de que $\frac{\Delta V}{\Delta Q} = \frac{Q}{V}$

Año 1912. — En la cuenca del Salado se precipitaron desde el 15 al 16 de septiembre 6.199 Hm³. con una altura media de 71.2 mm. (fig. 43). No hubo variación de caudal en Guerrero quiere decir que las dos hipótesis fundamentales de la integral no se verifican. Fué año lluvioso, el agua se acumuló totalmente sin correr o insumirse. El Salado tiraba 77 m³|s. en el momento de producirse las lluvias (pág. 81).

Año 1913. — Del 18 al 23 de agosto de 1913 se precipitaron en la cuenca del Salado 9.769 Hm³. con una altura media de 112 mm. (pág. 83).

El caudal antes de esta lluvia era en Guerrero más o menos de 200 m³|s. (fig. 115) y el área inundada más o menos el 40 o 45 por ciento y después de estas lluvias aproximadamente el 65 por ciento y el caudal pasó de 4.561 m³|s. (pág. 96) según las últimas correcciones. No se verificaron pues las dos hipótesis.

En Mayo de 1913 (pág. 114 y fig. 115) se precipitaron 12.825 Hm³., almacenándose íntegramente. Tampoco se verificaron las hipótesis.

Año 1915. — Del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitaron en la cuenca del Salado 7.392 Hm³. (pág. 125). El año 1915 fué en extremo lluvioso, año de inundaciones, precedido por el año 1914 y 1913, también lluviosos. La tierra estaba saturada y los bajos semi-colmados.

La variación del caudal en Guerrero fué nula. El volumen se almacenó íntegramente. No se verificó ninguna de la hipótesis.

Año 1922. — Se precipitaron en este año lluvias del 15 al 23 de agosto en los 68.196 Km². de la Cuenca del Salado

«Las hipótesis hechas que los volúmenes de acumulación aumenten proporcionalmente al aumento del gasto, podrá con error tolerable admitirse para cálculos de una primer aproximación y en ciertos casos podrá aceptarse como válida cuando no se tengan todos los relieves o se prefieran cálculos más sencillos». Dice luego: «que en vez de admitir la variación lineal... será mejor basar nuestras deducciones sobre una función o serie de funciones. «En el caso de las arterias irregulares, como la cuenca de un curso de agua natural, no es posible la tentativa de poner en fórmulas aunque sea aproximadamente los datos del problema, que traduzcan fielmente la ley de variación del volumen de circulación».

Es decir que lo que se trata de descubrir es la ley que rige la función:

$$V = (Q)$$

problema insoluble e infinitamente más complicado que determinar el valor de Q . Para resolverlo ensaya Gregori la sección trapezoidal y como luego no le satisface dice que lo mejor es conocer la anterior función, representarla graficamente, luego substituir las partes curvadas de la función por un polígono y finalmente darle forma analítica, usando integrales.

Es decir, que primero hay que resolver el problema por observación, luego complicarse la vida con fórmulas, para luego tener la satisfacción de ver que las fórmulas concuerdan con las observaciones.

Esto es ni más ni menos, que la satisfacción de un escolar, con las pruebas de las cuatro operaciones elementales de aritmética. El procedimiento es pues inaplicable.

EL PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE CAUDALES DE LA COMISIÓN ASESORA ES ERRÓNEO

El procedimiento de utilizar el volumen de circulación es inadmisibile por las dos siguientes razones:

a) Porque ni la hipótesis de la proporcionabilidad ni la que suponemos $\alpha = 1/2$, son verdaderas según se expuso.

b) Porque el determinar la Ley que rige la variación de los volúmenes en circulación con el aumento de caudal, supone en primer lugar resuelto el problema que se quiere resolver, y en segundo lugar la determinación del valor del volumen en circulación es imposible con una somera precisión.

Basta recordar, que una lluvia de 130 mm., representa una delgada capa que se aloja en bajos de 1 m. de profundidad en un 13 por ciento de la superficie; cualquier error por ejemplo de 5 cm. de altura representa el 38.5 por ciento de la precipitación total, lo que influye decisivamente en los cálculos del tiempo.

Los miembros de la Comisión, no hacen sino ejemplos teóricos de este procedimiento que recomiendan sin hacer ninguna aplicación práctica del mismo en nuestro país; niegan capacidad a la cuenca del Vallimanca para almacenar 90 mm. (página 367 del Informe de la C. A.) y en las lluvias del 21 de febrero al 25 de abril de 1915 se almacenaron 400 mm. (página 145), lo que quiere decir, que es teórico e inaplicable el método que recomiendan, luego lo abandonan después de enunciarlo y determinan sus caudales por el método que lo llaman «Cinemático Simplificado».

Veamos en que consiste:

En la página 286 del Dictamen de la Comisión Asesora trae las fórmulas que emplean. La primera es la siguiente:

$$Q = 0.278 \eta I S$$

en la que I es la intensidad de la lluvia en mm.|h.

S superficie de la cuenca en Km²., η el derrame de la cuenca, es decir, la proporción de lo escurrido a lo caído y el coeficiente:

$$0.278 = \frac{10^6}{3.600 \times 10^3}$$

Esta fórmula es lógica. Cuando comienza a llover en una cuenca, una parte se absorbe o evapora, otra se almacena en las depresiones y finalmente otra parte se escurre como caudal.

Si la lluvia persiste sin variar la intensidad, el caudal derramado irá aumentando hasta que se produzca un derrame constante, o sea, que la cantidad de agua que cae en una cuenca en la unidad de tiempo sea igual a la que se escurre por el emisario.

La máxima lluvia que puede caer, en el intervalo de tiempo que el agua tarda en recorrer la cuenca desde el punto más alejado y compatible con la extensión de la cuenca, nos dará el máximo caudal.

La cantidad de agua que cae en la cuenca, estará representada por el producto I S y su escurrimiento por el emisario $Q = \eta I S$.

Si I está dada en mm|h. y S en Km^2 . habrá que multiplicar la anterior expresión por:

$$\frac{10^6}{10^3 \times 3.600} \text{ para tenerlo en m}^3/\text{s.}$$

Cuando la precipitación ocurre en un tiempo T menor que τ_{max} que tarda el líquido en recorrer la cuenca, la Comisión aconseja la fórmula:

$$Q = \frac{T}{\tau_{\text{max}}} I S \quad (2)$$

en vez de la

$$Q = I S \quad (1)$$

De una simple regla de tres se pasa de la (1) a la (2) con recordar que las intensidades no son sino alturas y por lo tanto los volúmenes escurridos son proporcionales a estas y a los tiempos de precipitación, a los cuales las alturas caídas son proporcionales.

Si este raciocinio es exacto a primera vista y exacta la fórmula (1), la (2) es deficiente, puesto que la velocidad será menor con menor precipitación y no hay proporcionabilidad al aumentar el radio medio (figura 123 a).

Decía que la (2) es deficiente y que solo la (1) es aceptable con visos de exactitud, y esto, con cierta tolerancia y no para grandes cuencas como parece suponerlo la Comisión Asesora sinó para muy pequeñas, para cuencas en las cuales durante el período de una intensidad máxima constante, el agua caída al escurrirse recorra la cuenca y así parece entenderlo Gregori, fuente donde ha bebido su inspiración y método la citada Comisión Asesora.

Gregori expresa en la página 6:

«...En el caso de *pequeñas cuencas*, se supone que el terreno esté completamente embebido de agua y que toda el agua caída tenga que escurrirse superficialmente.

En tal caso:

$$Q = \frac{10^6 I S}{3600} = 278 I S$$

si I está dado en m|h.» Para cuencas pequeñas y algo mayores multiplica la anterior expresión por un coeficiente menor que la unidad.

Esto es para cuando T , tiempo de la lluvia, es mayor que o igual a τ_{\max}

Cuando $T < \tau_{\max}$, es decir, para cuencas de mayor extensión, Gregori llega para la determinación de los caudales máximos a una integral de las curvas isoreocronas, es decir de las curvas de propagación de las crecientes en función del tiempo, método que la Comisión Asesora menciona en la página 285, pero que al igual del otro de la capacidad de la cuenca que menciona en la página 289, del cual no hace sinó ejemplos teóricos, es incapaz de aplicar.

Las curvas isoreocronas, no existen trazadas ni estudiadas y dichas curvas son variables, con la intensidad de la precipitación, con el grado de saturación de la tierra, con el grado de colmado de los bajos, con el desarrollo de la vegetación acuática, con la distribución de la lluvia, con la traslación de la tormenta, con su variación de intensidad durante la tormenta, etc., según vimos cuando aplicamos el método de Chamier.

Vale decir, que habrá tantas curvas isoreocronas como tormentas, y que el método es una pura especulación teórica, sin posible aplicación práctica. La hipótesis de la intensidad constante durante la tormenta que supone Gregori, es errónea.

La Comisión Asesora justifica mi anterior aserto, pues opta por dejar de lado este método inaplicable y emplea en su lugar la fórmula (2) que no tiene ningún fundamento científico. Es decir, que después de mencionar un método que supone exacto, resuelve el problema por escasa aproximación.

Haremos sin embargo las aplicaciones que constan en su informe y algunas más, para hacer ver que ni aún aplicando esta fórmula se llega a los exiguos caudales que consignan en su memoria.

Toman por ejemplo el caso de la cuenca del Valimanca hasta Bolivar-Recalde, en la que según informes del F. C. S. que ya expuse cayeron en el mes de julio de 1919 una altura de agua de 123 mm. en 3 días (pág. 275). Tomando como escurrimiento $\eta = 0.50$ y admitiendo (página 291 del Informe de la C. A.), que el escurrimiento se efectuó en 11 días, dá a τ el valor de 11 días (valor erróneo, puesto que cuando nos ocupamos de este asunto vimos que era aproximadamente 4,22 días para esta lluvia (pág. 323). Como vemos este error vicia todos los cálcu-

los basados en este único dato, que es el fundamento del cálculo de caudales del plan y aplica la fórmula llegando al siguiente resultado:

Teniendo la cuenca del Vallimanca hasta Bolivar-Recalde 13.600 Km². y tomando para $\eta = 0.50$ en vez de 0.60 como figura en la planilla de la página 298 del Informe de la C. A., ya citada, deduce:

$$Q_{\max.} = 0.50 \times 0.278 \times 13.600 \frac{123}{3 \times 24} \times \frac{3}{11} \approx$$

$$= 0.50 \times 0.278 \times 13.600 \times \frac{40}{24} \times \frac{3}{11} \approx 880 \text{ m}^3/\text{s}.$$

el valor de $I = \frac{123}{3 \times 24} \approx \frac{40}{24}$ (en la aplicación en el informe página 291, falta el 0 del número 40).

De aquí deducen que el método es excelente, porque concuerda con un valor erróneo, (pág. 306), según hemos visto del F. C. S. Conviene observar, que si se aplican los valores de la planilla página 298 que reproduzco en la página 516 de acuerdo con los que dice adoptar en la página 293, es decir el escurrimiento en 200 hs. y el coeficiente de escurrimiento $\eta = 0.60$, llegamos al siguiente valor de:

$$Q_{\max.} = 0.60 \times 0.278 \times \frac{123}{3 \times 24} \times \frac{3 \times 24}{200} \times 13.600 \approx 1.400 \text{ m}^3/\text{s}.$$

lo que anula los fundamentos de la bondad de la hipótesis.

Para las otras cuencas calcula el tiempo $\tau_{\max.}$ de escurrimiento por la relación usual «suficientemente racional», página 292, del Informe de la C. A.

$$\frac{\tau'_{\max.}}{\tau_{\max.}} = \frac{L'}{L} \left[\frac{i_m}{i'_m} \right]^3 \frac{S'}{S}$$

en la que S y S' representan las superficies de las cuencas en Km². i_m é i'_m las pendientes en m/km. de las respectivas cuencas y L y L' las longitudes de las mismas.

Toma para $\tau_{\max.} = 200$ horas, en vez de los 11 días que afirmaba era su valor o sea en vez de 264 hs., es decir que toma el 75 por ciento de su primer hipótesis y así calcula la tabla de la página 298. (Véase página 516).

Veamos unos ejemplos cuyos resultados pueden verificarse en la planilla del informe, página 298. Toma como duración de la lluvia 5 días o sean 120 horas.

$$\begin{array}{l} \text{Arroyo Las Flores} \\ S = \dots\dots\dots 3.500 \text{ Km}^2. \\ L = \dots\dots\dots 140 \text{ Km}. \\ i_m = \dots\dots\dots 0.58 \text{ pendiente en m|Km}. \end{array}$$

Con estos valores aplicados a la fórmula deduce τ' max.

Efectivamente:

$$\tau' \text{ max.} = \frac{\tau \text{ max.} \sqrt{i_m}}{L} \times \frac{L'}{\sqrt{i'_m}} \sqrt[3]{\frac{S'}{S}}$$

Toma L longitud de la cuenca del Vallimanca hasta Bolivar-Recalde 220 Km. cuando según el informe del F. C. S. es de 174 Km. y según el plano de Marcet 128 Km. y toma para $i = 0,00077$, cuando según el F. C. S. es $i_m = 0.00102$. (Pág. 297).

El valor de τ' max. resulta pues extraordinariamente alterado con todas estas modificaciones. Calculemoslo para el Arroyo de Las Flores.

$$\tau' \text{ max.} = \frac{200 \sqrt{0.77}}{220 \sqrt[3]{13.600}} \frac{140 \sqrt[3]{3.500}}{\sqrt{0.58}} = 0.0334 \frac{140 \sqrt[3]{3.500}}{\sqrt{0.58}}$$

y luego:

$$\tau' \text{ max.} = 0,0334 \frac{140 \times 15,28}{0,76} = 94 \text{ horas}$$

que es el valor del tiempo de escurrimiento para esta cuenca consignada en la tabla página 298, reproducida en la pág. 516.

El valor $B_m = \frac{3.500}{140} = 25$ es el ancho medio de la cuenca

Adopta para $\eta = 0.60$.
y como $T = 5 \text{ días} = 120 \text{ hs.}$, es mayor que $\tau \text{ max.} = 94 \text{ hs.}$ le aplica la fórmula:

$Q = 0.278 \eta I S = 0.278 \times 0.60 \times 2.2 \times 3.500 \overset{\surd}{=} 1.285 \text{ m}^3|\text{s.}$ que toma $1.200 \text{ m}^3|\text{s.}$

El valor de $I=2.2 \text{ mm}^1\text{h.}$, lo toma de los valores de I compatibles con el tiempo T , y la extensión S de la cuenca (fig. 163) según las deducciones que hacen y que veremos son deficientes La duración mínima de la crecida la obtiene sumando el tiempo 94 hs. con la duración supuesta de la lluvia 120 hs. e igual a 214 hs. que lo consignan en la última columna.

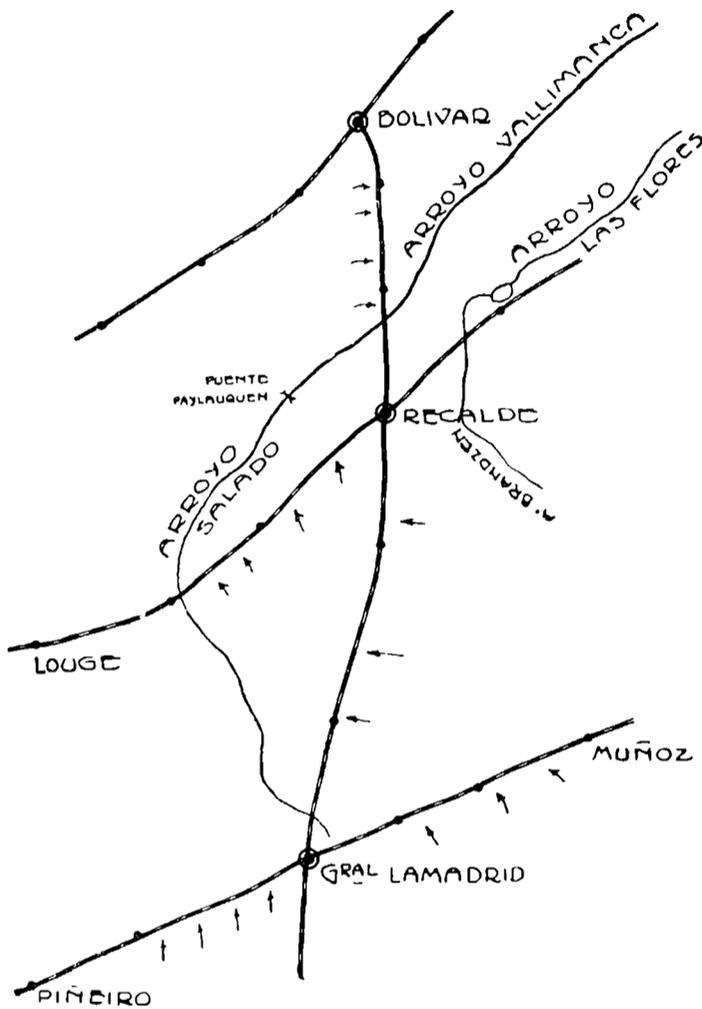


Figura 164

Sección de la línea	Caudal observado	Caudal calculado con la fórmula del F.C.S.
Muñoz-Piñeiro.....	1.631 m ³ /s.	1.486 m ³ /s.
Recalde-Louge.....	1.392 »	1.353 »
Bolívar-Recalde.....	947 »	992 »

Se ve como disminuye el caudal a causa de los represamientos ocasionados por las vías, haciendo éstas con las aberturas el papel de embalses reguladores.

Calculemos el valor del caudal para otra cuenca cuyo tiempo de escurrimiento sea mayor que el de la lluvia. por ejemplo la del Vallimanco, ya vista. Le aplica la fórmula (2).

La intensidad de la lluvia debería ser:

$$I = \frac{123}{3 \times 24} = 1.71 \text{ m.m./h.}$$

en vez del valor de 1,6 que figura en la tabla, transcripta en la página 516).

Se llega con este valor a 1.400 m³|s. para la cuenca del Valli-manca hasta Bolívar-Recalde (pág. 498) en donde tiene una extensión de 13.603 Km². según el F. C. S., pero no hasta el primitivo trazado del colector, puesto que hasta ese punto mide 200 Km. de largo y 15.200 Km². de superficie. (Pág. 327).

Apliquemos ahora los valores reales de los datos del F. C. S. (pág. 297) a esta cuenca y a la fórmula que usan; tenemos:

$$S = 13.603 \text{ Km}^2$$

$$i_m = 0.00102.$$

Tomemos según lo que antecede el tiempo real del escurri-miento de la lluvia de 123 mm. o sea de la lluvia caída los días 4, 5 y 6 de julio de 1919 que suman:

Pringles	113 mm.
La Madrid	150 »
Arboledas	144 »
Recalde	144 »
Bolivar	84 »
	—
Total	635 mm.
Promedio	127 mm.

Es decir sensiblemente los 123 mm. que acepta el F. C. S. (página 275).

Se vé, que tomando como fecha de producción del máximo pa-ra Recalde-Bolivar el 7 de julio de 1919 de acuerdo a lo que ma-nifiestan en la página 292 del Informe de la C. A., el intervalo es 4,22 días aproximadamente de acuerdo con lo expuesto al estudiar esta cuestión, y a contar desde el 4 de julio como iniciación de la lluvia.

El caudal sería pues:

$$Q_{\max.} = 0.278 \times 0.60 \times 13.603 \frac{123}{3 \times 24} \times \frac{3}{4.22} = 2.780 \text{ m}^3|\text{s.}$$

y si tomamos para $\eta = 0.75$ en vez de 0.60 tenemos para

$$Q \text{ max. } 3.480 \text{ m}^3|\text{s.}$$

resultado bastante concordante con el caudal 3.460 m³|s. halla-do anteriormente para este punto y para la misma lluvia, cuan-do apliqué el método Chamier, por ser el tiempo de precipita-ción casi igual al de escurrimiento. (Pág. 327).

Si tenemos en cuenta que en esta cuenca en los 13.603 Km², pudo caer una lluvia de doble intensidad en el mismo intervalo como ocurrió del 21 al 24 de febrero de 1915, en cuencas más alejadas hacia el S. O., el valor del caudal por el procedimiento que llaman Cinemático, hubiese sido:

$$2 \times 2780 = 5560 \text{ m}^3/\text{s}.$$

tomando para $\eta = 0.60$ y si tomamos para $\eta = 0.75$, el valor del caudal hubiese sido:

$$2 \times 3.450 = 6.900 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultados ambos inferiores al valor máximo a que llegara de 9.760 m³/s. para esta misma cuenca y para esta misma lluvia con el método de Chamier. (Pág. 339).

Si el derrame de la cuenca del Vallimanca y su tiempo de escurrimiento, es la base hidráulica del plan y afirman que su caudal máximo solo es de 850 m³/s. para las lluvias de julio de 1919 y luego lo elevan sin razón aparente a 2.160 m³/s. como máximo. (Páginas 298 y 277 del informe citado), se comprende que la base, presupuesto y conclusiones son equivocadas por deficiente aplicación del mismo método que emplean.

EL TIEMPO MÁXIMO QUE TARDA LA ONDA DE CRECIENTE FIJADO EN 11 DÍAS Y DESPUÉS EN 200 HORAS, ES EXAGERADO.

Efectivamente, admitamos el menor de los dos o sea 200 horas como intervalo de tiempo, que tarda la onda inundante en llegar desde el origen de la cuenca hasta la línea Recalde-Bolívar.

La tormenta comenzó el 29 de junio de 1919 y llovió hasta el 2 de julio, las siguientes cantidades:

Pringles	68 mm.
Arboledas	25 »
La Madrid	16 »
Recalde	15 »
Bolívar	36 »
	—
Total	160 mm.
Promedio	32 mm.

Los días 4, 5 y 6 de julio llovió en los mismos puntos un promedio de 127 mm., según se consignó anteriormente y que el F. C. S. tomó como 123 mm. posiblemente promediando más puntos.

Es posible que los 32 mm. primeramente caídos se hayan superpuesto a los 127 mm. restantes, en razón de que se habrán escurrido lentamente a causa de su escaso radio medio, pero no es menos cierto que lo que determinó la avenida, la parte preponderante y principal fueron los 127 mm. caídos los días 4, 5 y 6 de julio, como puede verse en los telegramas de los diarios de esa fecha y que transcribí en otra oportunidad y lo acepta por otra parte en su fórmula el F. C. S.

AÑO 1919

Fechas		Bolívar	Del Carril	Pringles	Arboledas	G.Lanadrid	Recalde
Junio	1	—	—	—	—	—	—
»	2	—	9	6	6	—	5
»	3	—	—	—	—	—	—
»	4	—	—	—	—	—	—
»	5	—	—	—	—	—	—
»	6	—	—	—	—	—	—
»	6	—	—	—	—	—	—
»	7	—	—	—	—	—	—
»	9	40	20	27	30	1	64
»	10	—	4	4	1	22	—
»	13	—	11	—	2	—	—
»	14	—	—	6	—	5	5
»	15	—	—	—	—	1	—
»	16	—	—	2	—	—	—
»	25	—	—	1	—	—	—
»	29	12	3	15	—	—	5
»	30	6	14	1	—	—	5
Total		58	61	62	39	35	84
Julio	1	12	15	50	25	16	5
»	2	6	5	2	—	—	—
»	3	—	—	—	1	3	2
»	4	2	2	27	36	35	24
»	5	62	—	69	92	90	77
»	6	22	16	17	16	25	43
»	10	20	1	1	—	2	—
»	11	1	7	—	9	8	10
»	12	—	5	—	—	—	—
»	13	1	2	—	—	—	—
»	14	—	—	6	2	5	5
»	15	—	—	—	—	2	—
»	16	—	—	6	—	—	—
»	17	7	—	7	9	10	—
»	18	—	2	—	—	—	7
»	24	—	—	3	—	—	—
»	25	—	—	1	—	2	—
»	27	—	—	—	—	2	—
»	28	—	2	—	1	2	2
»	29	—	—	—	—	—	—
Total		114	57	192	189	197	170

Si se acepta por otra parte que tarda la onda 11 días, o también 200 horas o sea 8 días en llegar, pudieron haber tardado este intervalo en llegar hasta el 7 de julio los 32 mm. caídos desde el 29 de junio al 2 de julio, pero en este caso, de los 127 mm. restantes caídos los días 4, 5 y 6 de julio, no pudo llegar la parte caída en las sierras, hasta el 17 de julio y que es justamente la que más preponderancia tiene a esa altura en la creciente y esto vendría a contradecir la afirmación de la Comisión, de que son las aguas de las sierras las que ocasionan las inundaciones. Resultaría la inundación producida por los primeros 32 mm.

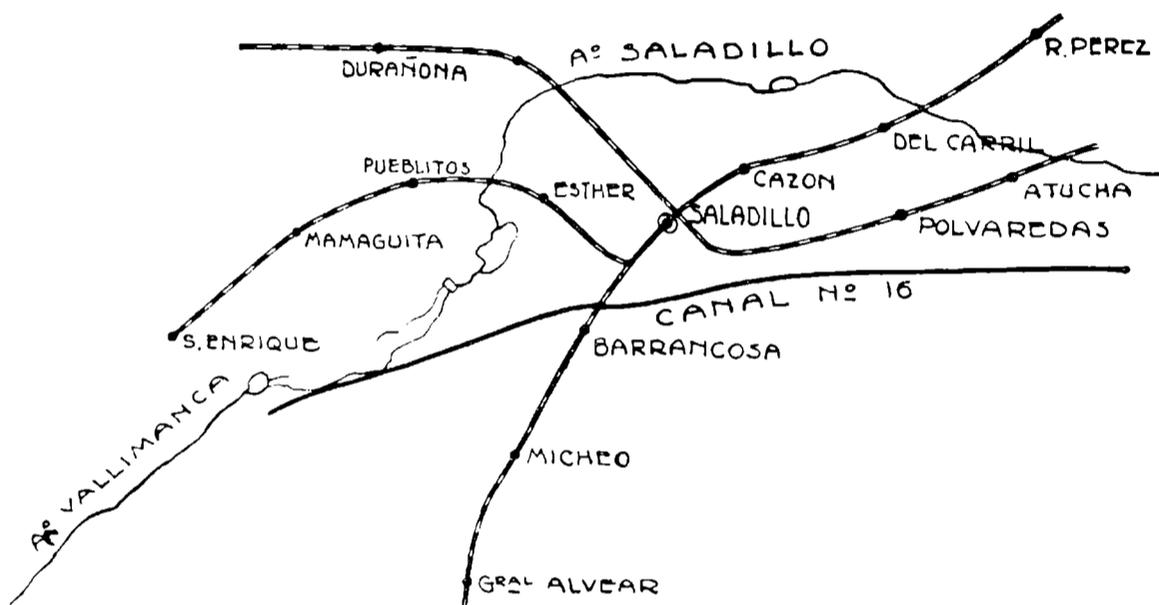


Figura 165

La Dirección de Desagües estimó en 550 m³/s. el caudal que pasó por las líneas del F. C. S. a la altura de Barrancosa y el F. C. S. 439 m³/s. Este caudal fué una derivación del Saladillo, habiendo llovido muy poco relativamente en el partido de Saladillo. El Saladillo en Del Carril llevó 1000 m³/s., según el F. C. S.

Por otra parte, de la aplicación que hacen en la página 291 del informe de la Comisión Asesora, se desprende que se refieren a los 123 mm. caídos los días 4, 5 y 6 de julio que suponen tardan en recorrer la cuenca 11 días desde su punto más lejano.

OTRAS CONTRADICCIONES MÁS

a) El origen de la cuenca dista — según el F. C. S. — de la línea Recalde-Bolívar 174 Km., con pendiente de 0.00102 y afirman los miembros de la Comisión que tarda 11 días el agua en recorrerla, (dando como comienzo de la lluvia el 29 de junio y

como producción del máximo en ese punto el 7 de julio, resulta 8 días, y no 10 días como afirman en la página 292).

El puente de Del Carril dista de la línea Bolívar-Recalde 170 Km., con pendiente de 0.000367 en este tramo y el máximo se produjo en este punto el 14 de julio, es decir 7 días después, con gran disminución de la precipitación aguas abajo de la línea Bolívar-Recalde (fig. 75). No se concibe que tarde 11 días en recorrer la misma distancia con mayor pendiente, con mayor radio medio, puesto que la onda se deprime con el transcurso de tiempo y se retarda.

ARROYO SALADILLO

PUENTE «DEL CARRIL» OBSERVACIONES DE ALTURAS DE AGUA

Nivel del agua debajo de los rieles (normal) = 4,00 metros.

Día	Junio	Julio	Agosto
1	2,30	2.10	1,50
2	»	2,—	»
3	»	1.90	»
4	2.10	1.90	»
5	»	2,—	»
6	»	2,—	»
7	»	1.90	»
8	»	»	»
9	»	»	»
10	2.10	2,—	»
11	2,—	1.90	»
12	2,10	1.90	»
13	»	Sin datos	»
14	»	»	»
15	»	»	»
16	»	1,—	»
17	»	1,30	»
18	»	»	»
19	2,10	»	»
20	2,20	»	»
21	2,40	1,30	»
22	2,20	1,50	»
23	»	»	»
24	»	»	»
25	»	»	»
26	2,20		1,50
27	2,10		1,80
28	»	»	1,50
29	»	»	2,10
30	2,10	»	2,10
31	»	1,50	2,50

NOTA. — La cota del riel en P. F. C. S. era 33 m. 26. Desde agosto de 1919 es 34 m. 20. La altura máxima registrada es de cota 33 m. 21 en julio 14 de 1919.

b) Porque aplicando la fórmula de la página 292 del informe, a la misma cuenca del Vallimanca hasta el puente de Del Carril, tendremos:

$$\tau'_{\max.} = \frac{\tau_{\max.} \sqrt[3]{i_m}}{\sqrt[3]{S}} \frac{L \sqrt[3]{S'}}{L \sqrt[3]{i_m}} = \frac{11 \times \sqrt[3]{0.00102}}{174 \times \sqrt[3]{13.600}} \times \frac{340 \sqrt[3]{17.603}}{\sqrt[3]{0.00048}}$$

en donde:

0.00102 es la pendiente del Vallimanca hasta Bolivar-Recalde.

11 días del período admitido por la Comisión y 13.600 Km². la superficie de la cuenca hasta la línea Bolivar-Recalde.

340 Km. La distancia desde el origen de la cuenca hasta Del Carril.

0.00048. La pendiente de la misma cuenca.

17.603 Km². Area de la misma cuenca hasta Del Carril.

Tendremos en consecuencia.

$$\tau_{\max.} = \frac{11 \times 0.032}{23.85 \times 174} \times \frac{340 \times 26}{0.0219} = 34.2 \text{ días}$$

o sean practicamente 34 días de modo que las lluvias de 123 mm. contados desde el 4 de julio debieran producir su máximo en Del Carril el 7 de agosto y los datos indican que se produjeron el 14 de julio más o menos (pág. 505).

Si contamos desde el 29 de junio los 34 días, el máximo debió producirse el 2 de agosto, lo que es también erróneo.

Repitamos el cálculo para $\tau_{\max.} = 200$ horas, como intervalo del tiempo empleado en recorrer la distancia desde el origen a la línea Bolivar-Recalde y tendremos para el tiempo empleado en llegar hasta Del Carril:

$$\tau_{\max.} = \frac{200 \times 0.032}{23.85 \times 174} \times \frac{340 \times 26}{0.0219} = 620 \text{ horas} = 25.8 \text{ días}$$

o sean 26 días

Es decir que si se toma ya sea desde el 29 de junio o el 4 de julio como fecha inicial de la tormenta determinante de la inundación, el máximo en Del Carril debió producirse el 24 de julio o el 30 de julio, ambas fechas, absurdas desde que fué el 14 de julio el máximo.

Supongamos ahora que en la misma fórmula, el período de tiempo hasta producirse el máximo en Bolivar-Recalde es de 4.2 días de acuerdo con mi fórmula (pág. 323) y veamos con la fórmula que emplea la Comisión, que resultado daría.

La expresión anterior tendría el siguiente valor:

$$\tau_{\text{max.}} = \frac{4.2 \times 0.032}{23.9 \times 174} \times \frac{340 \times 26}{0,0219} = 13.08 \text{ días}$$

Es decir que si tomamos la tormenta que produjo la inundación de julio de 1919 como comenzada el 4 de julio, tendríamos su máximo el 17 de julio en Del Carril lo que es una aproximación mayor. Esta fórmula es pues menos exacta que la mía. En cambio tomando desde el 29 de junio, 13 días más, daría el máximo en Del Carril el 12 de julio, es decir 2 o 3 días antes de la fecha real y tomando el 27 de julio como fecha inicial según parece indicarlo el informe de la Comisión en la página 292, resultará para la producción del máximo en Del Carril la fecha 10 de julio, también absurda. El 27 y 28 de junio no llovió en esta cuenca.

Apliquemos la fórmula de la Comisión a la cuenca de los canales 9 y 11 cuyas características son: (pág. 357)

$$i_m = 0.00091.$$

$$S = 20.158 \text{ Km}^2. \quad L = 220 \text{ Km.}$$

y en la cual las lluvias del 15 al 16 de agosto de 1922, produjeron su máximo en Dolores entre el 22 y 23 de agosto, es decir 8 días después rompiendo el canal 9 e inundando extensas áreas de campo, con gran perjuicio y desaliento de los pobladores.

Fueron las últimas inundaciones serias ocurridas en la Provincia.

Apliquémosle la misma fórmula, suponiendo exacto el período de 200 horas para el Vallimanca que da la Comisión y tendremos:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{max.}} &= 200 \text{ h} \sqrt[3]{\frac{0.00102}{0,00091}} \sqrt[3]{\frac{20.158}{13.603} \frac{220}{174}} = 200 \times \sqrt[3]{1.122} \sqrt[3]{1.48} \times 1.265 \\ &= 200 \times 1.06 \times 1.14 \times 1.265 = 306 \text{ horas.} \end{aligned}$$

o sean 12,75 días, resultado erróneo. Si en vez de 200 horas tomamos los 11 días como tiempo para el Vallimanca, el co-

respondiente para las cuencas de los canales 9 y 11 resulta ser de:

16.9 días

resultado aún más absurdo.

Si suponemos el escurrimiento en la cuenca del Vallimanca de 4.2 días de acuerdo con mi fórmula, la anterior dá para esta cuenca 153 hs. o sean 6.4 días, es decir que la fórmula que propongo, da en este caso resultados más de acuerdo a la realidad como que ha sido deducida de las observaciones en el terreno. Mi fórmula dá para este caso 7.9 días, es decir exacta.

c) Comparando estos tiempos, ya sean de 11 días o el de 200 hs. o sean 8 días, no guarda relación con la pendiente de la cuenca del Vallimanca 0.00102 y con la precipitación, con lo ocurrido en los arroyos Azul, Los Huesos, Chapaleofú y San Luis, Langeyú y Perdido, los cuales para las múltiples observaciones de la Dirección de Desagües cuyo estudio he expuesto, en total 37 observaciones, dan para una pendiente media de:

$I=0.00154$ y para una longitud media $l=84\text{Km}$.

y para una lluvia media de 35.4 mm. un intervalo medio τ max. = 3.4 días (pág. 322).

No se concibe que la cuenca del Vallimanca exija 11 días ni tampoco 8 días para franquear 174 Km. con pendiente $I=0.00102$, más aún, con una lluvia de 123 mm. que produce una aceleración considerable.

En el arroyo Azul, con una longitud desde su origen al punto de observación de 118 Km. y con pendiente $I=0.0013$, no se registra intervalo mayor de 4 días, siendo la media 2.5 días para 33 mm. de precipitación. (Pág. 319).

El dato fundamental para el cálculo de caudales es pues equivocado y equivocados todos los cálculos de caudales y como consecuencia, el presupuesto, beneficios, etc., de modo que resulta inaplicable el plan propuesto.

LA COMPROBACIÓN MATERIAL DEL ERROR

La cifra fundamental para la comprobación de la bondad del método seguido por la Comisión Asesora, es el escurrimien-

to de 11 días hasta la línea Bolivar-Recalde que figura en la página 291 y que luego una vez verificada la fórmula abandona y lo substituye por la de 200 hs. en la página 293, sin dar ninguna razón de ello.

Este número 200 hs., es el fundamento del cálculo hidráulico de todo el proyecto, de modo que si aquel es erróneo, este también lo es.

Hemos visto, que admitido el escurrimiento de 11 días hasta la línea Bolívar Recalde, resulta hasta Del Carril 34,2 días aproximadamente por las mismas fórmulas que emplea la Comisión.

Apliquemos la fórmula a este caso y con este tiempo y calculemos su caudal.

$$Q_{\max.} = 0.278 I S \frac{T}{\tau_{\max.}} \eta$$

en donde tenemos:

$S = 17.603 \text{ Km}^2$. Superficie de la cuenca hasta Del Carril.

$I = \frac{123}{3 \times 24} = 1,71 \text{ mm|h.}$, intensidad de la lluvia caída en los 3 días, 4, 5 y 6 de julio de 1919, de acuerdo con el F. C. S.
 η = escurrimiento que lo toman 0.60 para esa cuenca en la página 298.

$T = 3$ días, duración de la lluvia.

$\tau_{\max.} = 34.2$ días, lo que resulta para el escurrimiento si se admite hasta Bolivar-Recalde 11 días y luego se calcula el tiempo de escurrimiento hasta Del Carril por la fórmula que consignan en la página 292.

El caudal resultaría para Del Carril:

$$Q = 0.278 \times 1,71 \times \frac{3}{34.2} \times 0.60 \times 17.603 = 442 \text{ m}^3/\text{s.}$$

resultado erróneo, por cuanto esa cuenca a la altura de Del Carril vertió más de $1.500 \text{ m}^3/\text{s.}$ y por el Saladillo solamente $1.000 \text{ m}^3/\text{s.}$ (pág. 177).

Ensayemos ahora con $T = 200$ hs. y llegaremos a un resultado más o menos semejante.

Vimos que cuando aceptamos un escurrimiento de 200 hs. hasta Bolivar-Recalde, resultaba un intervalo de tiempo empleado por la onda en recorrer la cuenca desde las nacien-

tes del Vallimanca hasta Del Carril, según cálculos que anteceden, aplicando la fórmula que emplea la Comisión en su Dictamen página 299, igual a 25.8 días, es decir prácticamente 26 días.

Aplicando la fórmula tenemos para el caudal:

$$Q_{\max.} = 0.278 \times 1.71 \times 0.60 \times \frac{3}{26} \times 17.603 \hat{=} 580 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultado que tampoco concuerda, pues es casi la tercera parte.

Tomemos en cambio 4,2 días como tiempo de escurrimiento hasta Bolivar-Recalde, de acuerdo con mi fórmula y concordante en este caso como resultado del intervalo de tiempo con el máximo que debió producirse, como efectivamente sucedió, el 14 de julio en Del Carril, es decir tardar 10 días.

Apliquemos la fórmula de la Comisión y veamos su resultado:

$$Q = 0.278 \times 0.60 \times \frac{3}{12} \times 17.603 \times 1.71 \hat{=} 1.260 \text{ m}^3/\text{s}.$$
 y si toma-

mos como fecha del máximo en Del Carril el 14 de julio de acuerdo al F. C. S. tenemos 1.375 m³/s.

Resultado que si bien no concuerda con las observaciones como lo hace mi fórmula, sin embargo se aproxima más que con las hipótesis anteriores.

Si se toma por otra parte las lluvias como iniciadas el 29 de junio tendremos hasta el 6 de julio 8 días transcurridos.

Si la precipitación en los días 4, 5 y 6 de julio fué 123 mm. según el F. C. S. y adoptamos 32 mm. más por lo caído entre el 29 de junio y el 4 de julio según datos de planillas de lluvias consignados anteriormente, tendríamos en total para la cuenca del Vallimanca hasta Bolivar-Recalde una precipitación de 155 mm. en 8 días.

La intensidad horaria, dato necesario para la fórmula que usan, sería: $\frac{155}{24 \times 8} \hat{=} 0.81 \text{ m.m./h.}$

valor que llevado a la fórmula, dará el siguiente resultado para el caudal en la línea Recalde-Bolivar.

$$Q = 0.278 \times 0.60 \times 0.81 \times 13.600 \times \frac{8}{11} \hat{=} 1.335 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultado discordante con lo consignado en la página 291 del Informe de la C. A. y con lo observado por el F. C. S. en este

punto, de modo que mal podrían justificar la bondad de la fórmula con la coincidencia con el caudal observado, de acuerdo con el criterio que los guía, puesto que no se realiza en ningún caso si no se alteran las cifras reales.

Lo que se deduce de lo que antecede es bien simple.

Se ha establecido una fórmula puramente teórica y se ha tratado de justificarla, haciéndola coincidir con un caudal observado para lo cual han tenido necesidad de maniobrar con los coeficientes y parámetros.

Al hacer estas tentativas han escogido el peor camino, alterando los tiempos, dándole primero un valor de 11 días y luego sin razón alguna cambiándolo por el de 200 hs. o sean 8,3 días, de donde resulta toda la base del estudio hidráulico viciada.

Si hubiesen buscado antecedentes y hubiesen leído los diarios del mes de julio de 1919, hubiesen visto en los telegramas da «La Prensa» del 8 de julio, lo siguiente que transcribo a continuación:

«La Prensa». 8 de julio. — «Las líneas férreas se han cortado de Lamadrid a Iturregui y Lamadrid a Martinetas y en varias partes de la línea Olavarría-Pringles, a la altura de la estación Reserva, entre ésta y 16 de Julio y entre esta última y Chillar. Los campos entre Roca y Núñez están bajo las aguas».

«La Prensa» 8. General Lamadrid, julio 7. — «Las abundantes lluvias caídas durante los últimos días provocaron la inundación de más de la mitad de la superficie de ese partido. Las aguas que venían del lado de Coronel Pringles y Laprida fueron detenidas en su avance por los terraplenes de las cuatro líneas férreas, hasta que a causa de su enorme caudal, rompieron la valla que se oponía a su paso llegando a inundar la mayor parte del pueblo, en cuyos alrededores se registran, hasta 2 metros de profundidad de agua».

No es el caso de repetir aquí, lo que dijera a propósito de la crítica al procedimiento de cálculo del F. C. S., pero conviene recordar que los 400 Km. de vías en esta cuenca de 13.600 Km². bastaban para represar íntegro el volúmen de la avenida, y que en consecuencia los aforos efectuados, indican solo una fracción de lo que hubiera pasado si hubiesen existido las luces suficientes en las obras de arte.

Llamo de nuevo la atención, sobre que el informe de la Comisión — página 248 — hablando de las diferencias de caudal observadas, a saber según el F. C. S.

Muñoz-Piñeyro	1.651 m ³ s.
Recalde-Louge	1.392 »
Bolívar-Recalde	947 »

dice lo siguiente:

«Las diferencias que se constatan entre los tramos Recalde-Louge y Recalde-Bolívar son perfectamente explicables, por razón de la atenuación de la avenida, debido a la menor pendiente del terreno, el aumento de la capacidad de acumulación y aún a la disminución de intensidad de la lluvia desde Lamadrid hasta Bolívar».

No es el caso de repetir aquí el cálculo que prueba que si hubiese seguido disminuyendo en proporción al decrecimiento de pendiente y de lluvia y dado que los bajíos aumentan además cuando se acerca al Salado, con el criterio de la Comisión Asesora, al llegar a Del Carril, hubiese tenido que disminuir el caudal vertido por esa cuenca en 1.800 m³|s., es decir, que a la altura de Del Carril hubiese debido chupar agua el Saladillo en vez de llevar 1.000 m³|s.

Además la afirmación que, se debe al «aumento de capacidad de acumulación», está en contradicción con lo que afirman en la página 367 en lo tocante a mi publicación del almacenamiento total de la violentísima tormenta del 21 al 23 de abril de 1928, en donde dicen:

«La limitada capacidad de las lagunas de la cuenca del Vallimanca y del Saladillo, cualquiera que haya sido su estado, no puede haber determinado la intensa acción de regulación que se menciona; el escaso escurrimiento superficial constatado en abril de 1928, es debido única y exclusivamente a que todas las tierras de la Provincia de Buenos Aires estaban completamente sedientas por razón de la sequía reinante hasta esa fecha, como personalmente lo hemos observado en nuestros viajes de reconocimiento, en tales condiciones no era dudoso que la infiltración de tal lluvia se produjese caso totalmente».

El error consiste en que en vez de revisar los cálculos del F. C. S. y comprobar si su raciocinio tenía alguna falla, se

ha preferido alterar los tiempos con un resultado fatal para las conclusiones.

El agua fué represada hasta que se rompieron los terraplenes y una parte de este enorme volúmen acumulado dió alcance al escurrido anteriormente.

Conviene además no olvidar, que una parte fué desviada hacia la cuenca de Bolivar, otra hacia el arroyo Brandsen, afluente de Las Flores y otra en el partido de Alvear, hacia el arroyo Las Flores y otros caudales no computados por el F. C. S. (pág. 177) de modo que el caudal debió ser mayor a no mediar tales hechos.

Este error es tanto menos disculpable, cuanto que proviene de una errónea estimación del volúmen de circulación, el que justamente hacen entrar en su exposición y recomiendan como método. Queda evidenciado que su aproximada estimación es imposible y el método inaplicable.

OTRAS VERIFICACIONES DEL ERROR

Cuando estudiamos el caudal vertido por el Vallimanca y Las Flores en Gorchs, (págs. 328 y 329), utilizamos los siguientes datos:

Cuencas	Longitud de la cuenca Km.	Superficie Km ² .	Pendiente
Vallimanca	396	18.800	0.000404
Las Flores-Tapalqué . . .	276	10.294	0.000725

Suponiendo que la lluvia iniciada el 29 de junio de 1919 tarde 11 días en alcanzar la línea Bolivar-Recalde, como lo dice la Comisión Asesora en su informe (pág. 291), podemos calcular el tiempo empleado por la onda de las dos cuencas en alcanzar Gorchs, usando la fórmula del Informe de la Comisión de la página 292.

Apliquémosla al Vallimanca:

$$\tau' \text{ max.} = \frac{\tau \text{ max.} \sqrt[3]{i \text{ m}} L' \sqrt[3]{S'}}{\sqrt[3]{S} L \sqrt[3]{i' \text{ m}}} = \frac{11 \sqrt[3]{0,00102} \times 396 \sqrt[3]{18\ 800}}{\sqrt[3]{13\ 600} \times 174 \sqrt[3]{0,000404}}$$

$$\tau' \text{ max.} = \frac{11 \times 0,032 \times 396 \times 26,6}{23,9 \times 174 \times 0,0201} = 44,4 \text{ días} \hat{=} 45 \text{ días}$$

Quiere decir que la onda debió llegar a Gorchs el 12 de agosto, resultado erróneo por cuanto el 20 de julio tuvo su máximo en Gorchs, el 25 de julio en Villanueva, y el 7 de agosto en Guerrero. (Fig. 166).

Apliquemos esto misma a Las Flores. El tiempo empleado por la onda en recorrer la cuenca sería:

$$\tau' \text{ max.} = \frac{11 \sqrt{0,00102} \times 276 \sqrt{10,294}}{3 \sqrt{13.600} \times 174 \sqrt{0,000725}} = \frac{11 \times 0,032 \times 276 \times 21,8}{23,9 \times 174 \times 0,027} = 18,8 \approx 19 \text{ días}$$

Como la lluvia se inició el 29 de junio y terminó el 6 de julio duró 8 días, de modo que al cabo de $19+8=27$ días debió haber terminado de pasar la creciente o sea el 25 de julio de acuerdo a como está calculada la planilla, página 298, reproducida en la pág. 516.

Como la del Vallimanca tarda 45 días en llegar — según los cálculos que preceden — o sea que debió tener su máximo el 12 de agosto, debió haber pasado la creciente de Las Flores y transcurrido 18 días, antes de presentarse el máximo de la del Vallimanca. (Fig. 166).

Es conveniente hacer notar que la lluvia que originó esta avenida, lo mismo que la del Vallimanca, fué la de los días 4, 5 y 6 de julio en los cuales cayeron 123 mm. correspondientes a la intensidad horaria 1.71 mm|h., según el F. C. S. hasta la línea Bolivar-Recalde y no en toda la cuenca.

En el mismo intervalo se precipitaron 89 mm. en la cuenca de Las Flores hasta el Colector o sea una intensidad horaria de: $\frac{89}{3 \times 24} = 1.236 \text{ mm. h.}$

La precipitación en los días 4, 5 y 6 de julio fué para toda la cuenca de Las Flores 108 mm. como promedio y su intensidad horaria en consecuencia: $\frac{108}{3 \times 24} = 1,5 \text{ mm. h.}$

Los períodos de 27, 19 y 45 días deben pues en realidad contarse a partir del 4 de julio y no del 29 de junio, así la creciente del Vallimanca debió llegar a Gorchs el 17 de agosto, error grosero puesto que el 7 de agosto fué el máximo en Guerrero.

Esto nos indica que debió haber 2 máximos en la curva de los gastos en Gorchs separados por 26 días de intervalo lo que

Alturas de las aguas en los puentes del Salado

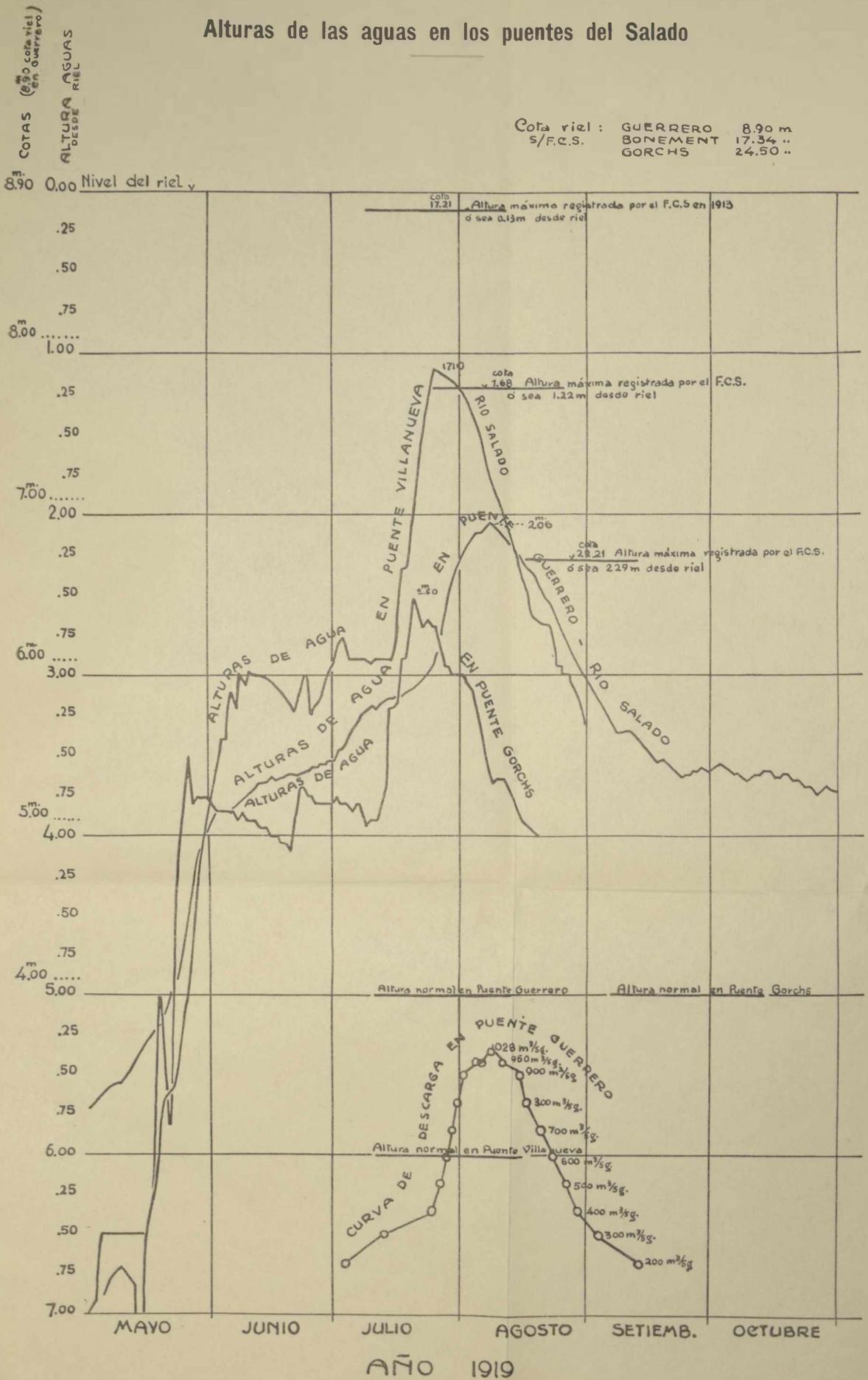


Figura 79

Diagramas de alturas de agua del Salado en los puentes del F. C. S. y caudales en Guerrero, según la Dirección de Desagües.
Los caudales indicados en Guerrero son inferiores a los reales.

no aconteció y que además el caudal en Gorchs debió ser a lo sumo igual al mayor de los dos máximos, dado que no pudieron suponerse las dos ondas, debiendo haber un espacio aproximado de 18 días después de pasada la de Las Flores antes de presentarse el máximo del Vallimanca, hechos que no acusa el diagrama.

CÁLCULO DE LOS CAUDALES

Vallimanca. — Hicimos notar que la intensidad horaria de la lluvia era menor de 1.71 mm|h. para toda la cuenca. La precipitación para los días 4, 5 y 6 de julio fué como media en toda la cuenca 109 mm. de modo que su intensidad horaria fué:

$$\frac{109}{3 \times 24} = 1.515 \text{ mm./h.}$$

$$Q = 0.278 \times 0.6 \times 1.515 \times 18.800 \frac{3}{45} = 318 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Las Flores-Tapalqué:

$$Q = 0.278 \times 0.6 \times 1.5 \times 10.294 \frac{3}{19} = 408 \text{ m}^3|\text{s.}$$

Ahora bien, el caudal según datos del F. C. S. fué en Gorchs 2.355 m³|s. o 3.082 m³|s. según el procedimiento de cálculo adoptado (pág. 170) y según lo que acabamos de exponer de acuerdo a la manera de calcular los caudales la Comisión, debió ser solo 408 m³|s. dado que este es el mayor pues debió mediar un espacio vecino de 18 días después de pasada la creciente de Las Flores, antes de que se presentase la del Vallimanca con 318 m³|s. y el caudal máximo sería originado por Las Flores y no por el Vallimanca, lo que es absurdo.

Que de extraño tiene, que después de constatar estas voluminosas diferencias de cálculo en los caudales, afirme la Comisión Asesora (pág. 329 del Informe) que el caudal del colector después de recibir el aporte del Tapalqué y Las Flores no excederá de 2.400 m³|s. y que el aporte del Vallimanca no será mayor de 2.160 m³|s., lo que casi ha vertido el Riachuelo de Barracas en 1884 o sea 1.500 m³|s. en el Puente de Barracas y posiblemente 5.475 m³|s. contando con los caudales que se desviaron por Lanús hacia el Río de la Plata, careciendo de sierras, que según la Comisión es la causa del régimen torrencial de los afluentes de la cuenca S. del Salado.

LOS CÁLCULOS DE LOS CAUDALES CON EL MÉTODO CINEMÁTICO SIMPLIFICADO, Y CORREGIDOS

Basados en los gráficos de compatibilidad de las precipitaciones con las áreas abarcadas por las mismas, consignadas en la página 263 del Informe de la Comisión y reproducidos en la figura 163, basados en que el tiempo de escurrimiento de la cuenca del Vallimanca hasta Bolívar-Recalde era de 200 hs., —ambas suposiciones equivocadas,—han calculado la planilla que adjunto y que se halla en la página 298 del citado informe:

Arroyos	S Km ²	L Km	Bm Km	i _m m/Km.	τ máx. horas	i _m máx. compatib. mm/hora	η	Volumen de la crecida Hm ³ .	Q máx. m ³ /s.	Durac. mínima de la crecida h.
Vallimanca	13.600	220	62	0,77	200	1,6	0,60	1300	2160	320
Las Flores	3.500	140	25	0,58	94	2,2	0,60	550	1200	214
Tapalqué	5.700	120	47	1,20	66	2	0,66	900	2000	186
Azul	4.500	155	29	1,17	79	2	0,66	700	1650	199
Los Huesos	4.100	140	29	1,40	64	2	0,66	650	1500	184
Chapaleofú	3.900	160	24	1,25	75	2	0,66	620	1400	195
Lang. y Perdido	4.500	110	41	1,21	53	2	0,66	700	1650	173
Tandil. y Chelforo	2.800	130	22	1,54	50	2,3	0,70	540	1250	170
Chilcas	2.000	130	16	1,37	47	2,4	0,70	400	1000	167
Chico	2.800	130	22	1,25	55	2,3	0,70	540	1250	175
Total	47.490									

Las cifras consignadas en esa planilla deben en consecuencia ser ínfimas y para hacer ver la diferencia presento el cálculo usando los mismos procedimientos de cálculo que emplea la Comisión, es decir para los caudales su fórmula:

$$Q = 0,278 \eta I S \frac{T}{\tau \text{ máx.}}$$

y para los tiempos:

$$\frac{\tau' \text{ máx.}}{\tau \text{ máx.}} = \frac{L'}{L} \left| \frac{i_m}{i'_m} \right|^3 \frac{S'}{S}$$

y llego a los siguientes resultados, en cuanto a los tiempos:

Cuencas	Km2.	Máximo horas	Máximo según la planilla
Vallimanca	13.600	101	200
Las Flores	3.500	69	94
Tapalqué	5.700	48	66
Azul	4.500	57	79
Los Huesos	4.100	46	64
Chapaleofú	3.900	55	75
Langueyú y Perdido	4.500	40	53
Tandileofú y Chelforo	2.800	36	50
Chilcas	2.000	34	47
Chico	2.800	40	55
Total	47.400		

De los coeficientes de escurrimiento no se dá ningún fundamento para el valor que se consigna de los mismos. El tiempo de escurrimiento lo tomo 4,2 días hasta Bolívar-Recalde (página 323) y los demás datos del F. C. S. (pág. 297).

En cuanto a la cuenca del Vallimanca la superficie es de 13.603 Km². según el F. C. S. hasta Bolívar-Recalde y hasta el colector son 1.597 Km². más, de modo que su cuenca resulta 15.200 Km². cuyo valor no figura en la planilla modificada y la cuenca total del colector resulta ahora 48.997 Km². en vez de 47.400 Km². o sean aproximadamente 49.000 Km².

Para las intensidades horarias de lluvia, tomo como norma la copiosa y violenta tormenta acaecida del 21 al 24 de febrero de 1915 en la Provincia de Buenos Aires, cuya mayor descarga la sufrió la parte Sud de la vertiente de las sierras de la Provincia.

Si esta tormenta se hubiese desplazado un poco más hacia el N. E. hubiese caído en los 15.200 Km². — que forman la cuenca del Vallimanca hasta el colector — una media de 246 mm. en

3 días, o sea una intensidad horaria de: $\frac{246}{72} = 3.42$ mm./h.

En el resto de la cuenca del colector, se hubiese precipitado una media de 200 mm. en 3 días lo que nos dá una intensidad horaria de: $\frac{200}{72} = 2.78$ mm./h., valores bien superiores a los que consigna la Comisión en la planilla que transcribimos hace un momento y que es la base de sus cálculos.

En cuanto al tiempo de escurrimiento dado por mi fórmula, resultaba superior a 2 días para la cuenca del colector exclu-

da la del Vallimanca, habiendo considerado la longitud de las cuencas solo de 114.407 Km. como media, inferior a la de las planillas de la Comisión. Dado que los cursos que bajan de las sierras no son rectilíneos, tendrán en consecuencia las aguas un recorrido mayor que los 114.407 Km. de profundidad teórica media de la cuenca del colector y dado que no se sabe la hora en que comenzó la tormenta del 21 de febrero de 1915 ni la hora que terminó el 24 de 1915, supongo el escurrimiento y tormenta para esta parte de una duración homóloga de 3 días (págs. 339 y 341) y puedo en consecuencia aplicar la fórmula que usa la Comisión:

$$Q = 0.278 \eta S I$$

En la que $I = 2.78 \text{ mm|h.}$ $\eta = 0.60$ en media como lo aceptan en su planilla.

Considerando las zonas I y II tendremos:

$$S = 49.000 \text{ Km}^2. - 15.200 \text{ Km}^2. = 33.800 \text{ Km}^2.$$

$49.000 \text{ Km}^2. = 47.400 \text{ Km}^2.$ cifra de la planilla más $1.597 \text{ Km}^2.$ cuenca del Vallimanca entre Bolivar-Recalde y el colector.

En cuanto a la cuenca del Vallimanca, que tiene una superficie de $15.200 \text{ Km}^2.$ y una pendiente hasta el colector de 0.0009 con una longitud de 200 Km. , el tiempo de escurrimiento calculado con mi fórmula que se ha verificado en todas las tormentas de estas cuencas, sería calculando primero la velocidad media V por la fórmula:

$$V = 1.35 \sqrt{246 \times 0,0009} = 1.35 \sqrt{0,221} = 1.33. \times 0.47 = 0,63 \text{ m|s.}$$

y en recorrer esta distancia de 200 Km. tardaría:

$$\frac{200 \ 000}{0,63 \times 86.400} = 3 \ 68 \text{ días}$$

Para esta cuenca, dado que la lluvia la supongo de 3 días y su escurrimiento en 3.68, verificándose que $\tau \text{ max} > T$ aplica la fórmula de la Comisión:

$$Q = 0.278 \eta S I \frac{T}{\tau \text{ max.}}$$

en la que:

$$\eta = 0.60. S = 15.200 \text{ Km}^2. I = 3.42 \text{ mm|h.} T = 3 \text{ días. } \tau \text{ max.} = 3.68$$

Los caudales vertidos por esas cuencas, de acuerdo a las fórmulas que emplea la Comisión depuradas de las deficiencias de aplicación, serían:

Para la cuenca de 33.800 Km².

$$Q = 0.278 \times 0.6 \times 33.800 \times 2,78 = 15.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Para la zona del Vallimanca hasta el colector, tendríamos:

$$Q = 0.278 \times 0.60 \times 15.200 \times \frac{3}{3,68} \times 3.42 \hat{=} 7.080 \text{ m}^3/\text{s}.$$

o sea en total 22.680 m³/s., resultado análogo al hallado cuando apliqué el método de Chamier.

No debe extrañar esta aproximación, puesto que cuando el tiempo de escurrimiento es igual o menor que el de precipitación, la fórmula de la Comisión es aceptable, como aproximada.

Tomando $\eta = 0.75$, resulta para esta cuenca 19.500 m³/s. por el método que usa la Comisión, en vez de 15.600 m³/s.; y para la cuenca total del colector 28.300 m³/s. que representa alguna diferencia con los caudales de 2.200 m³/s. o de 3.300 m³/s. que obtiene la Comisión con este método en las páginas 329 y 330 de su informe.

En cuanto al retardo que pudiera producirse a lo largo del colector en su escurrimiento, no lo tomé en cuenta, por la simplísima razón, que si este no es capaz de tirar un caudal de 3.000 m³/s., como vimos anteriormente, se producirá necesariamente un agolpamiento del agua aumentando la zona inundada, dando tiempo a que el Vallimanca alcance con su retardo que es algo mayor de un día para esta tormenta y que por otra parte podía ser compensado en esta misma tormenta si hubiese tenido un desplazamiento hacia el N. E. durante su precipitación análoga a la del 21 al 23 de abril de 1928. Los perjuicios serían mayores para la zona inundada, mayor aumento de área a expropiar, terraplenes de acceso de los caminos, obras de arte, etc. a causa del agolpamiento que fatalmente se producirá. (Pág. 415).

LAS OBSERVACIONES A MI PLAN

Ellas se reducen a indicar como imposible, el gobernar las aguas en los canales de desagüe y en negar la capacidad a la cuenca.

Vuelvo la oración por pasiva y encuentro que los autores insertan en su proyecto numerosos canales de desagüe al S. del «Desviador Inferior».

Ahora bien, o estos canales son para que sus linderos viertan sus aguas o bien son puramente de efecto decorativo y se impide desaguar a ellos por severas penalidades.

Si se verifica lo primero, se tienen formuladas las mismas observaciones que se formulan contra mi plan, agravadas por el hecho de ser zonas de afluencias mayores; y si lo segundo, su construcción es inútil.

El negar por otra parte la posibilidad de efectuar una red de pequeños canales, es ir contra lo que enseña la práctica diaria y dar por insoluble el problema que fatalmente se presentará con la parcelación de la tierra y que se ha resuelto ya en esta forma sin los formidables inconvenientes que se mencionan, en los centros agrícolas.

No está demás para terminar, recordar que el precio de la excavación de tierra en los colectores con transporte medio de 55 m. figura ser pesos 0.50 el m³. y en el plan que bosquejo, calculo el m³. de movimiento de tierra a pesos 1.00 más el 20 por ciento para obras de arte.

Si adoptase ese precio de pesos 0.50 el m³. para el movimiento de tierra, el presupuesto quedaría reducido en la proporción del 46 por ciento, es decir a la suma de pesos 43.000.000 de pesos 80.000.000 que era mi apreciación y la tasa impositiva estimada en pesos 6.90 por hectárea a pesos 3.72 la hectárea.

EL REMANSO HIDRODINÁMICO

Dice la Comisión Asesora en su informe, página 362:

«Es inadmisibile la amplitud que, en todo el trayecto del colector, se atribuye al remanso hidrodinámico; éste solo se producirá en la desembocadura de los diversos arroyos y en la medida necesaria para compensar la pérdida de carga que corresponde al cambio de dirección y nunca en la forma que sugiere la figura de página 209, (método geométrico aproximado que, por cierto, no corresponde al caso considerado)».

No dice la Comisión, cual es el método geométrico exacto que corresponde al caso del colector, pero parece ser que debe elegirse uno que corresponda a un remanso nulo, puesto que el

RIO PARAGUAY
ESTUDIOS DE REMANSO

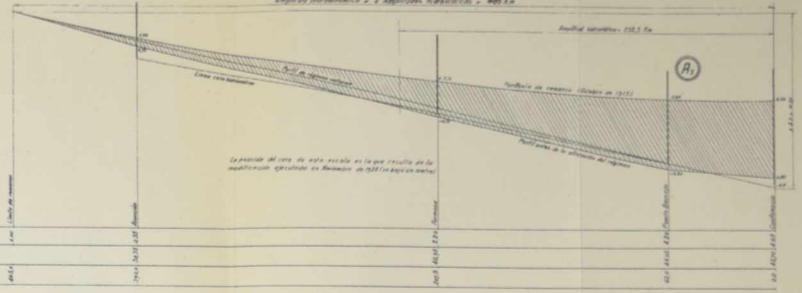
Escala Horizontal 1:100,000
Escala Vertical 1:100

El fondo del remanso se ha determinado de un modo aproximado por la ley de vertientes de la albuja de remanso en el tramo Corrientes-Rosario y por hidrostática, considerando a la ley de remanso de la pendiente en el perfil antes de la alteración del régimen.
La sobre-elevación del PA en Confluencia (m. 5.30) resulta de haberse fijado como altura inicial la de m-94; observada en la bajante general de 1946 y que corresponde al estado del Rio Paraguay en aguas bajas, considerado en este perfil.

Alturas de remanso (aproximadas)
Cotas cero hidrómetros (observadas)
Distancias desde Confluencia (en Km)

Estado del Rio Paraguay Aguas Bajas - Sobre-elevación en Confluencia (A) - 5.30m

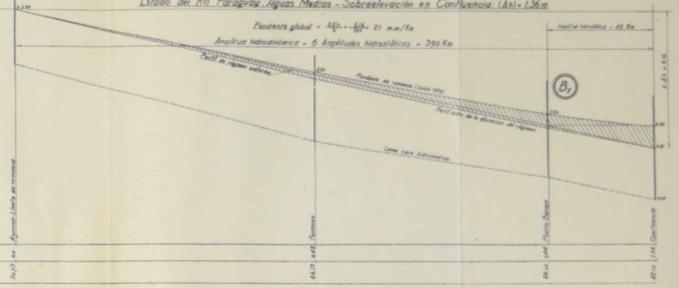
Pendiente global = 34" - 28" = 22.5 m/Km
Amplitud hidrográfica = 2. Amplitud hidrográfica = 485 Km



La posición del eje de este perfil es la que resulta de la meditación ejercida en Rosario en Noviembre de 1927 (aproximativa)

Estado del Rio Paraguay Aguas Medias - Sobre-elevación en Confluencia (B) - 1.36m

Pendiente global = 44" - 41" = 31 m/Km
Amplitud hidrográfica = 6. Amplitud hidrográfica = 390 Km



Nota: La distancia Confluencia-Rosario, medida sobre la línea recta de unión de los dos puntos es aproximadamente 240 Km.
La pendiente media según esta línea resulta igual a 33 m.m. por Km.
En el tramo Confluencia - Espina del Rio Paraná, de 300 Km de distancia en línea recta, la pendiente media es, según la línea recta de unión, de 73 m.m. por Km.
Este estado de remanso las alturas de agua están referidas al nivel establecido en Noviembre 16 de 1928 (bajante en mar).
El coeficiente de remanso en el tramo del Rio Paraná, Confluencia - Espina es 13 [30]
El mismo coeficiente en el tramo Confluencia-Rosario del Rio Paraguay es 1.68 [48]
En el tramo Puente Caspar-Angaité es 1.3 [32]

Plano de comparación = +4.00m

Alturas de remanso (aproximadas)
Cotas cero hidrómetros (observadas)

CRECIDA DEL RIO PARANA DE LOS DIAS 1 AL 5 DE SEPTIEMBRE DE 1929.
Estado del Rio Paraguay - Aguas Medias - Sobre-elevación en Confluencia = 2.10m

Amplitud hidrográfica = 6. Amplitud hidrográfica = 531 Km

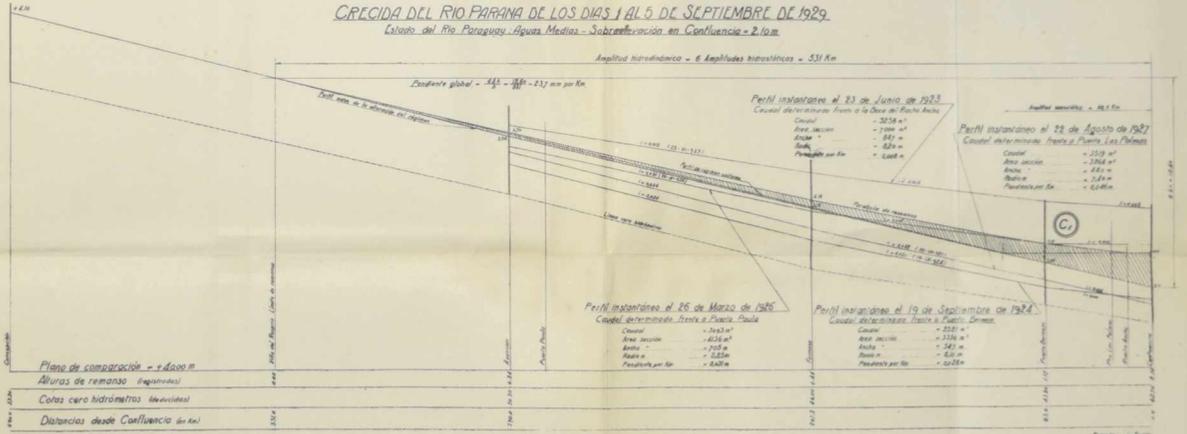


Figura 107

La Comisión Asesora en la página 862 no admite que se produzca un remanso hidrodinámico doble del hidrostático y afirma que el que se pueda producir carece en absoluto de importancia, no tomándolo en consideración.

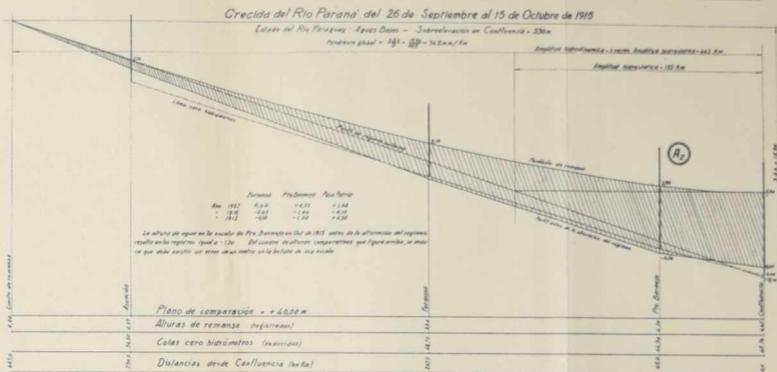
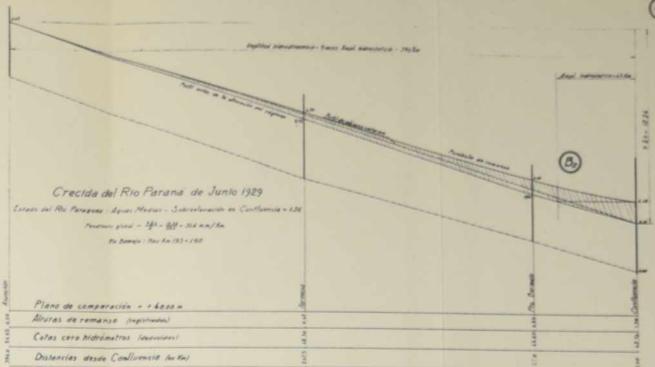
RIO PARAGUAY

ESTUDIOS DE REMANSO

Horizontal 1: 20000
Vertical 1: 500

Cálculo de la pendiente i por la fórmula $V = \frac{0.49 V^2}{R^{0.48} S}$

	Punto A de la Sección	Punto B de la Sección	Punto C de la Sección	(100 Metros)
Caudal m^3	3212	2520	1983	1619
Altura de agua m	0.66	0.72	0.76	0.67
Área mojada m^2	7.66	8.750	8.126	8.282
Radio medio m	0.67	0.67	0.68	0.67
Pendiente por km	0.29	0.18	0.23	0.24
$n = 0.25$	0.007	0.002	0.002	0.002
$n = 0.25$	0.007	0.002	0.002	0.002
$n = 0.25$	0.007	0.002	0.002	0.002



CRECIDA DEL RIO PARANA DE LOS DIAS 1 AL 8 DE SEPTIEMBRE DE 1929

Caudal del Rio Parana - Agua Medias - Subelevación en Confluencia = 2.10 m
Pendiente global = $\frac{14}{100} = 0.14$ m/km

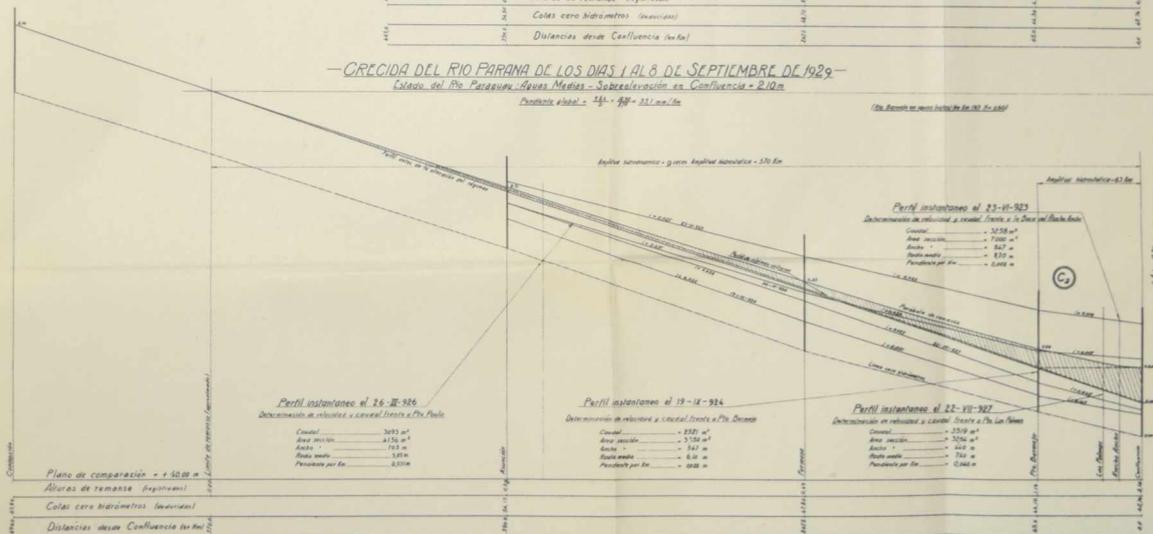


Figura 168

La Comisión Asesora en la página 362 no admite que se produzca un remanso hidrodinámico doble del hidrostático y afirma que el que se puede producir carece en absoluto de importancia, no tornándolo su consideración.

área ocupada por el mismo no la toma en cuenta. Declaro que no conozco tal método.

Creo que en una cuestión como ésta del remanso — problema en el cual se han estrellado los más grandes analistas — no debe bastar la autoridad científica que se crea poseer, para dar por axiomas tales afirmaciones.

Debemos basarnos en hechos antes que en teorías, y los hechos mencionados y constatados son de por sí bastante elocuentes.

Es evidente que el Paraná sufre una desviación de su dirección Norte Sud a la altura de Posadas, tomando su dirección E. O. hasta más allá de su confluencia con el Paraguay.

Esta desviación es debida a las sierras de Misiones y lomas de la Provincia de Corrientes.

Si se hiciese un canal de Posadas al Uruguay en forma de desviar todo su caudal hacia este último río, no se hubieran observado en el Paraguay los remansos hidrodinámicos que se citaron, no de 2 veces como lo supongo yo, sino de 9 veces el hidrostático. (Figs. 167 y 168).

Las sierras de Misiones y lomas de Corrientes, forman un espaldón natural que obra del mismo modo que el artificial del colector y el Paraguay es uno de los tantos arroyos de la cuenca S. del colector que desembocarían en el mismo, el Paraná, en su curso E. O. hasta la ciudad de Corrientes en nuestro caso.

Repito aquí las amplitudes de los remansos observados en el río Paraguay, ya citados, por los que se verá que he sido muy parco en admitir una amplitud de 2 veces el hidrostático, como lo encuentra exagerado la Comisión Asesora.

«En la crecida del mes de junio de 1929 en la que el Paraná subió en confluencia de 3.10 m. a 4.46 m, llevando en consecuencia un caudal aproximado de 20.000 m³/s., el remanso hidrodinámico parece haberse extendido 9 veces el hidrostático. Este midió una amplitud de 43 Km. midiendo el hidrodinámico en Formosa a 207 Km., es decir, a 4.8 veces el hidrostático, una ordenada de 0.42 y extinguiéndose en Asunción a 390 Km.

En la crecida del Paraná del mes de septiembre de 1929 en la cual dicho río aumentó en confluencia su nivel de 2.10 m. a 4.20 m., llevando en consecuencia un caudal de 19.000 m³/s.

el remanso hidrodinámico parece haberse extendido a 9 veces el hidrostático, midiendo éste 63 Km., extinguiéndose a los 570 Km. y habiéndose observado en Asunción a los 390 Km., es decir a 6.2 veces el hidrostático una altura de remanso en el hidrómetro correspondiente de 0.29 m.

Únicamente este error de no considerar el remanso hidrodinámico, en el caso del colector, puede ocasionar en su presupuesto un déficit de centenares de millones de pesos y pleitos tales que toda cifra que se cite es pequeña. No conviene olvidar lo que ha costado al F. C. S. un caso similar, la inundación producida por el represamiento de las aguas de las cañadas por los terraplenes de las vías en una pequeña fracción del campo del doctor Carlés de Mamaguitas; centenares de miles de pesos de indemnización.

ALGUNAS OBSERVACIONES MÁS

Dicen textualmente sus autores al respecto de mi publicación sobre la copiosa y violentísima tormenta de abril de 1928:

«El escaso escurrimiento superficial constatado en abril de 1928 es debido única y exclusivamente a que todas las tierras de la Provincia de Buenos Aires estaban completamente sedientas por razón de la sequía reinante hasta esa fecha, como lo hemos observado en nuestros viajes de reconocimiento, en tales condiciones no es dudoso que la infiltración de la lluvia se produjese casi totalmente».

Lo que antecede contiene unas afirmaciones inexactas y otras erróneas y son las siguientes:

a) Es inexacta la información de que reinase una intensa sequía en la cuenca del Salado y particularmente en la del Saladillo, donde la precipitación fué máxima, pasando de 500 mm. en una extensa zona entre el pueblo de Saladillo y el arroyo de Las Flores. El año fué óptimo para esa región y lo afirmo como propietario.

b) Es igualmente inexacta o errónea la afirmación de que el agua fuese absorbida inmediatamente, puesto que el Ingeniero Gando, testigo presencial de esta lluvia, comprobó que había penetrado 0.15 m. solamente en la tierra no arada, quiere decir que se pudieron infiltrar para la precipitación de 500 mm. solo 45 mm. o sea un 10 por ciento.

El resto se agrupó en los bajos y forzosamente en bajos de 1 m. de profundidad, debió ocupar el 45 por ciento de su superficie transformándose en un mar entre el pueblo de Saladillo y el arroyo Las Flores.

La inundación se produjo como puede comprobarse por testigos; los cañadones se pusieron a nado, tardó meses en absorberse y el vecino arroyo del Saladillo no varió 1 cm.

Contrariamente a lo que manifestaron los citados ingenieros se produjo esta inundación no corriendo a los arroyos; existe pues capacidad de sobra en las depresiones del suelo, para almacenar la más grande lluvia.

Por otra parte las lluvias de marzo de 1900 en las cuales se almacenó un volumen de 20.374 Hm³. — la mayor precipitación mensual registrada en los 87.067 Km². de cuenca del Salado — es concluyente. Fué precedida del año 1899 lluvioso y ocurrió en el año 1900 de inundaciones generales.

Y ¿que dirían los citados ingenieros de la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, ocurrida en año especialmente lluvioso, precedido y seguido de años de inundaciones en los cuales brotaba y podría el maíz en las plantas por el exceso de agua; y luego el que se cosechaba, lo rechazaban los exportadores por exceso de humedad y que no se podía transportar hasta el verano a las estaciones porque los caminos estaban convertidos en lodazales? Esta tormenta en la cual en la cuenca del Vallimanca y al Oeste de este río hasta Meridiano V., se precipitaron 8.004 Hm³. en 3 días (pág. 125), ocasionó el colmado de los bajos que estaban semi-pletos, y no corrió una hebra de agua por el Salado en Guerrero, hasta el 1º de abril en que ocurrieron nuevas y copiosas lluvias (fig. 71). En la tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, año con exceso sobre el normal y de inundaciones parciales en Dolores en agosto, precedido de año lluvioso, se precipitaron en la misma cuenca 9.073 Hm³. (pág. 190) y en la cuenca del Salado hasta Meridiano V. 21.626 Hm³. sin llegar el Saladillo a su régimen normal.

Más convenientes aún, resultan las lluvias de mayo de 1913 y abril de 1919, (figs. 62 y 72).

En la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 se precipitaron en la cuenca del Salado que capta del colector Duclout o Mercau 4.890 Hm³. y el Saladillo no varió un centímetro en

Del Carril, resistió el canal N° 9 que lleva no mucha más de 200 m³|s., lo cual significa que su extensa cuenca no trajo grandes aportes, y así sucesivamente los demás arroyos de la cuenca sud del Salado.

Esto equivale a decir que hubo inundaciones, pero que éstas se alojaron en las depresiones del suelo, sin correr de una a otra o de éstas a los cursos de agua vecinos.

En el mes de marzo de 1915 se precipitaron 108 mm. en la misma cuenca alta al Sud del colector, sin variar el caudal de los arroyos. (Pág. 141 y 142).

Vinieron luego los lluvias del 1° al 25 de Abril de 1915 y se precipitaron en la parte de cuenca que desvía el Colector 5.405 Hm³. (pág. 140) con los mismos resultados anteriores, es decir, sin variar el agua del Saladillo que en lugar de subir, bajó 30 cm. en Del Carril, ni traer grandes aportes los arroyos de la cuenca sud del Salado. (Fig. 71).

Pero esta vez el caudal en Guerrero sube a 1.130 m³|s. a fines de mayo, de 370 m³|s. que tenía a principios de abril.

Estos son datos de la D. D. (fig. 70). Teniendo en cuenta el aumento de sección del nuevo puente en Guerrero y lo escurrido por los puentes laterales, el caudal no habrá sido menor de 1.400 m³|s. (pág. 136).

Tenemos pues para la cuenca Sud del Salado que sustrae el colector las siguientes precipitaciones en estas dos ocasiones:

Lluvias	Precipitaciones totales
21 al 24 de febrero de 1915 (pág. 125)	4.890 Hm ³ .
1 al 24 de abril de 1915 (pág. 140)	5.405 »
	—————
Precipitación total	10.295 Hm ³ .

y a más los 108 mm. caídos en el mes de marzo (pág. 142).

En la tormenta del 18 al 23 de agosto de 1913 se precipitaron en la misma zona del colector 5.283 Hm³. (pág. 83), es decir, la mitad aproximadamente y se rompió el canal N° 9 y en la tormenta del 15 al 16 de agosto de 1922 (pág. 180) se precipitaron en la cuenca de los canales 9 y 11 solo 1268 Hm³ ocasionando su rotura en 2 puntos.

¿Hay o no capacidad en esta cuenca?

¿Que rol hubiese tenido el colector en esta inundación general de 1915? Absolutamente ninguno.

¿Que hubiese sido de los endicamientos del Salado aún con colector?

Se verificó esta vez lo que en todas las inundaciones generales, es decir lo que observaron Lavalle y Médici y que consignan en su memoria con las siguientes palabras al hablar del caudal del Salado.

«Tanto de los estudios hechos sobre el terreno como de las informaciones recogidas se puede afirmar que las grandes inundaciones de los años 1854, 1877 y 1884, fueron producidas más bien por las lluvias del Norte y Oeste que por las del Sud, de donde llegan las aguas por los arroyos Saladillo y Las Flores».

Igual cosa aconteció en las inundaciones de 1900, 1913 y 1914, según vimos anteriormente.

Estas constataciones son concluyentes bajo el doble punto de vista de la capacidad de la cuenca y escasa influencia del agua de las sierras, cuando los bajos no están colmados.

Aquí no pudo obrar la absorción, pues la tierra estaba saturada (fig. 65) y prueba de ello son las inundaciones producidas.

Es conveniente hacer notar que esta precipitación de 10.295 Hm³. es la ocurrida en la parte de la cuenca Sud del Salado que sustrae el colector mide una extensión de 35.170 Km²., descontada la zona I que desagua al mar.

La precipitación media sobre esta área por resultados de estas lluvias sería:

$$\frac{10.295.10^6}{35.170.10^6} = \frac{10.295}{35.170} = 293 \text{ m. m.}$$

a los cuales habría que agregar, 108 mm. del mes de marzo o sea que en total son más de 400 mm. almacenados en estas precarias condiciones.

Esta precipitación en la zona alta se almacenó íntegramente, pues no solo no aumentó el nivel del Saladillo en Del Carril desde el 1° de abril de 1915 (fig. 71), sino lo disminuyó de la altura de 1.50 m. bajo los rieles que tenía esa fecha a 1.80 m. que tenía el 31 de mayo, es decir, bajó 30 cm. (pág. 138).

Desde que hubo capacidad en estas precarias condiciones con la tierra saturada y bajos semi-colmados, para almacenar 401 mm. igual hubiese sucedido si estas lluvias en lugar de caer del 23 de febrero al 25 de abril, hubiese caído en 24 horas.

La diferencia hubiese sido en la evaporación e infiltración, esta última muy deficiente a causa de haber sido precedida el año 1915 por gran exceso de lluvias del año 1914 sobre la normal como lo demuestra el diagrama respectivo y de haber ocurrido una elevación general de la napa freática en los años 1914 y 1915 que hicieron aflorar a ésta en muchas áreas de las depresiones del suelo.

La evaporación en el mes de marzo y en el de abril, no es por otra parte muy activa y menos en esos meses de continuas lluvias y de atmósfera saturada.

Tomando el 75 por ciento de 400 mm., tenemos almacenados 300 mm., que afirmaba existir como capacidad media para toda la cuenca del Salado y la cuenca que desagua al mar, en un año normal del cual distaba mucho de ser el citado, por las condiciones expuestas. Esta capacidad de 300 mm. se ha deducido para la zona alta y lógicamente el promedio general debe ser mayor o sea que podemos aceptar la de 300 mm.,

¿Como explicarían los miembros de la citada Comisión Asesora, lo ocurrido en estas lluvias en la cuenca de los canales 9 y 11 de 20.158 Km². de extensión y lo ocurrido en la lluvia insignificante del 15 y 16 de agosto de 1922? Las precipitaciones en ambos fueron de acuerdo con el siguiente cuadro:

Fechas de las lluvias	Precipitaciones medias
21 al 24 de febrero de 1915 (pág. 125)	104 mm.
1 al 15 de abril de 1915 (pág. 140)	66 »
20 al 25 de abril de 1915 (pág. 140)	76 »
	—
Total	246 mm.

A los cuales habría que agregar 108 mm. del mes de marzo, o sea en total 334 mm.

15 al 16 de agosto de 1922 62.9 mm.

(Véanse además pág. 195 y figura 90 a).

Síntesis. — Los 354 mm. se almacenaron íntegramente, resistiendo el canal 9 de capacidad aproximada de 200 m³|s.

Los 62.9 mm. de las lluvias del 15 al 16 de agosto de 1922, ocasionaron en esa cuenca una avenida de 1.400 m³|s. (página 355), según cálculos que expusimos oportunamente, la rotura

del canal N° 9 que trae «La Prensa» fecha 22 de agosto de 1922 con las graves inundaciones de Dolores, Lavalle, etc., visita de los miembros del P. E. en masa a la zona inundada y el Ingeniero Director de la Dirección de Desagües a la misma, que aprovechaba cualquier circunstancia para recomendar su genial plan.

Tampoco podrían explicar lo acontecido en la cuenca del Vallimanca para estas lluvias citadas y otras análogas.

Por ejemplo en la cuenca del Vallimanca hubo las siguientes precipitaciones medias:

Fechas de las lluvias	Precipitaciones medias
21 al 24 de abril de 1915 (pág. 125)	139.6 mm.
Mes de marzo (pág. 142)	100 »
1 al 15 de abril de 1915 (pág. 140)	67.8 »
20 al 25 de abril de 1915 (pág. 140)	80 »
	<hr/>
Total	387.4 mm.

(Véanse págs. 335 y 336).

En realidad dándole a la cuenca del Vallimanca los límites que le asigna el F. C. S. para los 18.800 Km². de cuenca hasta Las Flores Grandes (pág. 235), la precipitación en la tormenta del 21 al 24 de febrero fué de 165.7 mm. y en la del 29 de junio al 6 de julio de 1919 148.4 mm.

¿Como justificar que después de iniciadas las lluvias de abril de 1915 y de haber caído antes, del 21 al 24 de febrero 139.6 mm. en la cuenca del Vallimanca, se precipitaron 100 mm. en el mes de marzo y 147.8 mm. más en el mes de abril o sea en total 387.4 m. y el Saladillo baja en Del Carril 30 cm., en lugar de aumentar su nivel?

¿Como explicarse luego que a consecuencia de las lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919, el Vallimanca lleve 1.000 m³|s. en Del Carril y su cuenca derrame a esa altura 1.700 m³|s. según vimos en cálculos aproximados? (Pág 325).

Parece pues que la capacidad de 300 mm. existe en la parte alta en un año normal, y por consiguiente mucho más en toda la cuenca del Salado, que lo prueba por otra parte las lluvias de marzo de 1900.

¿Que dirían los mismos señores de la colosal tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926, ocurrida en año lluvioso, con inunda-

ciones parciales en Dolores, en agosto, precedida de año lluvioso también, en la que se precipitaron en la misma cuenca del Vallimanca hasta Meridiano V. 9.073 Hm³ y en la cuenca total del Salado 21.626 Hm³. a los cuales habría que agregar 4.191 Hm³. más de la zona que desagua al mar y el Salado solo aumentó en Guerrero 46 m³. siendo insignificante la variación del Saladillo en Del Carril y del Salado en Gorchs y Bonnement? (Pág. 183).

Esta tormenta colosal produjo inundación sin correr por los arroyos y testigo de esta afirmación es la carta del señor Juan Larrea, caracterizado vecino de Roque Pérez que publicara en otra oportunidad y que repito nuevamente la parte pertinente.

«También puedo citar el año 1926 en que sin estar propiamente crecidos los arroyos quedaron sin poderse trabajar para trigo el 70 por ciento de las tierras que se destinan para ese fin...»

Inserto nuevamente el cuadro para cuenca del Vallimanca de la lluvia 29 de junio al 6 de julio de 1919, que causó en el Vallimanca, en su confluencia con Las Flores, un caudal superior a 1.500 m³/s. y otras dos lluvias mayores y más peligrosas en las cuales no corrió una hebra de agua por los arroyos.

Cuenca	Lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915		Lluvias del 29 de junio al 6 de julio de 1919		Lluvias del 15 al 28 de marzo de 1926	
	Presip. media en mm.	Total en Hm ³	Presip. media en mm.	Total en Hm ³	Presip. media en mm.	Total en Hm ³
Cuenca del Vallimanca, según Duclout, 12.867 Km ² .	139.6	1796	130	1676	143.64	1848
Cuenca Y, A, B, Q, de Duclout tributaria del Villamanca, 9300 kilómetros cuadrados	91.6	825	90.80	844	196	1823
Zona al O. de N, B, K, L, hasta Meridiano V, superficie 50.400 kilómetros cuadrados	97	4889	133.9	6748	137.59	6934
Total		7537		9268		10.605

OBSERVACIÓN. — En realidad la precipitación en la cuenta del Villamanca, dándole a ésta la extensión hacia el sud que le asigna el Ferrocarril Sud, fué para las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1914, como media 165,7 milímetros, como vimos.

Se podría también haber intercalado las lluvias de abril de 1914 y 1919 y las del 21 al 23 de abril de 1928 en el cuadro anterior. ¿Hay o no capacidad?

La afirmación de que el agua se ha infiltrado sin causar inundación, indica poco conocimiento en estos asuntos de la parte que lo afirma.

Bien se sabe que los agricultores, aún en la sequía más fuerte, desean aguas mansas que caigan despacio y no violentas tormentas, porque éstas penetran pocos centímetros, impermeabilizan luego la capa de tierra y el resto se agolpa en los bajos.

Tampoco se podría explicar si se admite la máxima infiltración, el desborde del arroyo Arrecifes, ocurrido el año 1929, después de la extraordinaria sequía que ha reinado y azotado todo el país, por las lluvias acaecidas en el mes de septiembre, puesto que un metro de tierra precisa para saturarse 400 mm.

Menos podría aún explicarse, si se admite que la tierra seca absorbe todo el agua hasta saturarse, la extraordinaria creciente del río Uruguay acaecida en octubre de este año 1929 de extraordinaria sequía en toda la América meridional y en la cual las alturas del río Uruguay, aguas abajo de Paso de los Libres han sido máximas maximorum, habiéndose inundado la ciudad de Concordia y registrado en su hidrómetro la cota de 15.35 jamás alcanzada.

Como se vé por la planilla adjunta, las lluvias que ocasionaron esta inundación, fueron las caídas en Corrientes y Misiones en el mes de octubre, inferiores a 400 mm. y por consiguiente, absorbibles íntegramente por un metro de tierra.

LLUVIA CAÍDA EN MILÍMETROS EN EL MES DE OCTUBRE

Barra Concepción (Misiones)	335 mm.
Concepción de la Sierra (Misiones)	363 »
Gobernador Virasoro (Corrientes)	398 »
La Cruz (Corrientes)	347 »
Paso de los Libres (Corrientes)	145 »
Santo Tomé (Corrientes)	438 »
Tapebicua (Corrientes)	280 »
Torrent (Corrientes)	316 »

OTRO EJEMPLO MÁS QUE PRUEBA QUE NO ES LA ABSORCIÓN LA QUE
REGULA LAS INUNDACIONES.

En la vecina localidad de Adrogué, llegaron en 1914 y 1915 las aguas hasta 1.50 m. de la superficie, como consecuencia de varios años lluviosos en el O. que levantaron el nivel freático de la napa.

En el año 1930 el nivel de las aguas freáticas se hallaba a 10 m. bajo la superficie, nivel que no se ha alterado más de 70 cm. con las copiosas lluvias caídas en ese año. Este descenso de la napa freática ha sido general en toda la Provincia y particularmente en el O.

Si como sostienen los autores del informe, se requiere saturar la tierra para producir una inundación, para saturar 10 m. de profundidad se precisarían a razón de 400 mm. por metro, una lluvia de 4.000 mm.

No se explica entonces como se han producido las inundaciones ese verano de 1929-1930 en los pueblos vecinos a la Capital Federal.

Tampoco se explica como se producen inundaciones en Luján, habiendo llegado las aguas a 1.40 m. menos que el año 1914 en el Puente del Colegio de Nuestra Señora de Luján y que para mayor abundancia de prueba reproduzco el pertinente telegrama de «La Nación» del domingo 27 de febrero de 1930.

Como consecuencia de las lluvias recientes desbordó el Río Luján. — Los vecinos que habitan en sus orillas se han visto obligados a abandonar sus viviendas por esa causa. — El río Moreno. — Luján 26. «La abundante lluvia caída el viernes por la noche hizo desbordar el río, viéndose obligados a abandonar sus viviendas varios vecinos de la costa. Hoy todavía seguían creciendo las aguas y el río Moreno debido a la gran crecida, era imposible el paso de los vehículos».

Llovió en Luján en esa fecha:

El día 24	3 mm.
» » 25	106 »
» » 26	5 »
	—
Total	114 mm.

Con el nivel alcanzado por las aguas en estas lluvias y tomando solo la parte central del cauce, da una sección de 392 m². La velocidad del agua con la pendiente adoptada resulta 2.07 m|s. y el caudal 810 m³|s.

¿Como se puede explicar esta creciente sin la tierra saturada si el criterio de la Comisión es correcto?

*

Otra prueba de lo mismo la tenemos en el telegrama de «La Prensa» del 11 de mayo de 1930 que transcribo:

Aun cuando ya ha cesado de llover en Entre Ríos y Corrientes, persistirá por mucho tiempo la situación ocasionada por las últimas tormentas. — San Salvador mayo 10. «La persistente sequía que malogró gran parte de la cosecha de maíz fué interrumpida a fin de mes por una precipitación acuosa de 241 mm. absorbida por el suelo arcilloso y agrietado. Pocos días después cayeron quince centímetros de agua rebosando las cañadas y haciendo salir de madre los arroyos; esta última lluvia minó los altos terraplenes de la vía central del ferrocarril entrerriano, a pocos metros del puente sobre la Cañada Grande, cerca de San Salvador».

Se vé cuan inconsistente es esta teoría.

Las afirmaciones de los citados ingenieros al negar capacidad a la cuenca del Salado, demuestra claramente dos cosas:

a) Carencia de práctica agropecuaria, con lo cual hubiesen comprobado que las inundaciones precisan una gestación previa consistente en colmar las depresiones y les hubiese permitido poder apreciar sus perjuicios.

b) Desconocimiento de las modalidades topográficas de la Provincia.

La inaplicabilidad del plan resulta a mi modo de ver de estas últimas observaciones y es sensible esa labor malgastada.

UNA AFIRMACIÓN EXTRAORDINARIA

«Debemos dejar constancia de que no hay río en el mundo que con una cuenca de 50.000 Km². determine una crecida máxima correspondiente a 0.45 m³|s. Km².»

Esta afirmación realmente extraordinaria se encuentra en la página 362 del Dictamen de la Comisión Asesora, a propósito de la imposibilidad — según los miembros de Comisión — de que la cuenca de 50.000 Km², vierta 22.800 m³|s. estimación groseramente aproximada y baja que hiciera en publicaciones anteriores, sobre el máximo caudal de derrame, de la cuenca del colector. Esta información entraña dos errores.

a) La afirmación en si misma es fundamentalmente errónea y extraña en boca de docentes universitarios.

En la Obra Buckley Irrigation Pocket Book, encontramos en la página 195 el río Brahmini o Brahmani que con una cuenca de 35.480 Km². ha vertido un caudal de 23.850 m³|s., con un promedio anual máximo en precipitación de 1.365 mm.

Este caudal fué observado en el año 1868 en Janapore por O. C. Lees.

Basta ver el plano de isohietas de la India que se acompaña para ver que cruza las isohietas de 60", de modo que la precipitación máxima no es mucho mayor de la de nuestra zona inundable de la Provincia de Buenos Aires, en los años de máxima.

Aquí el gasto por segundo y por Km². es de 0.68 > 0.45 que sostiene la Comisión Asesora nunca se había producido.

En la misma obra y en la misma página, encontramos el río Taptee o Tapti con cuenca de 58.000 Km². y con un gasto de 28.300 m³|s., es decir con un gasto de 0.488 m³|s. Km² > 0.45 m³|s. Km².

Este caudal fué observado en Crossing of Hills y el promedio anual más elevado de lluvia corresponde a Nagpore de esa cuenca con 1.130 mm.

Se observa en el plano de isohietas que se acompaña, que el río Tapti cruza las isohietas de 40", 30", 25", 30" y 50", de modo que la media es más o menos como la de la Provincia de Buenos Aires y los montes Ghats Occidentales que cruza, tienen una altura media de 3.000 pies o los Vindhya cerca de sus nacientes con una altura media de 1.500 pies a 4.000 pies, comparables con las sierras de la Provincia.

Podemos agregar a los anteriores el río Betwa en el Valle del Ganges, con nacimientos en los montes Vindhya ya nombrados y con caudal observado en 1882 en Paricha de 21.930 m³|s. y con cuenca de 25.380 Km²., es decir un río en llanu-

ra que gasta los 22.000 m³|s. que tanto asombraba a los miembros de la Comisión y con cuenca mitad.

Aquí el gasto es 0.865 m³|s. < 0.45, es decir casi el doble y las isohietas que recorre son menores de 40" anuales como media, es decir similar a la precipitación de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires.

Río Son en el mismo Valle del Ganges, con isohietas medias anuales de más o menos 45". Fué observado en 1848 en Dehri un caudal de 26.360 m³|s. con una cuenca de 68.800 Km². La mayor precipitación media anual corresponde a Patna con 1.075 mm.

El gasto fué pues para esta cuenca de 0.382 m³|s. Km².

Es evidente que la cuenca del colector puede ser tanto 50.000 Km². como 68.000, dada la impresión de los datos conocidos.

Río Damodar, creciente en 1854 observada en Ranegunge con cuenca de 18.700 Km². y caudal de 17.000 m³|s. con lluvia media anual máxima observada en Burdwan de 1.390 mm. y se vé en el plano que cruza las isohietas de 50" y 60" y situado en la llanura del Valle de Ganges.

El gasto unitario es de:

$$0.91 \text{ m}^3|\text{s. Km}^2$$

Se puede comparar esto con los 2.160 m³|s. que fija la Comisión para la cuenca del Vallimanca con 13.600 Km²., mientras que yo llego como máximo a 9.760 m³|s. para esta cuenca.

Río Nerbudda, creciente de 1867 observada en Broach, cuenca de 93.300 K². con gasto de 33.850 m³|s. Lluvia anual máxima en Jubulpore 1.335 mm. Atraviesa en su recorrido las isohietas de 50", 40", 30", 25" y 30", es decir una precipitación similar a la rovincia de Buenos Aires.

Es de observar que «Professional Papers of Indian Engineering» volúmen VI página 206, Roorkee, 1869; da para esta crecida 2.500.000 pies³|s. o sean 70.000 m³|s. y el gasto unitario sería 0.75 m³|s. Km². > 0.45 m³|s. Km².

Río Mahanadi, cuenca 116.500 Km². Creciente observada en Cuttack en el año 1834. Caudal máximo 44.500 m³|s. La mayor lluvia anual media de esta cuenca se registra en Cuttack con 1.540 mm. y basta ver en el plano de la India las isohietas, para convencerse que no son de mucho mayores precipi-

taciones que las nuestras en la provincia de Buenos Aires, en la región inundable.

No está de más el consignar la observación que trae Buckley hablando del gasto de estos ríos considerados como máximum en la página 194, Edición de 1913, poniendo como prólogo las líneas que transcribo:

«Los siguientes datos han sido compilados de la publicación de Mr. R. H. Rhind.

Máxima descarga de ríos. — Las descargas han sido dadas como «Descargas Extraordinarias», pero no se cree que en muchos casos son las máximas». El caso del Nerbudda le da razón a esta observación.

LA CONFIGURACIÓN MONTAÑOSA DE LA INDIA

La India tiene al Norte las montañas de Himalaya en las faldas de las cuales nace por ejemplo el río Chenab que con cuenca de 29.600 Km². tiene un caudal máximo de 19.800 m³|s. y que no se ha mencionado, por descender de altas montañas.

Haciendo abstracción del Himalaya las cadenas de montañas existentes en la península Indostánica son:

Al E. los Ghats Orientales, de una altura media de 1.500 pies y que bordean al mar junto a la Bahía de Bengala.

Al O. los Ghats Occidentales, que bordean el mar de Arabia y tienen una altura media de 3.000 pies, llegando a mayores alturas en la extremidad S. de la Península Indostánica, cerca de Ceilan, donde se unen con los Ghats Orientales.

Entre estas dos cadenas existe una meseta, separada al N. del Valle de Ganges por los Montes Vindhya, que son más bien varias cadenas de montañas y que tienen una altura media desde 1.500 pies a más de 4.000 pies.

En esta meseta, toman nacimiento todos los ríos mencionados, es decir, en sierras no mucho más altas que las de la Provincia de Buenos Aires, con gastos enormemente mayores que los calculados para la provincia con mayor evaporación, con densos bosques y con precipitaciones pluviométricas comparables.

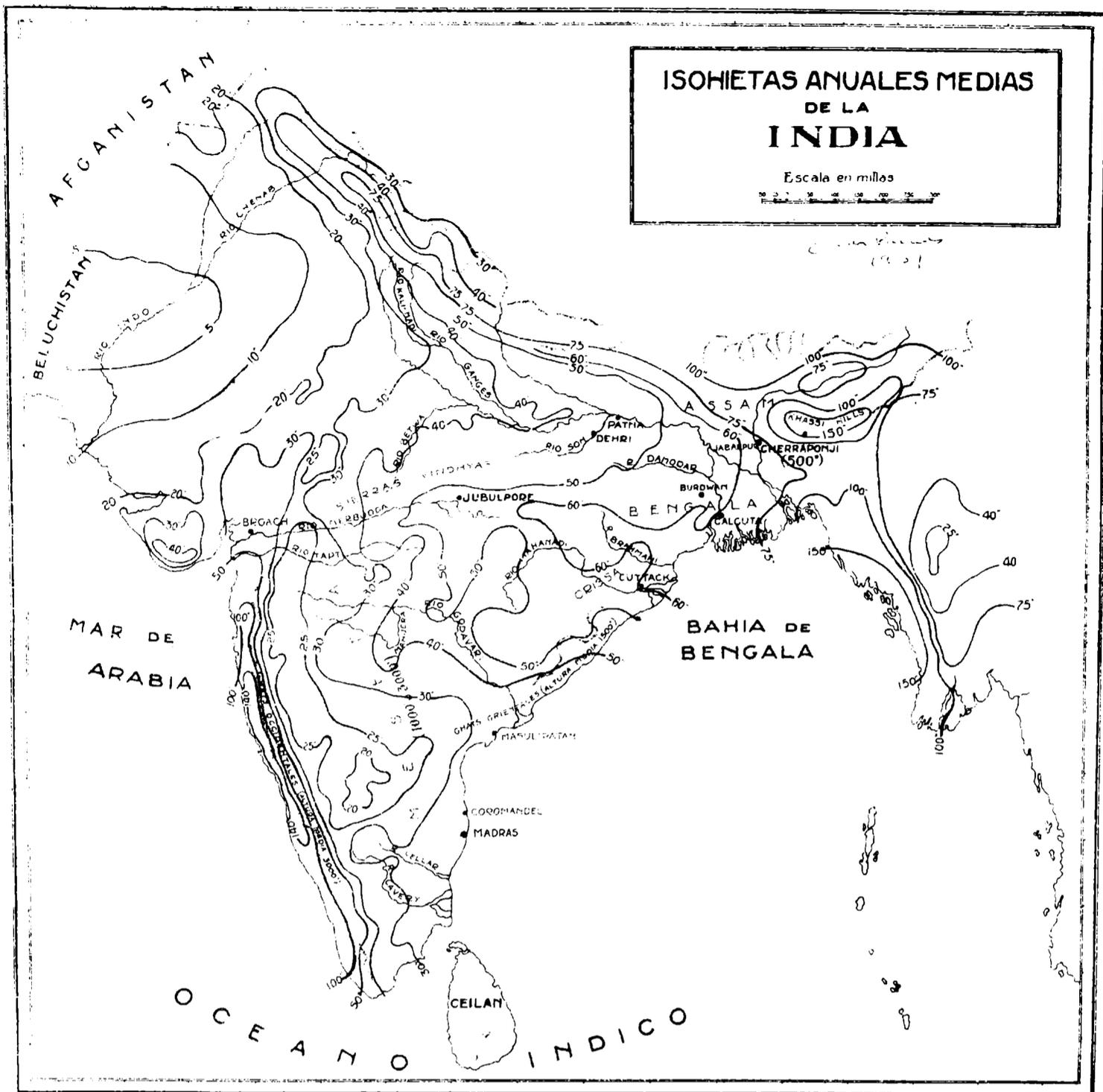


Figura 169

En la página 362 del Dictamen de la Comisión Asesora dice textualmente:

«Debemos dejar constancia de que no hay río en el mundo que con una cuenca de 50.000 Km.² determine una crecida máxima, correspondiente a 0,45 m.³/s./Km.²».

Esta afirmación la hacen a propósito de la imposibilidad, según la comisión, que a la cuenca del Colector, de 50.000 Km.², afluyan 22.800 m³/s.

En la Obra Buckley Irrigation Pocket Book, página 195, encontramos:

Ríos	Cuenca Km. ²	Caud. máx. m. ³ /s.	Gasto unit. m. ³ /3
Brahmini	35.480	23.850	0,68
Tapti	58.000	28.300	0,488
Betwa	25.380	21.930	0,865
Son	68.800	26.360	0,382

Observa Buckley que aunque estas descargas han sido dadas como extraordinarias no se cree sean las máximas.

«Professional Papers of Indian Engineering». Volumen VI, página 206, Roorke 1869.

Nerbudda	93.300	70.000	0,75	0,45
----------	--------	--------	------	------

Buckley dá para este Río y esta creciente solo 33.850 m³/s., lo que confirma la posibilidad de que los citados caudales, no sean los máximos como lo indica el mismo autor.

Conviene hacer notar que las inundaciones de esos ríos de la India ni siquiera se citan entre las grandes catástrofes hidrográficas. En cambio se cita la gran creciente ocurrida en el río Amarillo, en China, el año 1851, que cambió su cauce en seiscientas millas y transportó su desembocadura del Mar Amarillo, doscientas millas hacia el norte, al Golfo de Chile.

Se cita también la gran creciente del Río Neva en Rusia, ocurrida en 1824, que ahogó diez mil personas en San Petersburgo y Cronstadt, etcétera.

Todo esto hace suponer que los gastos elevados por unidades de superficie que se mencionan, se han mantenido para las grandes cuencas.

Podría talvez decirse con más propiedad:

No hay procedimientos de cálculo, algo conocido en el mundo, que para una cuenca de 50.000 Km.² y de las características de la zona inundable de la provincia de Buenos Aires, bien aplicado, dé un derrame ínfimo de 3000 m.³/s. como le asigna la Comisión Asesora, (página 378 del informe), aproximadamente lo llevado por el Luján con 2375 Km.² de cuenca y muy inferior a lo llevado por el Matanza con 2031 Km.² de cuenca. (Ver figura 139 a) 5475 m.³/s. (página 386).

PRECIPITACIONES ACUOSAS

Las precipitaciones acuosas en la India, obedecen al régimen de los Monzones y de los cuales hay dos corrientes dirigidas desde el Mar de Arabia hacia Bombay y desde el Golfo de Bengala hacia Bengala, esto es, provienen de la dirección S. O.

El Monzón del S. O. con el vapor de agua levantado en el Mar de Arabia es obligado a elevarse sobre los Ghats Occidentales, abandonando la mayor parte de su vapor de agua y quedando muy poca precipitación para la meseta peninsular advirtiéndose esto en el plano con las isohietas que se acompaña.

Sucede el mismo fenómeno en Cherraponjí, en donde el aire saturado proveniente de la Bahía de Bengala es detenido por los Khasi Hills originándose precipitaciones anuales que exceden de 500", el punto del Globo, donde llueve más.

Este Monzon de Bengala pasa por Coromandel, Carnatic dejando poca lluvia en estas regiones y lleva la mayor parte del agua a Masulipatan y Orissa y más abundante a Bengala, Assam y Cachar.

Se comprende ahora la distribución de las lluvias en la península Indostánica, así como sus montañas en ambos casos comparable con la Provincia de Buenos Aires, es decir en cuanto a cantidad de precipitación y altura de sus sierras.

En cuanto a la magnitud de los focos de precipitación, basta recordar que en la India — en Bengala — en donde llueve más que en la Provincia de Buenos Aires, tenemos según Buckley:

«Precipitación de más de 10" es decir más de 254 mm. en 24 horas aunque son ocasionalmente registradas, son extremadamente locales y rara vez se extienden a más de una fracción de una cuenca...»

En análisis extendiéndose sobre un período de más de 15 años, afectando el área mayor de 100 millas cuadradas o sea 259 Km². en Bengala donde la precipitación anual de oscila entre 60" y 70", ha demostrado que una precipitación de 10"87 ha sido registrada en un día, esto es 276 mm.

La más grande lluvia registrada en un período de 10 días consecutivos ha sido de 13"29 o sea de 338 mm.

Lluvias copiosas comunes son de 6" en 10 días, esto es 152 mm. y de extraordinaria violencia de 10" en 10 días, esto es 254 mm. y 13", esto es 330 mm. en los meses de septiembre y octubre. Todo esto referido a una área de 100 millas cuadradas, esto es 259 Km².

En los últimos 13 años, se han observado en cada año:

84,15 días	con precipitación menor de 1" o sea	25,4 mm.
12,47 días	con precipitación entre 1" y 2" esto es	25 y 51 mm.
2,98 »	»	» 2" y 3" » » 51 y 76 mm.
1	»	» excedida de 3" » » 76,3 mm.

Referido esto a 100 millas cuadradas.

Las precipitaciones son menos violentas que en la Provincia de Buenos Aires.

Compárese esto, con la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915 y con la precipitación mayor de 500 mm. ocurrida en una zona mayor de 1.200 Km². en los partidos de Saladillo y Roque Pérez del 21 al 23 de abril de 1928 en 38 hs. incluidas en este período 10 hs. de reposo, y se verá si hay algún fundamento para afirmar que «No hay río en el mundo que con una cuenca de 50.000 Km². gaste 22.800 m³|s.» cuando asignaba la posibilidad de ese derrame a la cuenca del colector.

Lo que evidentemente resulta curioso, es que los autores del informe asignen al Vallimanca un caudal de 2.160 m³|s. con 13.600 Km². de cuenca cuando en una lluvia tal como la del 22 al 27 de abril de 1914, los ríos Luján, Matanzas y Cañada de Chivilcoy con 5.846 Km². arrojan simultáneamente un caudal de 4.540 m³|s. (pág. 370) y se calcule además para el colector un aporte máximo de 3.300 m³|s. como caudal afluyente a su cuenca de 50.000 Km². y que se calcule 2.400 m³|s. para el aporte de las cuencas del Vallimanca y Las Flores-Tapalqué (página 320 del informe), cuando con los datos del F. C. S. se estimó el caudal en Gorchs el 20 de julio en 3.082 m³|s. (página 170) y cálculos aproximados (pág. 331) indican que a la altura del colector debió ser su caudal 4.845 m³|s., pudiendo producirse dobles precipitaciones en estas cuencas, en menor tiempo. (Pág. 333).

El río Matanza con cuenca de 2031 Km² vertió en 1884 un caudal de 5475 m³|s. (Pág. 386).

b) El segundo error de esta afirmación consiste, en suponer que el agua va a ser expelida por el colector en la medida que la recibe.

Si yo hiciera tal suposición, fué por las dos siguientes razones:

1. Porque quería emplear el mismo raciocinio de su autor para anular su plan, haciendo ver lo monstruoso de su presupuesto.

2. Porque de estancarse las aguas junto al colector como inevitablemente sucederá, las tierras a expropiarse para la expansión de las aguas sufren más perjuicios, son incapaces de producir mayores arrendamientos y la zona a expropiarse aumenta, de modo que no había para que considerar este caso real, más desfavorable.

Pero si podría ocurrir que después de un año lluvioso, una vez llenadas las ondulaciones de las vaguadas y desarrollada la vegetación acuática que paraliza el movimiento de las aguas, se produjese una violenta avenida, que vertiría por encima, arrasando con el colector.

Se puede pues afirmar, que el colector no tirará más de 3.000 m³|s. debido a que no tiene cauce y las aguas se expandirán ocupando enormes extensiones de tierra cuya expropiación costaría tal vez centenares de millones de pesos.

Como punto final hago constar de nuevo, que en el método que la Comisión denominó «Cinemático Simplificado» depurado de las deficiencias en que incurrieran en su aplicación, nos dá un caudal de 28.300 m³|s. como derrame de la cuenca del colector y que para el presupuesto del mismo reduzco dicho derrame a la ínfima cantidad de 3.000 m³|s., suponiendo además que es tirado por el colector en la misma medida que lo recibe; es decir, dos hipótesis erróneas. (Pág. 435).

Así, deben tomarse los caudales a que me he referido como vertidos por esas cuencas y almacenados junto al colector y de ningún modo, arrojados por el mismo en la misma medida que los recibe. Esto sería hacerle demasiado favor.

La observación de la Comisión pierde su valor por causa de estos dos errores fundamentales.

SÍNTESIS FINAL DE LA CRÍTICA AL DICTAMEN DE LA COMISIÓN
ASESORA

a) El presupuesto de ese plan en pesos 100.000.000 no es el real y costará más del doble, por lo que las tasas son insostenibles y fuera de relación con el beneficio que experimentarán, las propiedades.

b) El cálculo de los caudales es erróneo y en consecuencia la base hidráulica del plan, beneficio, perjuicios, etc.

c) Los colectores no convienen por más de pesos 10.000.000, si los propietarios han de percibir un 4 por ciento de interés por el dinero invertido, suma por la cual no hay que pensar en construirlos.

d) El caudal del Salado quedaría reducido en muy poca cosa, de modo que los endicamientos que proponen para el tronco inferior, serían arrastrados en la primer creciente.

e) El plan es íntegramente inaplicable, pues las inundaciones se producirían lo mismo y representaría una perenne amenaza para las vidas y haciendas de los pobladores.

f) Las objeciones a mi plan carecen de fundamento sólido.

h) El informe de la Comisión entraña una labor meritoria.

LA EXTENSIÓN DE ESTA CRÍTICA

Tal vez sorprenderá la excesiva extensión de esta crítica, máxime que analizado ya el sistema de desviación o retención y desechada tal idea por inconveniente e impracticable, no había lugar a detenerse en un mayor estudio de un plan que hace de la desviación o retención su base principal.

En la época de la Gobernación del doctor Vergara, fué solicitado mi asentimiento para integrar la Dirección de Desagües y era natural que habiendo sido el causante del retiro del proyecto del Colector, tratase de sondear las opiniones del P. Ejecutivo, pues si eran sostenedores de tal idea, mi presencia estaba de más.

Fuí entonces informado por el P. Ejecutivo que ya tenían formado juicio al respecto, coincidiendo con el mío. Que tenían la opinión de los ingenieros de una poderosa empresa ferroviaria que los había inclinado a la idea de que el Colector o el represamiento de las aguas, eran ambas soluciones imposibles

de aceptar, por su costo confiscatorio de la propiedad, por los peligros que entrañaban y por que dejaban el problema sin resolver sino empeorado.

En cuanto a la opinión en el seno de la Dirección de Desagües, no podía ser más adversa, y lo prueba el hecho de imprimir conjuntamente, con el informe de la Comisión Asesora, el juicio de su ex-Director Técnico como señal de desaprobación. De paso sea dicho, este juicio para mi carece de valor y la Dirección de Desagües hizo una ofensa gratuita a los miembros de la Comisión Asesora, profesionales bien conceptuados y que no merecían esa elemental falta de consideración.

La crítica de una idea que puede llevarse a la realidad es siempre de utilidad, pero la crítica detallada de este plan, que nació muerto y huérfano de opinión, no tiene explicación, sino mediase el especial pedido del señor Ministro y en cuanto a mi persona me es un deber de conciencia declarar, que me resulta sensible controvertir ideas de un íntimo amigo mío, ya desaparecido; me refiero al Ingeniero Huergo.

CAPITULO IX

El plan propuesto

CONSIDERACIONES GENERALES DEL PLAN QUE PROPONGO

El consiste en esencia, en la utilización de la enorme capacidad de los bajos como almacenadores de las lluvias y de su acción reguladora consiguiente.

Hemos visto que hubiese sido sumamente fácil, almacenar las lluvias que han producido todas las inundaciones generales hasta la fecha, con solo mantener los bajos con agua aún en exceso perjudicial pero sin que se colmen completamente, como en los preliminares de toda inundación.

Lo primero y más fundamental del plan sin lo cual el problema es insoluble, es hacer obligatoria la Ley de desagües parciales del 4 de octubre de 1910 y luego una red de canales suficientemente densa para que los propietarios no se encuentren alejados de esa red y el advenimiento sea fácil.

Esta red privada obligatoria de desagües privados estaría a cargo de los vecinos que estarían a menos de 15 Km. de los canales de 5 m³/s. que constituyen la red inmediata superior y que tiene en desarrollo 2.855 Km. contando los 1.600 Km. de canales de 5 m³/s. de capacidad a ejecutar a ambos lados de los terraplenes de los canales existentes.

Viene después la corrección del Salado desde su desembocadura hasta la Provincia de Santa Fé y la de todos sus afluentes. Esta red tiene un desarrollo de 1.915 Km. y los cursos de agua son corregidos de modo que llevar encauzados el caudal que conducen con su régimen normal.

En total esta red mide 4.000 Km. de canales, contando los dobles canales a uno y otro lado de los existentes como uno solo y evitaría todas las inundaciones generales producidas hasta la fecha, es decir las reduciría a un 20 por ciento aproximadamente de lo que ocurre actualmente así como las parciales.

No habría ningún peligro de grandes aceleraciones de agua de los puntos altos hacia los bajos. Todo hace suponer que después de grandes lluvias el caudal normal de los ríos y arroyos sería tal vez algo más que cuadruplicado como media general.

Las compuertas que serían obligatorias para cada canal privado, regularían si se desea al litro el gasto de los mismos. Estas sin embargo no han sido ideadas con este fin, pues son innecesarias con tal objeto, sino con la intención de impedir los desagües en las épocas de sequía.

En cuanto a los beneficios de tal plan recordaremos brevemente que el importa en primer lugar:

a) Evitar todas las inundaciones generales que las podemos admitir producidas una vez cada 11 años y cuyos perjuicios se pueden estimar en pesos 30.000.000 de modo que con su ausencia corresponde un beneficio anual aproximado de 2.700.000 pesos.

b) Incorporar a la producción un área de campos bajos que se puede calcular en un 10 por ciento del área total o sean 1.164.000 hs. a las cuales se les puede calcular un incremento de arrendamiento de pesos 6.000 la Ha. o sea en total al año, un beneficio de pesos 6.984.000.

El total anual de beneficio representa pues, pesos 9.684.000 o sea un interés de 12 por ciento sobre el capital invertido.

c) Habría que agregar a estos beneficios el que resultaría de casi evitar las inundaciones parciales, de cierta extensión, la enorme amortiguación y poca trascendencia que tendrían inundaciones parciales, tales como las de Vallimanca de julio de 1919, que se limitarían a reducidas zonas y reducidos perjuicios.

Las inundaciones parciales no quedarían suprimidas con ningún sistema, como que no se suprimen en la ciudad de Buenos Aires donde hay un desagüe cada 100 m.

Diremos por fin que el presupuesto total importa pesos 80.000.000 y la tasa impositiva pesos 6.87 la Ha. Que se ha calculado la excavación a pesos 1 el m³. en donde no hay transportes ni ejecución costosa de terraplenes.

Este precio es el más alto de todos los planes presentados y fácil sería reducir el presupuesto y tasa impositiva a la mitad si se toma pesos 0.50 el m³. de movimiento de tierra como se consigna en algunos.

LAS INUNDACIONES GENERALES Y PARCIALES DE ALGUNA EXTENSIÓN SE PODRÍAN REDUCIR A UN 20 POR CIENTO CON EL PLAN QUE PROPONGO. (Figuras 110, 111, 112 y 113).

Además de todas las inundaciones de alguna importancia ocurridas desde el año 1854 hasta la fecha, se estudiaron 5 tormentas que vinieron a ser la comprobación experimental de todas mis afirmaciones y éstas son:

a) Las lluvias de marzo de 1900. Esta fué la mayor precipitación mensual producida, importó 20.374 Hm³. en los 87.067 Km². de cuenca del Salado almacenándose íntegramente.

b) La colosal tormenta del 15 al 28 de marzo de 1926 en la que se precipitaron en la cuenca del Salado hasta Meridiano V 21.626 Hm³., habiendo ocurrido en el año 123 mm. de exceso sobre el normal, e inundaciones parciales en Dolores en el mes de agosto y precedido del año 1925 con 87 mm. de exceso sobre el normal.

En esta precipitación no varió mayormente el caudal del Saladillo en Del Carril y acusando en Guerrero un aumento solo de 40 m³|s. Esto prueba la capacidad de la cuenca para almacenar la mayor lluvia.

c) La tormenta más peligrosa que se registra es la acontecida del 21 al 23 de abril de 1928, en la que se precipitaron en la cuenca del Salado 8.445 Hm³., cifra que se puede considerar equivalente a la de 9.000 Hm³. como caída del 21 al 24 de septiembre de 1884, según Lavalle y Médici, basada en algunas observaciones pluviométricas y otras supuestas y que se la tenía por la más violenta. La del 21 al 23 de abril de 1928 ocurrió en un día menos y tuvo un desplazamiento hacia el Norte; ambas circunstancias la tornan sin discusión la más violenta y peligrosa. Solo ocasionó un aumento de 214 m³|s en el caudal del Salado en Guerrero y el Saladillo en Del Carril no varió un centímetro de su nivel.

d) La tormenta del 15 y 16 de septiembre de 1912 que tomó los bajos semicolmados y a pesar de precipitarse en 2 días, 7.656 Hm³. en año muy lluvioso al final del invierno el Salado en Guerrero aumentó solo 24 m³|s. Esto significa que se almacenó íntegramente y que conservando los bajos con gran ex-

ceso perjudicial de agua, aún sobra capacidad para almacenar la más grande lluvia.

e) La colosal tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, precedida de los años 1912, 1913 y 1914 de inundaciones y que tomó en las peores condiciones la cuenca del Salado.

Se precipitaron 12.281 Hm³. en la cuenca del Salado, hasta Meridiano V no registrándose variación en Guerrero del caudal del mismo hasta el 1º de abril en que ocurrieron nuevas lluvias. Esta tormenta es concluyente con respecto a la capacidad de las depresiones del terreno, aún con los bajos semi-colmados y tierra saturada.

Podríamos agregar a esta lista las tormentas de mayo de 1913 y abril de 1919.

La solución es pues, la utilización de la acción reguladora de los bajos y lagunas agregándole un sistema de compuertas para regular el desagüe a voluntad y precaverse contra los excesos del mismo, antes que para precaverse de los daños que podrían provenir de inundaciones provocadas por la aceleración del desagüe, lo que no sería posible, desde que, por razones económicas, el área de las secciones de los canales que se hiciesen siempre sería menor que la infinita que presentan los bajos colmados en las avenidas.

ESBOZO DETALLADO DEL PLAN

Río Salado. — En la toma del canal 15, en el Callejón, se bajará su fondo como lo proyectó el Ingeniero Romero, obra en mala hora interrumpida, por indicación del Ingeniero Mercau a la Dirección de Desagües. En esta forma se sacará la capa de tosca del terreno resistente y se llegará al barro fluído, produciéndose la desviación del Salado, que excavará su propio cauce sin costo ninguno.

Desde el callejón hasta Las Flores Grandes, se regularizará su sección de modo que lleve 80 m³. en su canal.

Esta cifra de 80 m³. la he fijado, teniendo en cuenta que según el diagrama que utiliza la Dirección de Desagües el Salado lleva a su régimen normal 75 m³|s. de acuerdo con el F. C. S. cuando sus aguas están a 5 m. bajo los rieles.

En esta forma se dispondría de la enorme capacidad de los cañadones ribereños al Salado, como eficacísimos reguladores

en caso de avenidas, para almacenarlas y dejarlas salir paulatinamente. Con este lavado de las avenidas rápidas mejorarían los terrenos salitrosos de estos bajos, tornándose en magníficas praderas de pastoreo.

TRONCO SUPERIOR DEL SALADO

Desde Las Flores Grandes hasta el límite con la provincia de Santa Fé, se rectificaría su cauce en idéntica forma, variando su caudal de 40 m³. hasta 10 m³. en el límite de la citada provincia.

Esta corrección la creo indispensable en vista de la influencia preponderante que ha tenido en todas las inundaciones generales el caudal del tronco superior del Salado.

De los endicamientos no soy partidario por las siguientes razones:

- a) No se justifican económicamente en la actualidad.
- b) ..Dificultarían extraordinariamente el desagüe de los campos ribereños.
- c) Cercenarían al Salado sus reguladores y el problema sería agravado.
- d) El máximo caudal medio del Salado fué en el año 1913 de 550 m³|s. (fig. 115) lo que prueba que no son necesarios y lo que precisa este río es regularización.

ARROYO SALADILLO, VALLIMANCA, ETC.

Se lo corregiría de igual modo con un caudal de 40 m³|s. desde Las Flores Grandes hasta el Pantanoso inclusive, si es que se intenta aprovechar los enormes cañadones en las vecindades del Potrillo y Verdosa, como reguladores y en consecuencia vaciarlos en un tiempo prudencial.

Luego se proseguiría disminuyendo su caudal hasta 10 m³. en los 280 Km. a contar en línea más o menos recta desde sus desembocadura en Las Flores Grandes aguas arriba.

Dada la cuenca reducida de los de los arroyos restantes se propone:

Arroyo Las Flores:	Se le corregiría su cauce en	
	idéntica forma para 10 m ³ . más o menos en	170 Km.
Arroyo Tapalqué	Idem en más o menos	130 »
Arroyo Azul	» » »	210 »

Arroyo Los Huesos	Idem en más o menos	150 Km.
Arroyo Chapaleafú	» » »	100 »
Arroyo Langueyú	» » »	80 »
Arroyo Perdido	» » »	80 »
Arroyo Chelforó	» » »	100 »
Arroyo Las Chilcas	» » »	80 »
Arroyo Napaleofú	» » »	60 »
Arroyo Grande	» » »	80 »

Estos arroyos llevan en su régimen normal menos de 10 m³/s.

OBRAS ACTUALES EXISTENTES

Los canales actuales miden más o menos 800 Km., y propongo hacer un canal a cada lado para desagüe de los campos ribereños, utilizando la tierra para reparar los terraplenes dándole a los canales actuales comunicación con las vaguadas naturales y cortándolos en los puntos, donde no sigan las líneas de máxima pendiente, o hacerles sifones, etc.

No se tendría así el caso de tener los propietarios que esperar que se vacíen los canales actuales para poder desaguar sus campos.

OTRAS OBRAS PROPUESTAS

Se haría una extensa red secundaria de canales de 5 m³. en el seno de las vaguadas, cuyo desarrollo veremos a continuación al estudiar el presupuesto. Se abrirían varias salidas al mar. Se estudiaría el colector proyectado por el Ingeniero Romero, en 1900, siguiendo la misma traza el de Mercau, hasta el arroyo Chico, etc. Obligar luego a todos los propietarios a desagotar el exceso de agua de los bajos. En esta forma y con este plan, se estaría a cubierto de inundaciones generales sin desecar la provincia. Se conseguiría que el caudal de la inundación que pasa en un mes, lo hiciese en 1 año y que el agua perjudicial no se estancase; el Salado estaría regulado.

EL PRESUPUESTO

Supongamos que se imponga una tasa de pesos 10 la Ha. y admitamos para movimiento de tierra pesos 1 el m³. y para obras de arte un 20 por ciento más, o sea en total pesos 1.20 el m³, precio que más bien es elevado, no habiendo transportes.

Supongamos que se admita una velocidad del agua de 0.60 m/s.

Si consideramos una Ha. de superficie, podremos excavar un volúmen de tierra en la misma al precio de pesos 1.20 el m³. representado por el cuociente:

$$\frac{10}{1.20} = 8.34 \text{ m}^3$$

recordando que el lado de la Ha. tiene 100 m., la sección del canal sería:

$$\frac{8.34}{100} = 0.0834 \text{ m}^2$$

y el caudal vertido por hectárea será $Q = 0.0834 \times 0.6 = 0.05 \text{ m}^3 \text{ s.}$

Para completar un caudal de 5 m³. sin aumentar la tasa por hectárea, necesitaríamos en estas condiciones una cuenca cuya superficie en Hs. estaría indicado por el cociente:

$$\frac{5}{0.05} = 100 \text{ hs. y una sección de canal de:}$$

$$0.0834 \times 100 = 8.34 \text{ m}^2.$$

Estando situado el canal en el eje de este cuadrado de 100 Hs. la distancia de la propiedad más apartada a esta red de canales estaría dada por

$$\frac{\sqrt{1.000.000}}{2} = \frac{1000 \text{ m.}}{2} = 0.5 \text{ Km.}$$

si queremos que los canales disten 10 Km. la superficie debiera ser 40.000 Hs. y a 20 Km. de distancia la propiedad más alejada, la superficie de afluencia a este canal debería ser de 160.000 Hs. Creo que las propiedades no deben distar más de 20 Km. de los canales maestros, porque es muy difícil avenir muchos propietarios para una obra de beneficio común.

Si suponemos canales de 10 m³/s. de gasto, sin aumentar la tasa por hectárea, deberían servir a una área de:

$$\frac{10}{0.05} = 200 \text{ hs.}$$

La sección del canal sería:

$$200 \times 0.0834 = 16.68 \text{ m}^2.$$

La distancia de la propiedad más apartada a esta red de canales estaría dada por

$$\frac{\sqrt{2.000.000}}{2} = \frac{1.414}{2} = 707 \text{ m.}$$

Para 10 Km. de distancia máxima de los canales la cuenca de cada canal debería ser de 40.000 Hs. y para una distancia de 20 Km. sería de 160.000 Hs. igual que la anterior.

COSTO KILOMÉTRICO DE LOS CANALES

El canal de 5 m³, tiene una sección de 8 m². 34 y en consecuencia en 1 Km. de extensión representa un volumen de 8.340 m³. que a pesos 1.20 el m³. incluyendo las obras de arte nos dá un costo kilométrico de pesos 10.000.

En consecuencia el canal de 10 m³. costará con obras de arte pesos 20.000 el Km. y así sucesivamente, es decir pesos 2.000 el m³. por Km.

COSTO DEL PLAN

La idea fundamental, es que debe regularizarse la sección de los arroyos y cañadas de modo que estos lleven su caudal normal encauzado en todo su trayecto. Es lógico suponerse que gran parte de los cursos naturales se aprovecharán y tomo como una cifra un poco baja que solo sea un 35 por ciento, esta fracción, es decir, que el presupuesto total de cada canal hay que reducirlo en este caso multiplicándolo por el factor 0.65; veamos su monto:

Salado entre Flores Grandes y Canal 15. (Caudal normal en Guerrero 80 m³/s.) 80 m³.
en 145 Km. a pesos 1.20 el m³. o sea 160.000
por 0.65 por 145 Km. aproximadamente. . . . 15.100.000

Salado Superior: Media 25 m ³ s. Longitud 280 Km., reducción 0,65, o sea 50.000 por 280 por 0.65, aproximadamente	9.100.000
Vallimanca: Media 25 m ³ s. en 280 Km. o reducción 0,65 o sea: 50.000 por 280 por 0,65 aproximadamente	9.100.000
Las Flores: 10 ³ en 170 Km. reducción 0,65 o sea: 20.000 x 170 x 0,65	2.210.000
Tapalqué: Idem Idem en 130 Km.	1.690.000
Azul: » » 210 »	2.730.000
Los Huesos: » » 150 »	1.950.000
Chapaleafú: » » 100 »	1.300.000
Langueyú: » » 80 »	1.040.000
Perdido: » » 80 »	1.040.000
Chelforó: » » 100 »	1.300.000
Chilcas: » » 80 »	1.040.000
Napaleofú: » » 60 »	782.000
Grande: » » 80 »	1.040.000
Corrección canales existentes 20.000 por 800 por 0,65	10.400.000
Total	59.822.000

La superficie beneficiada por este plan, comprende:

Cuenca del Salado	Km ² .	87.067
Cuenca que desagua al mar	»	29.337

Total..... Km². 116.404

Si se calcula a pesos 10 la Ha. el impuesto, la suma de que disponemos se eleva a pesos 116.404.000 y solamente proyectamos invertir hasta el presente pesos 59.822.000, es decir que nos que da un saldo de pesos 56.582.000 para la red secundaria de 5 m³. de capacidad.

Es de observarse que se ha calculado ampliamente con precios elevados, que se ha supuesto que solo el 35 por ciento de los cursos de los ríos y arroyos sea utilizable, y que se ha supuesto igualmente que todos los arroyos que bajan de las sierras tengan en su régimen normal 10 m³|s. y el Vallimanca 40 m³|s. Estamos pues en un exceso de seguridad.

Los canales indicados hasta ahora computando los 30 Km. del canal 15 importan un desarrollo de 2.745 Km. y se ha proyectado lo principal de la obra. (En realidad 3.545 Km. puesto que los 800 Km. para corrección de los canales existentes son en realidad 1.600 Km.) Lo que resta hacer con canales de $5 \text{ m}^3/\text{s}$. en el seno de las vaguadas, es de un costo menor de pesos 10.000 el Km. y haciendo la misma hipótesis anterior, que un solo 35 por ciento de dichas vaguadas, fuese utilizable, podríamos con el resto construir una longitud de tales canales dado por el cociente:

$$\frac{56.582.000}{10.000 \times 0,65} = 8.700 \text{ K m.}$$

Lo que es indudable un exceso, y si reducimos el anterior, desarrollo aproximadamente al doble de la obra principal expuesta, es decir a 3.300 Km., tendremos un presupuesto en pesos 33.000.000, en realidad $\frac{3.300}{0,65} = 5.080 \text{ Km.}$, cuyo costo sumado a los anteriores hacen un total aproximado de 93.000.000 pesos. Si queremos dejar un margen de un 7.5 por ciento para otros gastos que no provendrán sin duda de alteraciones en precios dada la amplitud con que han sido calculados, sino gastos de financiación, etc., llegamos a 100.000.000 o sea un gravamen por hectárea de pesos 8.62, menor que el de pesos 10 la Ha. supuesto.

Este es presupuesto de verdad y ningún plan que haga de la base del mismo la desviación, la retención en embalses o el endicamiento de todos los cursos de aguas aún sin resolver el problema, encuadrará en él.

Si se destina en esta red de canales primarios y secundarios que suman en conjunto 7.825 Km. una superficie cuadrada de 22.200 Hs² para cada canal, su lado medirá 14.85 Km. y si se coloca el canal en el eje de este cuadrado, al cual concurrirían las aguas de escurrimiento del mismo, la propiedad más apartada de esta extensa red no distaría más de 7,4 Km. de la misma.

Esta es condición esencialísima si se piensa hacer compulsiva la construcción de una red de pequeños canales a los propietarios, y que éstos se avengan entre sí fácilmente de modo de eliminar todo exceso de agua perjudicial, base de la eficacia de este plan.

Si cada propiedad mide 22.200 Hs. y tiene un canal en su eje el número de canales de 14.85 Km. estaría dado por la relación de la superficie total a la superficie de 22.200 Hs. o sea por el cociente:

$$\frac{\text{Superficie total}}{\text{Superfic. parcial}} = \frac{116.400}{222} = 52.5 \text{ canales—y su desarrollo por el producto:}$$
$$525 \times 14.85 = 7825 \text{ Km. La cifra anterior}$$

El problema es pues soluble con su presupuesto máximo de pesos 8.62 por Ha.

CONSIDERACIONES SOBRE ALGUNAS ECONOMÍAS

Hemos llegado a una tasa soportable dado el valor actual de la tierra, pero se puede aún reducir sin sacrificar el plan, abaratándolo.

El precio calculado de pesos 1.20 el m³. para la red secundaria es elevado, dado que no hay transportes a distancia y hay conveniencia de espaciar más la red alargando la privada a cargo de los propietarios, puesto que estas pequeñas obras las hacen más barato los propietarios que ese precio y las conservan también mejor en la campaña, aprovechando las épocas en que abunda la mano de obra, cuando no hay cosechas.

Teníamos en la red principal 2.745 Km. de desarrollo, a lo cual le agregamos 1.255 Km. de canales secundarios de 5 m³/s. y llegamos así a una red de 4.000 Km. de desarrollo. En realidad serían 4.800 Km., puesto que los canales a cada lado de los existentes son dobles y debemos en consecuencia agregar 1.255 + 800 = 2.055 Km. Reducción por 0.65 de acuerdo a la hipótesis del aprovechamiento de las cañadas

$$0.65 \times 2.055 = 1.335 \text{ Km.}$$

Siempre en la misma hipótesis aproximada, supongamos una serie de cuadrados de una superficie de 85.000 Hs. c/u. y llevando en su eje un canal para el desagüe de su superficie cuya longitud es el lado del cuadrado o sea 29.2 Km. El número de canales estaría dado por la relación de la superficie total de desagües o sea 116.400 Km². a la superficie de cada cuadrado, o sea por el cociente:

$$\frac{116\ 400}{850} = 137 \text{ canales}$$

y como cada uno tiene de longitud 29.1 Km. su desarrollo total sería:

29.2 Km. x 137 igual aproximadamente a los 4.000 Km. supuestos.

Las propiedades más apartadas de la red no distarían más de 15 Km., magnitud muy tolerable y que podemos suponer que se alargue a 20 Km. dado que esta distribución es teórica. Tampoco sería un obstáculo para avenimiento de vecinos esta longitud de 20 Km., que la doy como aceptable.

PRESUPUESTO

Este quedaría en definitiva en la siguiente forma:

Red principal	\$ 59.822.000
Red secundaria. 1.335 Km. de canales de 5 m ³ /s. de capacidad a pesos 10.000 el Km. »	13.335.000

Total	\$ 73.157.000
Gastos de financiación, etc., 9.35 por ciento »	6.843.000

Total	\$ 80.000.000

La tasa impositiva, sería de:

$$\frac{80.000.000}{116.400.00} = 6,87 \$ \text{ la Ha.}$$

cifra que adopto en definitiva y que responde como beneficio al capital invertido.

Compárese esta tasa con la que resulta con el colector de Duclout o Mercou del cual solo sabemos que excederá de 100.000.000 de pesos, sin poder asegurar los centenares de millones que costará.

Calculado en pesos 100.000.000 solo produce un beneficio inapreciable a 2.400.000 Hs. situadas aguas abajo del mismo, o sea que resulta una tasa impositiva de pesos 41.65 la Ha. sin resolver el problema.

LAS COMPUERTAS REGULARÍAN EN ABSOLUTO EL CAUDAL Y SON
INNECESARIAS PARA EVITAR PERJUICIOS

Que las compuertas regularían en absoluto el gasto si se desease, no cabe la menor duda, puesto que las obras privadas a las que se compelería a ejecutar a los propietarios, se reducirían a simples cortes para unir una depresión con otra en donde quedan empozadas las lluvias, a las cuales con cuatro tablonas, se le anularía su rol en el momento deseado y las aguas se escurrirían como lo hacían antes.

Que todas estas obras aún sin compuertas no pueden producir perjuicio alguno, resulta evidente.

Tenemos por ejemplo la tormenta del 29 de junio al 6 de julio de 1919 en la cual en la cuenca del Vallimanca se precipitaron 130.3 mm.

Se observaron como consecuencia de estas lluvias en el Saladillo en el puente del Del Carril 1.000 m³/s. según el F. C. S. al mismo tiempo que los ingenieros de la Dirección de Desagües observan caudales de 550 m³/s. en los cañadones del canal 16, produciéndose además derivaciones a otras cuencas. El procedimiento de cálculo que sigo y que se ha expuesto, dá para esta cuenca y para esta lluvia a la altura de Del Carril un caudal de 1.660 m³/s.

La cuenca mide 17.603 Km². hasta del Carril si se adopta para la misma hasta la línea Bolivar-Recalde una superficie de 13.603 Km². de acuerdo con el F. C. S.

Como la longitud de la cuenca es de 344 Km., resulta su ancho medio de:

$$\frac{17.603}{344} = 51,2 \text{ Km.}$$

Es evidente que esta tormenta se pudo almacenar íntegramente, desde que fué almacenada la tormenta del 21 al 24 de febrero de 1915, en la cual se precipitaron 165.7 mm. en 3 días, sin que variase el Saladillo en Del Carril un centímetro con los bajos semi-colmados y la tierra saturada como se explicó con todo detalle.

Si para dar cumplimiento a la ley que se proyecta, cada propietario hace un canal a cada 200 metros en esta fa-

ja de 51.2 Km. de ancho en una sección de 1 m² y se calcula la velocidad de agua en 0.60 m|s., tendríamos en total 256 canales con 256 m². de sección de canales para los 51.2 Km. de ancho y un caudal de $0.60 \times 256 = 153.6$ m³|s. correspondiendo 92 m³|s. para el Saladillo y 62 m³|s. para las otras cañadas, si lo repartimos como la del año 1919 proporcionalmente, lo que no haría perjuicio alguno, — es decir proporcionalmente a 1.000 m³|s. que llevó el Saladillo y a 660 m³|s. que se escurrieron por cauces paralelos a este último río. Si en vez de 0.60 m³|s. como velocidad del agua en los canales, admitimos doble o sea 1.20 m., tendríamos igualmente un caudal de 184m³|s. para el Saladillo y otro correspondiente de 124 m³|s. para las cañadas paralelas a él. Estos caudales son perfectamente tolerables, más aún teniendo en cuenta que evitan las avenidas violentas, regularizan la descarga de las aguas e impiden así su putrefacción.

Supongamos que exageramos extraordinariamente la velocidad en los canales y que esta llegue a 2 m|s., el caudal de todos los canales hecho por los particulares sería de 2 por 256 igual 512 m³|s. para el Saladillo y 600 m³|s. para el resto, nos daría en este caso 306 m³|s. para el Saladillo, caudal tolerable y 206 m³|s. para las otras cañadas paralelas.

Se ve claramente, que aún no ocupándose de las compuertas las inundaciones por efecto de los canales no pueden producirse. Aún suponiendo producidas éstas a causa de los canales en las proporciones que se produjo la del 21 al 24 de febrero de 1915, lo que es absurdo y con referencia a la cual el informe privado del F. C. S. decía:

«La extraordinaria lluvia en el Distrito de las sierras causó una repentina avenida violenta de agua hacia el bajo, excediendo en sumo grado la capacidad de las aberturas existentes, que únicamente una sola abertura en todas las líneas podía haber dejado pasar todo el caudal», y la que a pesar de romper las vías del F. C. S., en múltiples partes, el Saladillo no varió un centímetro en Del Carril, prueba que nada hay que temer a tales obras y que las compuertas con el fin de evitar perjuicios son innecesarias.

Se producirán así aceleraciones, en la medida necesaria y acontecerá que los valles transversales de las vaguadas con sus espigones, harán efecto de dique reguladores tan pronto

como el caudal aumente apreciablemente, reduciendo o anulando la pendiente superficial, tal como acontece con el Salado.

Esto equivale a decir que hasta cierto punto se regularizará automáticamente y que las aceleraciones mayores se producirán con las cañadas de aguas bajas, lo que no es un inconveniente serio.

Si la velocidad media de los cursos de agua a la altura del colector resulta ser 0.31 m|s., no es posible pensar que estos canales con menor radio medio, tengan mayores velocidades.

Si tomamos 0.30 m|s. de velocidad los 256 m². de canales supuestos nos producirían una aceleración de 76.8 m³|s., cifra que sumado a su caudal normal nos dá aproximadamente los 121 m³|s. que se precisan para extraer el exceso de la cuenca del Vallimanca en el año 1919 (véase lámina año 1919, pág. 113).

Admitiendo la primer hipótesis de 0,60 m³|s. de velocidad, todo hace suponer que el caudal de los arroyos después de una copiosa lluvia, como las que ocasionaron inundaciones, una vez hecha completa la red, alcanzaría a decuplicar o triplicar el caudal normal de los cursos de agua, lo que no es ningún perjuicio. En los focos más intensos de precipitación, estos aumentos locales serían mayores, pero inmensamente menor que lo que acontece actualmente.

LO QUE SE PUEDE ESPERAR DE ESTE PLAN

Del plan esbozado, se puede logicamente esperar:

a) La eliminación de las inundaciones generales acaecidas hasta la fecha, vale decir su reducción en un 70 por ciento, es decir, su limitación a desbordes regionales de los arroyos, tal como ocurre actualmente en los veranos lluviosos, por la acción moderadora de la evaporación, efecto similar a un drenaje.

Ejemplos de esto son las lluvias del 21 al 24 de febrero de 1915 en que la inundación rompiendo los terraplenes de las vías de la cuenca del Vallimanca no alteró el nivel de las aguas en Del Carril y nadie la ha citado hasta ahora, como causante de perjuicios de consideración.

Otro ejemplo es la crecida de la Cañada de Las Garzas en Diciembre de 1911 y cuyo efecto no se notó en los puentes del Salado, inundación que nadie había mencionado hasta ahora, por sus insignificantes perjuicios.

Es decir que las inundaciones generales que duran meses. se transformarán en locales, de pocos días de duración, vale decir, inofensivas.

b) Reducción de las inundaciones parciales acaecidas hasta la fecha, en las mismas proporciones.

c) Regularización del Salado, manteniéndolo por debajo de 700 m³|s., salvo breves crecidas accidentales, si sobreviniesen lluvias más copiosas que las acaecidas hasta ahora.

d) Incorporación de un 10 por ciento de tierras hoy impro-ductivas de la zona inundable a la agricultura.

e) Valorización de pesos 100 la Ha. de los campos anegadi-zos lo cual importa centenares de millones de pesos.

f) Consiguiente aumento de los ingresos fiscales.

**BIBLIOTECA PUBLICA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA**

DONACION
INVENTARIO 452 110
FECHA 31-5-78

ERRATAS IMPORTANTES

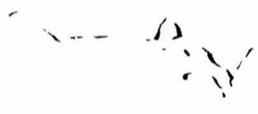
Nº de página	Línea	Dice	Debe decir
XXX		Después de la figura 42.	Figura 42a (con su título) Isohietas de la lluvia del 22 al 30 de marzo de 1912.
XXXII		Después de la figura 123.	Figura 123a. Método de Chamier.
50	11	1885.	1886.
73	45	Regulada.	Registrada.
83		(En el cuadro). Dice precipitación total y después lluvia media.	(Invertirlo). Primero debe decir lluvia media y después precipitación total.
92		En la leyenda dice (véase figura 15).	(Véase figura 115).
103		En la leyenda: dice Mayor el.	Mayor que el.
105	15	Dice: que pasado.	Que ha pasado.
114	11	15.000 m ³ /s.	12.000 m ³ /s.
114	20	precedieron éstas.	precedieron a éstas.
115	13	1926.	1922.
120	20	1894.	1884.
141		Azul	Azul 90
194	15	1834.	1834 Hm ² .
204	10	1881.	1884.
213	1	15 al 18 de marzo.	15 al 28 de marzo.
219		Total 46.550.000.	46.560.000.
331	14	2.000 m ³ /s.	2.090 m ³ /s.
335		Podríamos agregar las de abril de 1913.	Agregarle: y abril de 1914.
348	4	anterior.	posterior.
541	20	pesos 6.000 la Ha.	pesos 6.00 la Ha.
548	7	10 ³ .	10 m ³ .
Figuras 3 y 37 leyenda		en la misma cuenca 20374 m ³ .	en la misma cuenca 20374 Hm ³ .

Figura 169, Leyenda, línea 8, donde dice:

Brahamini $\frac{\text{Gasto unitario}}{0.68} \text{ m}^3$ debe decir

Brahamini $\frac{\text{Gasto unitario}}{0.68} > 0,45 \text{ Km}^2$ y así sucesivamente lo demás







149-
3135

1870
1871
1872
1873
1874
1875
1876
1877
1878
1879
1880
1881
1882
1883
1884
1885
1886
1887
1888
1889
1890
1891
1892
1893
1894
1895
1896
1897
1898
1899
1900

1

1901
1902
1903
1904
1905
1906
1907
1908
1909
1910
1911
1912
1913
1914
1915
1916
1917
1918
1919
1920
1921
1922
1923
1924
1925
1926
1927
1928
1929
1930
1931
1932
1933
1934
1935
1936
1937
1938
1939
1940
1941
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000

2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100





M9-
-3135

1870
1871
1872
1873
1874
1875
1876
1877
1878
1879
1880
1881
1882
1883
1884
1885
1886
1887
1888
1889
1890
1891
1892
1893
1894
1895
1896
1897
1898
1899
1900

1901

1902
1903
1904
1905
1906
1907
1908
1909
1910
1911
1912
1913
1914
1915
1916
1917
1918
1919
1920
1921
1922
1923
1924
1925
1926
1927
1928
1929
1930
1931
1932
1933
1934
1935
1936
1937
1938
1939
1940
1941
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100

2101
2102
2103
2104
2105
2106
2107
2108
2109
2110
2111
2112
2113
2114
2115
2116
2117
2118
2119
2120
2121
2122
2123
2124
2125
2126
2127
2128
2129
2130
2131
2132
2133
2134
2135
2136
2137
2138
2139
2140
2141
2142
2143
2144
2145
2146
2147
2148
2149
2150
2151
2152
2153
2154
2155
2156
2157
2158
2159
2160
2161
2162
2163
2164
2165
2166
2167
2168
2169
2170
2171
2172
2173
2174
2175
2176
2177
2178
2179
2180
2181
2182
2183
2184
2185
2186
2187
2188
2189
2190
2191
2192
2193
2194
2195
2196
2197
2198
2199
2200
2201
2202
2203
2204
2205
2206
2207
2208
2209
2210
2211
2212
2213
2214
2215
2216
2217
2218
2219
2220
2221
2222
2223
2224
2225
2226
2227
2228
2229
2230
2231
2232
2233
2234
2235
2236
2237
2238
2239
2240
2241
2242
2243
2244
2245
2246
2247
2248
2249
2250
2251
2252
2253
2254
2255
2256
2257
2258
2259
2260
2261
2262
2263
2264
2265
2266
2267
2268
2269
2270
2271
2272
2273
2274
2275
2276
2277
2278
2279
2280
2281
2282
2283
2284
2285
2286
2287
2288
2289
2290
2291
2292
2293
2294
2295
2296
2297
2298
2299
2300

