

CURSO: CONTROL DE AVENIDAS

DURACION: 48 h

FECHA: Febrero 21 a Marzo 14

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
PROBLEMATICA DE INUNDACIONES EN MEXICO			
a) Principales factores que intervienen en la problemática de las inundaciones	ING. RAMON GRIJALVA RUIZ	21 de febrero	17:00-17:55
b) Casos en que las inundaciones se convierten en problemas			
c) El control de inundaciones y el desarrollo regional	ING. HUMBERTO LUNA NUÑEZ	21 de febrero	17:55-18:50
d) Medidas para el mejor manejo de futuras inundaciones			
REGIONALIZACION DE AREAS SUJETAS A INUNDACION			
a) Regiones ciclónicas	MET. RAFAEL ALMAZAN FLORES	21 de febrero	19:10-20:00
b) Regiones con alta intensidad de lluvia			
c) Regiones factibles de rescate	ING. GUILLERMO VELEZ VALADEZ	21 de febrero	20:00-21:00
d) Regiones con problema de drenaje			
e) Regiones con falta de estructuras de protección			
f) Cuencas con mayor prioridad de protección			

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
SISTEMAS DE RECOLECCION Y TRANSMISION DE INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA PARA AVENIDAS	Ing. Pedro Pablo Puig Llano	23 de febrero	17:00 a 18:50
<ul style="list-style-type: none"> a) Estaciones de aforo apropiadas para medir los niveles de las avenidas y remansos b) Tipos disponibles de estaciones automáticas y semiautomáticas para medición de lluvia y escurrimiento en época de avenidas 			
METODOLOGIA PARA LOS BANCOS DE INFORMACION			
<ul style="list-style-type: none"> a) Necesidad de información según el caso b) Para la integración y divulgación c) Para la captación y verificación. Técnicas tradicionales. Técnicas automáticas 			
ASPECTOS METEOROLOGICOS	Met. Rafael Almazán Flores	23 de febrero	19:10 a 21:00
<ul style="list-style-type: none"> a) Introducción b) La precipitación como fenómeno meteorológico más significativa c) Sistemas atmosféricos capaces de originar precipitaciones 			

CONTROL DE AVENIDAS

- 3 -

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
d) Información meteorológica útil en - el control de avenidas			
e) Aplicación del radar			
CRITERIOS PARA LA DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS	Ing. Guillermo Ortega Gil M. en I. José Antonio Campa	28 de febrero	17:00 - 18:50
a) Fórmulas empíricas			
b) Procedimientos estadísticos. Gastos máximos. Precipitación extrema			
c) Modelo de la relación lluvia y escurrimiento Clasificación de modelos. Carac terísticas generales. Posibles aplicaciones según in- formación disponible.			
TECNICAS DE TRANSITO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DE AVENIDAS	Ing. Genaro Torres Taboada	28 de febrero	19:10 - 21:00
a) Ecuación y determinación del al macenamiento en un vaso y en cauces.			
b) Tránsito de avenidas a través de embalses y cauces naturales por métodos tradicionales.			

...###

CONTROL DE AVENIDAS

- 4 -

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
c) Tránsito por el medio analítico y deducción de hidrogramas de salida.			
d) Tránsito de avenidas en llanuras de inundación	Ing. Luis León Espinoza N.	2 de marzo	17:00 - 18:50
ANALISIS ESTADISTICO DE INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA		2 de marzo	19:10 - 21:00
a) Definición de parámetros			
b) Fuente de información y sistemas de captación de datos			
c) Análisis estadístico			
TALLER	Ing. Antonio Acosta Godínez	5 de marzo	17:00 - 21:00
METODOS PARA LA EMISION DE PRONOSTICO HIDROLOGICO A CORTO, MEDIANO Y LARGO PLAZO, PARA LA PREVENCION Y/O MITIGACION DE SITUACIONES DE EMERGENCIA PROVOCADO POR INUNDACIONES		7 de marzo	17:00 - 21:00
REGULACION DE VASOS	Ing. José A. Raynal Villaseñor	9 de marzo	17:00 - 18:50
a) Propósitos y clasificación de la regulación			
b) Estudios para el diseño de vasos			
c) Guía y programa de operación			
d) Organización operacional			

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
PRINCIPALES MEDIDAS PARA DEFENSA CONTRA INUNDACIONES	Ing. Guillermo Vélez Valadez	9 de marzo	19:10 - 21:00
a) Medidas estructurales para disminuir inundaciones b) Medidas no estructurales para disminuir inundaciones c) Planes integrales para disminuir daños por inundaciones			
ESTRATEGIA Y MEDIDAS PARA EL ALENTA MIENTO Y EVACUACION DE ZONAS AFECTA DAS POR INUNDACIONES			
a) Lineamientos generales de rutina de las operaciones de emergencia por inundación	Ing. Armando Estrada Soto	12 de marzo	17:00 - 18:50
b) Planes de auxilio existentes en el país			
c) Criterios para la rehabilitación de servicios, sistemas, etc.			
d) Coordinación institucional			
e) La percepción remota como he- rramienta útil para identifi- car áreas inundadas			
EVALUACION DE OBRAS Y DAÑOS CAUSA- DOS POR INUNDACIONES; ENFOQUE SOCIAL	Ing. Clemente Trejo D.	14 de marzo	7:00 - 18:50

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
a) Aspectos socioeconómicos en la construcción de obras b) Relación beneficio-costo en obras. Dificultad en evaluar los beneficios por control de inundaciones. c) Beneficios producidos por fenómenos hidrometeorológicos en zonas áridas. d) Programación de inversión de obras			
ASPECTOS PRINCIPALES EN LA HIDRAULICA DE RIOS			
a) Hidráulica de canales b) Hidráulica fluvial c) Criterios y métodos de análisis de remanso d) Flujo de canales aluviales e) Dinámica de los sedimentos	Ing. Humberto Gardea V.	14 de marzo	19:10 - 21:00
PRINCIPALES OBRAS PARA DEFENSA CONTRA INUNDACIONES			
a) Tipo de estructuras para el control de avenidas b) Criterios de diseño y revisión de obras fluviales	Ing. Guillermo Vélez Valdez	16 de marzo	19:10 - 21:00

CONTROL DE AVENIDAS

- 7 -

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
c) Normas y especificaciones para diseño			
d) Programación de inversión de obra			
TALLEF	Ing. Antonio Acosta Godínez	19 de marzo	17:00 - 21:00
REHABILITACION DE OBRAS DESPUES DE UNA INUNDACION	Ing. Francisco Mendoza Von B.	21 de marzo	17:00 - 19:00

'jdv



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

PROBLEMATICA DE LAS INUNDACIONES EN MEXICO

ING. RAMON GRIJALVA RUIZ

FEBRERO, 1979

La fase del ciclo hidrológico que abarca el escurrimiento del agua por vertientes, llanuras, cauces, acuíferos subterráneos y subálbeos, es la que más interesa al hombre, por incidir directa e importantemente en sus actividades productivas y vitales.

La disponibilidad de agua corriente o almacenada ha sido un factor preponderante para el asentamiento de conglomerados humanos tanto habitacionales como productivos, siendo parámetros significantes la magnitud de la disponibilidad y su cercanía a ella.

Los recursos de agua, como se ha repetido muchas veces, tienen una distribución geográfica muy variada que va de los mínimos en las zonas desérticas del norte y noroeste, incluyendo a la península de Baja California, hasta las comarcas húmedas tropicales del sureste con precipitaciones máximas, superiores a los 5,000 mm. anuales.

La variada distribución de la lluvia en localización y en el tiempo, agregada a la fuerte variabilidad de un ciclo lluvioso a otro, provoca déficits acentuados sobre todo en las regiones del norte, y excedentes muy importantes en las regiones de alta precipitación.

En cualquiera de estas zonas concurren circunstancias que provocan perjuicios, a veces catastróficos en las llanuras sujetas a la invasión de las altas aguas durante las crecidas de los ríos; algunos de estas circunstancias son:

--- Los terrenos más atractivos para el cultivo agrícola son

las llanuras de inundación enriquecidas por los limos y materia orgánica que depositan las aguas al desbordarse.

- Los desarrollos urbanos y productivos tienen una tendencia atávica de crecer hacia y acercándose a los cauces.
- La alteración ecológica que el hombre impone a las cuencas y riberas de los ríos, como son la deforestación, el pastoreo, la práctica agrícola inadecuada y las obstrucciones al libre escurrimiento en los cauces, provoca siempre una corriente sólida que se acumula en los lechos de los cauces ocasionando acelerada merma en su capacidad de conducción.
- El cruce de las vías de comunicación terrestre por vertiente y llanuras constituye verdaderos diques al libre escurrimiento de las aguas de lluvia, provocando elevaciones inundantes de las aguagretenidas y escurrimientos torrenciales y erosivos en las muy frecuentemente escasas estructuras de cruce del drenaje concentrado.
- El cruce de las vías de comunicación terrestre sobre los cauces principales, con frecuencia en la actualidad y casi siempre en el pasado, restringen el área hidráulica de la corriente; estos puentes diseñados bajo el criterio de provocar un fenómeno local de aceleración del régimen en la sección de cruce, ahorran en desarrollo de la estructura, pero su funcionamiento en avenidas provoca un remanso aguas arriba y un aumento en la velocidad aguas abajo.

Los problemas de inundación se generan fundamentalmente en -

los tramos de los cauces alojados en llanuras o valles aluviales de pendiente reducida, y en las zonas délticas donde al disminuir la velocidad torrencial en montaña que pone en movimiento materia sólida, ésta es depositada fundamentalmente en el lecho del cauce normal; esto hace que las áreas adyacentes al cauce ordinario, sean invadidas por las aguas cada vez con mayor frecuencia y también que estas llanuras sufran el depósito de la materia en suspensión que trae el agua. Cuando, como es frecuente, dicha llanura está ocupada por desarrollos agrícolas, éstos sufren inundaciones de magnitud anual creciente. La lucha lógica y elemental contra esta situación la desarrollan los cultivadores de la ribera inundable, construyendo bordos que sólo retrasan en tiempo el proceso de inundación, debido a diversas circunstancias:

- Al restar a la corriente el área hidráulica que en avenida ocupa la llanura de inundación, el caudal constreñido al cauce entre bordos, alcanzará mayores tirantes y, con frecuencia semejante a lo ocurrido en la situación anterior, rebasará las coronas de bordos de protección marginal, de altura generalmente insuficiente.
- El proceso de depósito a lo largo de la corriente prosigue incesantemente, reduciendo a su vez el área hidráulica del cauce.
- Las áreas pseudoprotegidas por bordos marginales son rápidamente ocupadas, obstaculizando la relocalización adecuada de dichas estructuras de protección.
- Cuando el tramo referido cruza zonas urbanas, el talud

mojado de los bordos resulta sitio apropiado para la acumulación de desechos de toda índole, especialmente de los provenientes de la construcción, así como la basura y productos del desmonte, con efecto muy perjudicial al escurrimiento de la avenida.

-- Cuando el proceso de acumulación de azolve prosigue, si se trata de una zona desarrollada, paralelamente son sobre-elevados los bordos marginales hasta que se llega a la situación en que el lecho del cauce está a una elevación superior al terreno adyacente, lo que hace extremadamente peligrosa la posibilidad de una brecha en los bordos de altura siempre insuficiente y generalmente contruídos con material muy erosionable del propio acarreo. Cuando el azolvamiento ocurre en áreas no desarrolladas, el cauce se colma y el río empieza a divagar, formando los llamados derramaderos, tan característicos de las zonas délticas.

--- En los llamados conos de deyección, donde el río re-excava su cauce sobre el acarreo de los derramaderos o zonas délticas, se observa acelerado depósito en el lecho y al mismo tiempo intensa erosión marginal que hace que el cauce cambie bruscamente de localización, amenazando con inundaciones graves, cualquier área o margen de la zona.

--- Con mucha frecuencia, la ubicación de una presa de almacenamiento y regulación, queda ubicada en la boquilla de las últimas estribaciones o diques montañosos, inmediatamente aguas arriba de un valle aluvial, a cuyo desarrollo agrícola se destina el agua almacenada. Esta circunstan-

cia hace que la capacidad del almacenamiento se vea disminu
ida rápidamente con el depósito de gasto sólido. Pero
más grave aún es el acelerado azolvamiento que sufre el -
cauce aguas abajo, debido a los prolongados periodos en -
que éste funciona con gastos insignificantes o nulos, lo
que provoca que la eventual presencia de una avenida en -
la cuenca aguas abajo, o por el funcionamiento de la obra
de excedencia con gastos importantes, asegure el efecto de
inundación, por desbordamiento del cauce azolvado.

--- Los preceptos legales que establecen propiedad federal so
bre los cauces de las corrientes, incluyendo su llanura -
de inundación para la avenida máxima ordinaria, desarro-
lla en la ciudadanía, la idea de que se trata de una zona
libre a su ocupación indiscriminada y sin requerimientos
de autorización; esto genera problemas sociales patéticos
de damnificación masiva que afecta a los estratos económi
camente más débiles de la población.

--- La anterior conducta que refleja la idiosincracia de nues
tro pueblo, no se limita a los estratos económica y cultu
ralmente más débiles, sino que las propias autoridades mu
nicipales o locales y aún otras dependencias oficiales, -
sancionan y hasta promueven la ocupación ilegal de áreas
de inundación.

Así podríamos agregar a la lista, multitud de circunstancias
que generan o agudizan los problemas de inundaciones y que di
ficultan la solución económica de los problemas generados.

EL PROBLEMA DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE DEFENSA CONTRA INUNDACIONES

Dos recursos fundamentales existen para resolver un problema de inundación: o se aumenta el área hidráulica de la conducción o se disminuye el caudal conducido.

El primero es el recurso más difundido y utilizado; las obras de defensa contra inundaciones más antiguas siempre se han iniciado con el intento de circunscribir los intereses amenazados dentro de un bordo de protección cuya corona sea superior al nivel que alcanzan las más altas aguas. Las circunstancias antes comentadas señalan que este procedimiento exige considerar múltiples condiciones para lograr una estructura impermeable, estable y con características que ofrezcan una protección adecuada y duradera.

La disminución del gasto en una sección determinada del cauce puede lograrse, si las condiciones topográficas lo permiten - mediante la construcción de cauces de alivio que deriven parte del gasto por cursos alternos, hacia otras cuencas; hacia depresiones inundables de gran capacidad hacia el mar, o hacia el propio cauce en tramos aguas abajo de mayor capacidad.

Estas obras pueden ser costosas y exigen áreas de implantación muy considerables, porque generalmente un cauce de alivio resulta de tirante escaso y plantilla de gran amplitud, - pues lógicamente su necesidad se genera en tramos de muy baja pendiente en la corriente principal.

Por ser la obra más socorrida de defensa contra inundaciones,

vamos a referirnos, aunque sea en forma muy sintética a los bordos de protección, cuyo diseño y construcción ofrecen problemas de ingeniería muy serios entre los que podríamos enunciar los siguientes:

- La doble dificultad de equilibrar su separación respecto del cauce de escurrimiento ordinario y su altura.
- El material de que habrá de construirse, si es del acarreo propio del cauce, es obviamente erosionable en grado sumo.
- Si se construye con préstamo lateral al pie del bordo, su altura y red de flujo se aumentan desfavorablemente.
- Su cimentación o desplante, si es permeable, el préstamo debe estar alejado y lo frecuente es que el cimientado sea permeable, ya que naturalmente está alojado en la llanura de inundación.
- Si sobre el subsuelo permeable existe una costra impermeable, sobre la que ha de desplantarse, es importante saber si esta costra es gruesa o poco potente, y si tiene capacidad de soporte para el bordo.
- Si es poco potente, no deberá romperse con el préstamo inmediato ni aguas arriba ni aguas abajo; la integridad de esta costra proporciona un delantal natural para el talud mojado y una disminución del gradiente de la percolación para el talud seco.

- Las condiciones mecánicas del suelo de cimentación deberán considerarse desde el punto de vista de que un bulbo o volumen importante del subsuelo, trabajará hidráulica y mecánicamente, de conjunto con el bordo.
- La red de flujo de percolación a través del conjunto bordocimiento, deberá estudiarse para determinar el espesor de dicha sección; sus taludes; si requiere elementos impermeabilizantes de material importado aguas arriba o incluida en la sección; o zanjas de drenaje al pie del talud seco; o bermas de respaldo con material friccionante no cohesivo en el talud seco.
- En el caso de que el material disponible en el sitio de construcción sea cohesible, deberá descartarse la posibilidad de cambios volumétricos o licuefacción en presencia del agua.
- En un bordo para protección contra las altas aguas, con frecuencia éstas no lo alcanzan en varios periodos anuales sucesivos, deshidratación que ocasiona en los materiales arcillosos, contracciones muy importantes que provocan su fracturación.
- Los bordos de protección marginal deberán contemplar una corona revestida de balasto que lo haga transitable en todo tiempo, pero fundamentalmente en el de lluvias, pues en caso de falla, es el único acceso para los trabajos de reparación. Deberá contemplar la construcción de ampliaciones o laderos de unos 20 m. de longitud, a lo sumo ca-

da 1/2 kilómetro para el retorno de unidades de transporte y maquinaria, en caso de la ocurrencia de una brecha.

- Se ha mencionado la conveniencia de abrir al tráfico, la corona de los bordos de protección, señalando que esto acelerará la consolidación de los terraplenes pero, a no ser que sea pavimentada la corona, no es conveniente esta práctica, porque el tráfico deteriora la carpeta revestida, produciendo hoyos donde se acumula el agua y reblandece el piso; el tráfico también ocasiona la pérdida del balasto de revestimiento, por lo que se recomienda que el tráfico se limite a la inspección y a las labores de conservación.
- El tráfico durante el tiempo de avenidas, deberá desalentarse, especialmente el pesado, ya que la vibración acelera la licuefacción de los limos saturados.
- La promoción, desarrollo y control de la vegetación de los cauces, juega un papel muy importante en las estructuras de defensa contra inundaciones; la integridad de los bordos mejora sustancialmente si sus taludes están recubiertos de pasto. Si al pie del talud mojado se promueve el desarrollo de arbustos y tulares, éste resulta importantemente protegido contra la acción del oleaje, especialmente si se trata de un tramo navegable.
- Por otra parte, el desmonte total del cauce de estiaje o de avenidas ordinarias y de una franja o zona marginal, adecuada, es indispensable y debe implantarse obligatoriamente; mientras que la llanura entre los límites de dicha

franja, y el bordo de protección, conviene protegerlo contra la invasión reforestándolo con especies de troncos - rectilíneos y libres de ramas inferiores, que deberá te-
nerse cuidado en eliminar.

--- Renglón muy importante de las obras de defensa marginales, son su conservación, su vigilancia contra la acción de - los roedores y la pérdida de impermeabilidad frecuente en estructuras de antiguo o descuidado método de construc- -
ción; la presencia de arbustos; humedades y encharcamien-
tos al pie de los taludes, deberán vigilarse, analizarse su origen y controlarse.

--- La reposición del pasto y del revestimiento de la corona, así como las depresiones y erosiones debidas al tráfico, -
deberán conservarse, así como los accesos desde la zona -
protegida y hacia las rutas principales y troncales de comunicación.

--- Problemas serios y de complejo origen y magnitud, son los que ostentan bordos viejos que han sufrido sucesivas so-
breelevaciones y que por tanto, tienen secciones o capas de geometría y materiales heterogéneos cuyas caracterís-
ticas mecánicas e hidráulicas, son muy difíciles de diag-
nósticar.

--- Mientras un cauce no alcanza su área hidráulica y pen- -
diente de equilibrio, tenderá a azolverse a gastos altos y a erosionarse a gastos bajos, con una tendencia de su -
cauce de estiaje a divagar. Esta divagación del cauce de estiaje, induce a orientaciones también divagantes del -

flujo de avenidas, produciendo erosión marginal que ataca las riberas y obras de protección. Para este caso, las estructuras más eficientes y económicas son los espigones fabricados de piedra con corazas de tamaño grande selecto, ya sean originados en cantera o boleos de los torrentes. A veces los tamaños requeridos para impedir la capacidad de arrastre del régimen son escasos en el sitio, y requieren acarreo lejano o explotación costosa. En tales casos, una solución factible, es la utilización de gaviones para formar la coraza de los espigones utilizando el material pequeño disponible.

--- Genéricamente, un espigón es un dique de material granular rocoso, con corona de altura descendente hacia el cauce, empotrado en la ribera cuyo eje, localizado en ángulo adecuado a la dirección de la corriente, utiliza la propia energía dinámica del escurrimiento para reorientar los filetes, alejándolos de la margen sujeta a erosión y provocando azolvamientos de intensidad variable aguas abajo de la estructura.

--- El correcto desplante, empotramiento, altura, orientación y tamaño del material de la coraza, hacen de esta estructura un elemento valiosísimo para la solución de los problemas de erosión marginal.

EL PROBLEMA DEL PRONOSTICO CONFIABLE Y OPORTUNO DE LAS AVENIDAS

Es en este campo donde en los últimos tiempos la técnica ha realizado, con el advenimiento de las computadoras, los avan-

ces más señalados en los medios de lucha contra los efectos de las inundaciones.

Muchas de nuestras cuencas no disponen actualmente con medios estructurales para defender a los intereses ribereños contra los niveles y caudales excesivos en los cauces; y aquellas cuencas que disponen de algunas estructuras de almacenamiento y control son en número escaso. De cualquiera manera, aún contándose con un sistema integrado de control y regulación, su eficacia sería mínima y aún contraproducente, si no pudiera operarse con el debido cuidado, con fundamentos racionales para tomar decisiones y sobre todo, con una oportunidad y celeridad consecuentes con la gravedad de la situación prevalente.

De lo anterior se desprende que es de importancia máxima el conjunto de actividades que lleven a la prevención de la avenida; el resultado de estas actividades deberán ser la determinación del pico de la avenida y su tiempo de presentación en un tramo determinado del cauce, con el máximo de sus parámetros determinantes como son: caudales y tirantes máximos, duración del pico, tiempo de receso, volumen escurrido etc.

Estos procesos abarcan actividades previas que consisten en la elaboración de modelos matemáticos que pudiéramos dividir en 2 grupos: unos que analizan las series históricas de la precipitación y escurrimientos en la cuenca y que están destinados a establecer niveles de embalse en los almacenamientos, previos a la presentación de un periodo lluvioso en la zona.- Son esencialmente producto del análisis estadístico y probabi

lístico, de los parámetros hidrometeorológicos propios de la cuenca. Los resultados de estos modelos, son la base de las recomendaciones preventivas a establecer en el sistema.

Otro grupo de modelos son los que simulan el proceso de escurrimiento y concentración del agua llovida, su aporte a los vasos de almacenamiento natural o artificial, su tránsito por el sistema y el tránsito del frente de la avenida por los cauces. Este tipo de modelo es el arma fundamental para organizar la defensa contra los efectos de las inundaciones, dos circunstancias esenciales que determinan su efectividad.

La primera consiste en que se alimenta de datos reales y que ningún aspecto de la simulación puede iniciarse, mientras no se disponga en el escritorio del codificador, de los datos observados de altura de precipitación y área llovida; circunstancia ésta que imposibilita a aspirar a un lapso grande de anticipación, en la obtención de resultados para toma de decisiones.

La otra circunstancia, favorable, es que el desarrollo de estos modelos, su sensibilidad y calibración hacen factible su puesta a punto en un procesador electrónico, en espera de los datos específicos de los parámetros fundamentales requeridos como datos: precipitación y área llovida mencionada anteriormente; lluvia previa; duración de la tormenta y características fisiográficas del área de la cuenca analizada, fundamentalmente.

Esto nos lleva a considerar que la eficiencia en las comunicaciones, y en la ejecución de las actividades previas al acce-

so al computador, junto con el periodo de toma de decisiones y ejecución de las acciones de defensa, tendrán que constreñirse a un periodo menor, que el que tarda el frente de la avenida en presentarse en el sitio analizado.

La complejidad de estos modelos y los importantes requerimientos de "memoria" para su proceso de cómputo, exigen su implementación en procesadores de capacidad considerable a los cuales deberá tenerse una accesibilidad expedita y de alta prioridad. Cualquiera prolongación de los distintos eventos encadenados a este proceso emergente, restará probabilidades a un pronóstico oportuno de la avenida.

La precisión alcanzada en el pronóstico de una avenida, aparte de los ya señalados, que se refieren a la correcta cuantificación de los parámetros fisiográficos e hidrometeorológicos implicados, básicamente depende de la correcta instrumentación de la cuenca en número y ubicación de los sensores hidrometeorológicos que puedan transmitir en forma segura e inmediata, la información relacionada con la lluvia. Por el directo acceso que se tiene a la red propia de S.A.R.H., su funcionamiento constituye el mejor apoyo para estos procesos emergentes; cabe decir sin embargo, que la mayor extensión de red se estableció originalmente para la integración de series históricas de observaciones, destinadas a la determinación de la potencialidad de la cuenca con fines de diseño de aprovechamientos; así las estaciones hidrométricas se ubican principalmente en los posibles sitios de construcción de cortinas y las pluviométricas y climatológicas, muchas veces tienen la misma ubicación para minimizar los costos de operación con un observador único. La prevención de avenidas requiere de esta

ciones hidrométricas y climatológicas en las zonas de máxima precipitación tanto en intensidad como en área; lugares frecuentemente inaccesibles a la comunicación terrestre.

Estos requerimientos tendrán que ser suplidos en el futuro inmediato mediante redes de observatorios con transmisión automática y operación telemétrica.

Complementación obligada para el pronóstico de la avenida, y sobre todo de su desarrollo y duración, son los procesos meteorológicos que abarcan también las dos fases anteriormente señaladas, o sea; por una parte, el pronóstico del posible efecto lluvioso que puede producir la ocurrencia simultánea de valores de un conjunto de parámetros meteorológicos, o el avance de grandes masas de aire atmosférico húmedo; esto permite el alertamiento y puesta a punto de la Organización de Vigilancia sobre los sistemas hidráulicos amenazados.

Y por la otra, la verificación de los pronósticos, que ocurre precisamente cuando llegan los primeros informes sobre lluvia, permite ajustarlos sobre la probable evolución del fenómeno lluvioso, y se enfocan a la determinación del tiempo de receso.

Modelos de tipo estocásticos que operan utilizando observaciones atmosféricas frecuentes, los datos del radiosondeo, de los aviones en ruta y del esquema nuboso que captan los satélites meteorológicos, permiten afinar el pronóstico y asomarse al aspecto cuantitativo de la precipitación.

Mucho podría decirse sobre los detalles técnicos relacionados

con el diseño y la adopción de los medios estructurales y no estructurales, para conjurar o minimizar los perjuicios que provocan a la economía las inundaciones; pero resulta de importancia capital mencionar los aspectos económicos implicados en la utilización significativa de esos medios. Las estructuras destinadas a proporcionar seguridad a los intereses amenazados por las inundaciones, requieren inversiones muy cuantiosas y la decisión gubernamental de realizarlas, deberá estar amparada con una justificación evaluatoria que analice el costo social de dichas inversiones, frente al de los intereses ribereños por proteger. Esto nos lleva a considerar que no obstante el interés social que reviste la protección de la vida humana y sus medios de subsistencia, ya sea que los perjuicios se originen por una imprudente invasión del cauce o por una evaluación desfavorable de la capacidad del mismo, este esfuerzo económico deberá guardar proporción con el costo y tipo de solución a adoptar.

Lo anterior nos lleva a considerar que habrá zonas o bandas marginales de la llanura de inundación que puedan y deban protegerse con estructuras seguras, permanentes, y con costos de construcción económicamente viables. Otras bandas determinables entre la anterior y el cauce podría protegerse contra avenidas de una cierta magnitud predeterminada, que pudiera definirse por el periodo de retorno de avenidas de magnitud inferior a las máximas. La protección parcial o condicionada en esta banda, podría complementarse en lo económico con el pago de primas de seguro contra inundaciones, ajustadas al valor de la inversión agropecuaria y a la probabilidad de ocurrencia de los daños.

Una banda central que incluye al cauce, deberá estar vedada a la ocupación humana y a desarrollos permanentes; vigilando a través de los cuerpos de seguridad social, que no se generen problemas por infracción irresponsable de la reglamentación federal vigente.

La ordenación de los cauces en el aspecto señalado, requiere de estudios básicos y procesos evaluatorios a lo largo de las corrientes cuyas riberas están en proceso de desarrollo económico; esto necesariamente implica un programa vasto, costoso, pero indispensable.

Todos los procesos anteriormente señalados, están acusando la necesidad de jerarquizar la inversión gubernamental y el beneficio de las obras, con apoyo en las más avanzadas técnicas de la planificación donde habrán de utilizarse indicadores socio-económicos y sobre todo los que califican la potencialidad de los recursos existentes y las oportunidades del desarrollo. A tal objeto la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica y la Comisión del Plan Nacional Hidráulico participan en un programa conjunto para lograr una regionalización, con las características y nivel adecuado al diseño de políticas y procedimientos de análisis para un programa nacional de obras de Control de Ríos.

TEMA I.

SUBTEMA "B": Casos en que las inundaciones se convierten en problemas.

Bajo este apartado comentaremos los aspectos de la inunda-

ción relacionados con la cuantía de sus efectos nocivos.

Las más remotas noticias históricas, señalan que las inundaciones provocadas por los desbordamientos anuales del Río Nilo, resultaban una bendición que motivaba agradecimiento a las deidades, por el beneficio que en cosechas de granos se derivaban del riego de las riberas y del abono que los sedimentos decantados depositaban en la llanura de inundación que luego era cultivada.

Los asentamientos humanos más antiguos y principales, se iniciaron en los valles y riberas fluviales buscando el beneficio del agua, tanto para sus necesidades vitales directas como, para el riego, destinado a la producción alimentaria.

El proceso fisiográfico sigue una secuencia paralela al ciclo hidráulico, mediante la cual, las cuencas con pendiente acusada y cauces en las comarcas montañosas y altas, son alteradas por el intemperismo y denudadas por la acción erosiva del escurrimiento intenso de las avenidas. El gasto sólido arrastrado por la corriente, o en suspensión en el fluido, es gradualmente depositado según la gradación de su granulometría, conforme el cauce va perdiendo al llegar a los valles intermontanos de las altiplanicies a las llanuras costeras.

Estos depósitos disminuyen la capacidad de los cauces de llanura y acentúan el desbordamiento, así como el depósito de finos en las llanuras de inundación; todo lo cual concurre a disminuir la pendiente general de los cauces a través de los valles. Esto provoca repletamiento de los cauces, divagación de los mismos y cursos alternos que hacen que crezca el área

inundada.

Todo lo anterior, en ríos a régimen libre y en áreas poco habitadas, sólo es un proceso natural en el que la sedimentación y marcas del escurrimiento en meandros y derramaderos, señalan ostensiblemente cuáles son las áreas ocupables y cuáles las amenazadas de inundación.

El desarrollo y los avances sociales en la civilización, han tenido como resultado inevitable el constante crecimiento de las áreas ocupadas y cultivadas.

Los valles planos de origen aluvial, hace mucho tiempo que dejaron de ser suficientes para las necesidades de asentamiento y cultivo y empezaron a cultivarse primero las laderas suaves y después las colinas y las eras montañosas de fuerte pendiente, que por su condición orográfica muy quebrada hacen costoso o imposible el riego por gravedad; esto hace que se practiquen barbechos en seco antes del periodo lluvioso y que cuando éste se presenta, arrastra ingentes cantidades de sedimentos, principalmente de suelo agrícola, que es el peor perjuicio inicial que se verifica; de esta manera, el proceso fisiográfico antes descrito, entra en desequilibrio y la magnitud de las inundaciones tanto en altura, duración, tramo afectado y frecuencia, crecen en forma desproporcionada.

En el curso de esta evolución, el hombre, que ha ido invadiendo progresivamente las llanuras de inundación de los ríos, se ve urgido de proteger su vida y propiedades mediante recursos constructivos que son generalmente bordos, ya sea circunscribiendo sus comunidades y áreas de desarrollo, o bien a lo lar

go de las márgenes para separar de la acción de la avenida, - las áreas que ha desarrollado en las llanuras de inundación.

Como la secuencia de arrastre y sedimentación continúa, el azolvamiento de los lechos de los cauces hacen pronto insuficiente la altura de los bordos marginales y empiezan a entrar en el proceso de desequilibrio fisiográfico los bordos mismos, conforme se comentó en el subtema anterior.

Así, los problemas se multiplican porque las obras para controlar definitivamente un cauce a lo largo de todo un valle y para la más grande avenida probable, resultan inasequibles por su gran magnitud y costo.

Los remedios que contemplan trabajos, obras, proyectos, programas, planes y políticas de defensa, debieran tener una intensidad de implantación que supere la celeridad del proceso fisiográfico desequilibrado.

Los mayores desastres por inundación en los tiempos modernos, han sido usualmente debidos a la falla de bordos y diques de protección. La inundación en el Danubio en el año de 1838, - destruyó gran parte de Budapest, capital de Hungría; mientras en 1932, la inundación de Holanda segó más de 10,000 vidas y, el reciente desastre por inundación del Río Arno en Florencia, Italia, causó irreparable daño a los tesoros históricos de la humanidad.

Bajo la influencia del hombre, la ecología se ha perturbado y las inundaciones han aumentado progresivamente, tanto en altu

ra como en duración, y el valor creciente de la propiedad en los asentamientos humanos y en las áreas agrícolas, han obligado a la progresiva elevación y reforzamiento de los bordos, y también a la búsqueda de nuevos métodos y opciones para prevenir los daños por inundación.

Se ha comprobado que los daños por inundación tienden a crecer en todo el mundo, a pesar de las considerables inversiones gastadas para propósitos de control de avenidas.

En los Estados Unidos de Norteamérica, se gastaron en control de inundaciones más de 7,000 millones de dólares a partir de 1936. En los últimos años se han aplicado un promedio de 500 millones de dólares y los presupuestos crecen continuamente. A pesar de esta tremenda inversión anual, los daños por inundaciones siguen registrando una franca tendencia al crecimiento, desde 1936.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

EL CONTROL DE AVENIDAS, EL DRENAJE Y LA PLA-
NEACION REGIONAL DEL TROPICO HUMEDO MEXICANO

ING. HUMBERTO LUNA NUÑEZ

FEBRERO, 1979

Se ha estimado que existen más de 3.6 millones de Ha., en nuestro trópico húmedo localizados en las planicies costeras del Golfo de México y del Océano Pacífico cuyos suelos son altamente productivos si se les proporciona un drenaje adecuado. El desarrollo de estas áreas requiere de una estrategia integral para proporcionar las obras de control de avenidas y drenaje necesarios junto con asistencia técnica, investigación agrícola, insumos suficientes y oportunos, organización de productores y canales de comercialización adecuados y capaces de sostener un desarrollo agrícola sano. Esta estrategia requiere de:

- (a) La formulación y establecimiento de un plan maestro de control de Inundaciones y Drenaje principal en cada una de las siguientes áreas: Cuenca baja del Pánuco, Cuenca baja del Papaloapan, Cuenca baja del sistema Grijalva-Usumacinta, Costa de Chiapas y Costa de Nayarit.

Dentro de estos planes maestros deben proponerse las obras tomando en cuenta la experiencia en cuencas donde se han construído un número substancial de este tipo de obras, que muestran que si no se estudian en forma integral, las mejoras hechas para aliviar problemas aislados producen a menudo daños en otras partes de las cuencas que en última instancia requieren medidas muy costosas para resolver los problemas creados. El objetivo de las obras de control de inundaciones y drenaje principal propuestas en cada maestro es el permitir el desarrollo posterior de áreas agrícolas; así mismo, como la experiencia indica que para evitar problemas como los mencionados anteriormente es necesario que las obras de drenaje menor se proyecten y construyan en subcuencas o unidades hidrológicas completas, se propone

que dentro del plan maestro se definan las subcuencas en cuya extensión podrían establecerse distritos de drenaje que mediante obras de drenaje menor hagan posible un mejor aprovechamiento agrícola y pecuario de las tierras.

(b) El establecimiento de distritos de drenaje mediante etapas sucesivas de promoción, autorización, diseño, construcción y operación llevadas a cabo dentro del Programa de Desarrollo Rural Integrado del Trópico Húmedo (PRODERITH) que actualmente lleva la SARH.

(c) Establecimiento de criterios para el financiamiento de las obras y acciones contempladas en los planes maestros y dentro de cada distrito de drenaje. Las obras de control de inundaciones y drenaje principal podrían estar costeadas 100% por el gobierno federal y operadas por la SARH. El resto de las obras dentro de un distrito de drenaje podrían estar pagadas en parte por el Gobierno y en parte por los beneficiarios mediante un sistema de tarifas que tomen en cuenta tamaño del predio y beneficio económico recibido por las obras. Los costos de operación, conservación y mantenimiento podrían estar pagadas por los usuarios de las obras los cuales tendrían la obligación de su operación y conservación de su operación y conservación con una supervisión del gobierno. Los usuarios podrían tener derecho a asistencia técnica y a crédito barato para financiar el drenaje parcelario.

(d) Adopción de una política agraria enmarcada dentro de la realidad del trópico húmedo mexicano que garantice la tenencia

de la tierra resultante después de la construcción de las obras.

El control de avenidas tal como se entiende en este trabajo consiste en la prevención de daños causados por el desbordamiento de los cauces naturales como resultado de escurrimientos excesivos provenientes de áreas aguas arriba. Vasos reguladores de uso único o múltiple, desvíos, cauces de alivio, ampliación y rectificación de cauces y encauzamiento con bordos longitudinales son las obras más comunes de control de avenidas.

El drenaje mayor o principal consiste en la provisión de obras para remover en forma segura el exceso de escurrimiento causado por el drenaje local y para corregir las obstrucciones causadas al drenaje natural por la construcción de obras de control de avenidas. Las obras disponibles para este propósito son la ampliación de cauces, desvíos para encauzar el drenaje obstruido por bordos marginales y estructuras de descarga para evacuar el drenaje inferior obstruido, pueden ser compuertas o plantas de bombeo cuando no es posible la descarga por gravedad.

De lo anterior se concluye que las obras de control de avenidas y drenaje mayor están tan estrechamente relacionadas que se consideran complementarias y sus beneficios inseparables.

El drenaje menor o local consiste en proporcionar obras para remover el escurrimiento local provocado por precipitaciones intensas y que no ha alcanzado los cauces naturales; el funcionamiento correcto de este drenaje supone que existen descargas adecuadas al mismo, naturales o artificiales, que protegen con-

tra avenidas e inundaciones no experimentadas previamente en las áreas aguas abajo. Las obras de drenaje menor son el puente entre el drenaje parcelario y el drenaje mayor y de deben buscarse siempre de proporcionarse a subcuencas o unidades hidrológicas completas.

Bases para el desarrollo de planes maestros.

La capacidad de desarrollo de nuestros recursos hidráulicos esta grandemente ligada al riego y drenaje de nuestras regiones áridas y semiáridas. Esta capacidad y experiencia tiene menor valor en las zonas tropicales húmedas donde el problema básico es el control de escurrimientos en exceso durante la época de avenidas y la ausencia casi total de lluvias en el estiaje; problema que tampoco se encuentra en las áreas húmedas del Sureste de los Estados Unidos donde la lluvia esta igualmente distribuída durante todo el año.

En consecuencia deben desarrollarse planes aplicables a nuestro trópico, con sus bien definidas estaciones de estiaje y avenidas, buscando la utilización de vasos almacenadores de uso múltiple y lagunas naturales que en época de avenidas proporcionen capacidad para control y que en época de estiaje, proporcionen un escurrimiento más o menos uniforme por medio de ciclos adecuados de vaciado.

Dada la falta de planos topográficos de la zona, no es posible definir con precisión en la actualidad los problemas específicos de control de avenidas y drenaje mayor. Se conoce que estos problemas son de bastante significancia en el Pánuco, Papaloapan

y Grijalva-Usumacinta que solo pueden corregirse en grandes y -
costosas obras. Sin embargo, también se conoce que hay grandes
áreas de alto potencial agrícola en cada una de estas cuencas -
que solo necesitan obras de drenaje menor para incrementar sus-
tancialmente su producción actual. Estas obras de drenaje me-
nor pueden realizarse a costos razonables, pero deben proporci-
onárseles descargas adecuadas para desalojar los volúmenes drena-
dos.

La extensión y localización exacta de estas áreas, que obviamen-
te deben recibir la más alta prioridad de desarrollo, pueden -
determinarse solamente después de que se dispongan planos topo-
gráficos adecuados. En consecuencia, antes de que cualquier -
plan maestro pueda realizarse debe preverse en primer lugar de
un programa intenso de mapeo para producir estos planos topográ-
ficos a escala 1:50000, con curvas de nivel a cada metro hasta
la cota 100 s.n.m.

Estos mapas deben producirse en hojas no mayor de 1 m² y en adi-
ción a las curvas de nivel deben mostrar la hidrografía y el -
drenaje natural, las áreas de inundación permanente, los pobla-
dos y caminos principales, vías férreas, aeropuertos y campos -
petroleros.

Toda el área debe ser fotografiada a escala 1:8000 para obtener
fotografías escala 1:5000 de buena definición y deben traslapar-
se lo suficiente para proporcionar un cubrimiento estereoscópi-
co. Las impresiones 1:5000 deben ensamblarse en mosaicos con-
trolados para ser usados en la planeación de detalle. Fotogra-
fías blanco y negro son adecuadas para la planeación de las o--

bras de control, y drenaje mayor, pero para estudios agrológicos es preferible fotografías en infrarrojo.

El área debe cubrirse con un estudio agrológico intermedio entre reconocimiento y semidetalle con objeto de identificar las áreas de alto potencial agrícola y ganadero. Dada la magnitud de estos estudios será necesario establecer prioridades en los mismos.

Estudios hidráulicos e hidrológicos necesarios para la planeación integral.

Los cálculos hidráulicos del efecto de las obras propuestas deben verificarse en modelos antes de incorporarse a los planes maestros. Debe construirse modelos físicos cuidadosamente basados en la topografía obtenida y deben verificarse a niveles bajos y altos antes de usarse en el proceso de diseño; los ríos del Golfo son relativamente estables y en consecuencia modelos de fondo fijo deben proporcionar resultados satisfactorios. La implementación de modelos matemáticos calibrados para niveles medios y altos y usados en la planeación y diseño de las grandes obras de control y drenaje deben materialmente reducir el costo y tiempo del programa de modelado.

La construcción de un extenso sistema de bordos marginales probablemente ofrezca el método más positivo de control en las áreas sujetas a inundación pero la construcción de estos sistemas debe de plantearse cuidadosamente por los problemas de drenaje interno que provocan y por el aumento de niveles que resultan del confinamiento de los escurrimientos en cauces relativamente estrechos. Cualquier sistema extensivo de bordos debe evaluarse cuidadosamente en modelos bien calibrados antes de su adopción en cualquier plan maestro.

Para los estudios hidráulicos e investigaciones en modelos en las tres cuencas principales se propone la siguiente lista tentativa de prioridades:

Río Pánuco:

(1) vasos de almacenamiento de unos múltiples en las cuencas altas, (2) bordo perimetral y planta de bombeo para la ciudad de Tampico (3) derivación a lagunas en margen izquierdo (4) canales de conexión entre lagunas (5) sistema de bordos en ambos bancos con estructuras de control en los puntos de derivación a lagunas y una previsión adecuada para el drenaje interior detrás de los bordos (6) cortes en el Pánuco para mejorar las características hidráulicas.

Río Papaloapan:

(1) presa Cerro de Oro, (2) presa de uso múltiple adicionales (3) derivaciones a las lagunas de margen izquierdo con estructuras para controlar las derivaciones del río (4) canales de conexión entre las lagunas de margen izquierdo, incluyendo un canal de conexión a la Laguna de Alvarado, un dique en la Laguna de

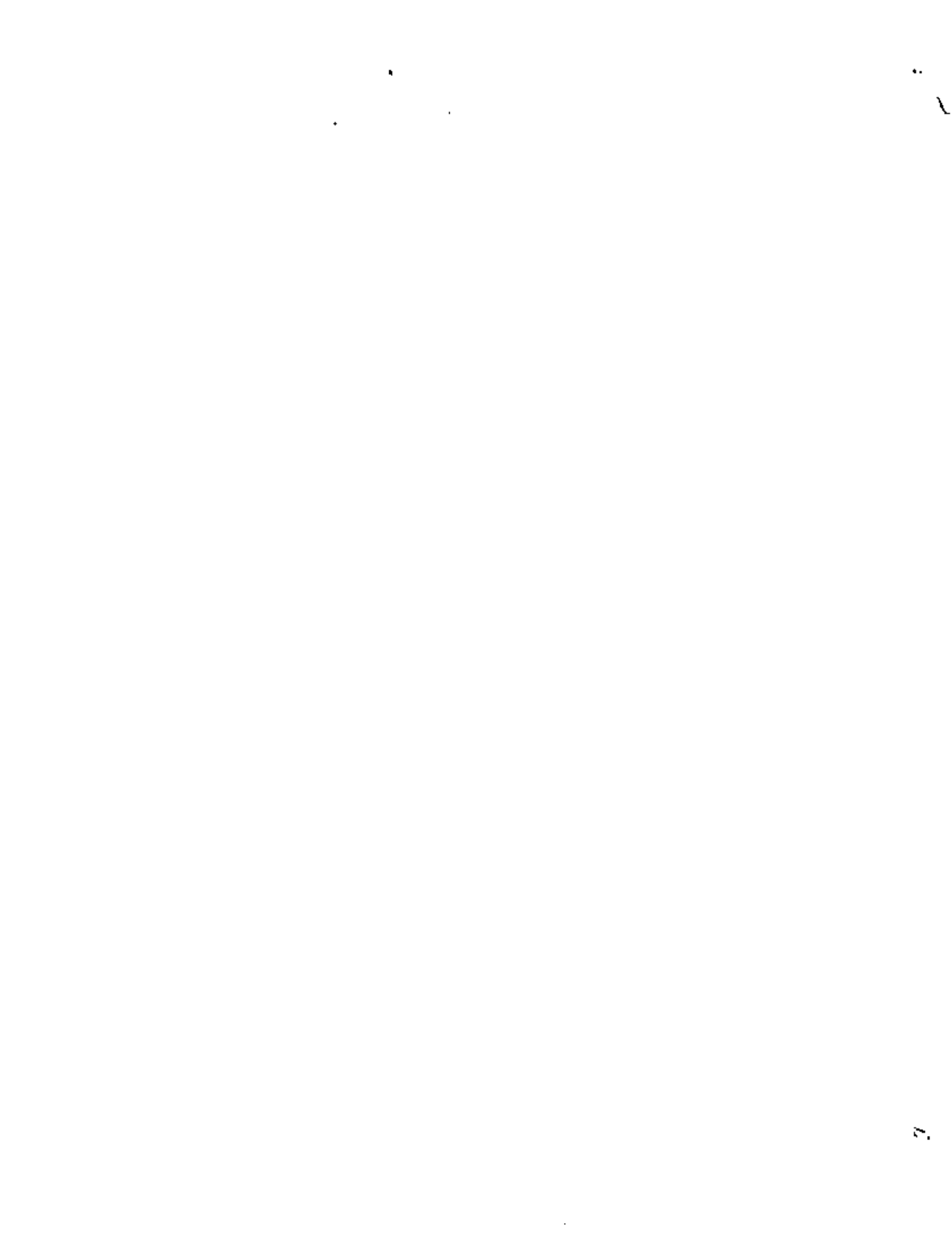
Alvarado para separar el flujo a través de la laguna y una nueva salida al Norte de este dique (5) bordos para protección de la avenida de diseño (tal vez 1 en 50 años) y obras de drenaje mayor como se requieren para tomar en cuenta el drenaje obstruído (6) conexión de los ríos Tesechoacán, San Juan, Tecomales y nueva salida al mar en las cercanías de Lerdo de Tejado (7) escolleras para mantener la capacidad de las tres salidas al mar, para este caso sería necesario reproducir un modelo en la costa de un tramo de 30 ó 50 Km, centrado en Alvarado, el material de construcción de estas escolleras podría ser bancos en la vecindad de Cerro de Oro, banco cercano a la línea de ferrocarril Veracruz-Alvarado.

Rfo Grijalva:

(1) presas de uso múltiple (2) mejoras en algunos tramos para corregir problemas locales de drenaje (3) cauce de alivio Samaría-Mecoacan (4) separar el Grijalva de la descarga central (5) separar el Usumocinta después de terminado su sistema de vasos.

La planeación y construcción de los esquemas de control de avenidas y drenajes mayor deben estar gobernadas por el ingreso económico que se espera de estos desarrollos. Esto requiere el análisis de cada esquema para determinar los beneficios que pueden esperarse desde su construcción hasta su desarrollo, beneficios que resultan por un cambio en el uso de la tierra, por incremento en los rendimientos, etc. La metodología para evaluar estos beneficios está bien establecida y esto más o menos universalmente aceptada. Cada componente del plan debe incorporarse en base a los beneficios maximizados, esto es cada componen-

te debe adicionarse al programa en base a un análisis de sus -
ingresos iniciales y anticipados.





CONTROL DE AVENIDAS

TEMA 5: ASPECTOS METEOROLOGICOS

- A) INTRODUCCION
- B) LA PRECIPITACION COMO FENOMENO METEOROLOGICO MAS IMPORTANTE
- C) SISTEMAS ATMOSFERICOS CAPACES DE ORIGINAR PRECIPITACIONES
- D) INFORMACION METEOROLOGICA UTIL EN EL CONTROL DE AVENIDAS

MET. RAFAEL ALMAZAN FLORES
MET. AUGUSTO TORIJANO CABRERA

FEBRERO, 1979

INTRODUCCION

Los elementos meteorológicos juegan importante papel en muchas actividades humanas. La dirección e intensidad del viento es determinante en la navegación aérea; la temperatura del aire en ciertas actividades agrícolas, la nubosidad en fotografía aérea, pero en el control de avenidas el factor atmosférico más importante es indiscutiblemente, la precipitación pluvial, es por eso que en la presente discusión todo se hace girar en torno a su origen, características y efectos, particularmente de aquella precipitación significativa para el control de avenidas y prevención de inundaciones.

En la primera parte de las notas se trata del proceso original de la precipitación, de la forma como se condensan los elementos nubosos y como evolucionan hasta convertirse en elementos de precipitación.

Agradecemos la colaboración del Met. Augusto H. Torijano Cabrera, quien gentilmente se hizo cargo de tratar este tema.

La siguiente parte hace referencia a los principales factores que gobiernan el comportamiento de la precipitación en nuestro país. Las particulares características geográficas y fisiográficas de México, determinan en gran parte el tipo, intensidad y distribución, tiempo-espacio de la lluvia.

Finalmente se hace una breve semblanza de la distribución de la lluvia en México estableciendo algunas de sus características particulares.

Se espera que con esta modesta aportación se adquiriera una mayor comprensión del completo proceso de la lluvia como elemento básico en las técnicas de control de avenidas.

Se agradece la colaboración del personal de la Subdirección de -
Previsión Atmosférica de la Dirección General de Control de Ríos
e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, que participó en la recaba-
ción de información y análisis de las presentes notas.

LA PRECIPITACION

El desarrollo industrial, provocó un avance entre las ciencias - en general. La medicina ha alargado la esperanza de vida del -- ser humano, ya vive más que antes, la mortandad infantil es un - espectro que año con año retrocede y el mundo comienza a sopor-- tar una mayor población.

Esta mayor población requiere de agua para subsistencia. Hasta hace poco tiempo eran muy escasas las personas que se preocupa-- ban por las reservas de agua dulce.

La mayoría de las ciudades estaban situadas cerca de lagos o a - las orillas de ríos de régimen permanente.

Las demandas no eran excesivas y la irrigación aún era un nego-- cio floreciente. En los últimos treinta años el panorama ha cam-- biado por completo.

Las nuevas organizaciones agotan los acuíferos; las demandas in-- dustriales son portentosas, las aguas de retorno prácticamente - inutilizadas.

Los ríos, los lagos y áreas considerables de los mares se han -- convertido en desiertos líquidos.

Los políticos, los economistas, los hombres de ciencia y la po-- blación en general, esperan de la ciencia meteorológica la llave-- mágica que haga llover en los desiertos, recargar los depósitos-- subterráneos, pero también que sirva para controlar los huraca-- nes, combatir una granizada inoportuna, etc. No es tan sólo la lluvia deseada o no, sino el control del tiempo.

Un aspecto del control de las condiciones atmosféricas, lo cons-- tituye el estímulo artificial de la precipitación o "lluvia arti

ficial" como la conocen los legos.

Su importancia es múltiple, porque promete disponer de agua dulce cuando se le requiera; permitiría debilitar los huracanes, evitar inundaciones, abastecer la industria y miles de cosas importantes más.

Pero para considerar el problema, es necesario considerar a la precipitación como parte de un ciclo, cuyo estudio, interpretación y modificación, corresponde a los meteorólogos.

Este ciclo hidrológico, como es conocido, se inicia con la evaporación de las aguas superficiales o subsuperficiales, el vapor obtenido es distribuido por todo el planeta, merced a la circulación general atmosférica.

Agregándole una cantidad suficiente de vapor de agua, podemos saturar al aire, pero es el enfriamiento atmosférico el mecanismo principal que puede originar la saturación y la condensación del vapor que contiene.

Para la presencia de la precipitación, es requisito indispensable la previa formación de nubes.

En meteorología se reconocen como procesos productores de nubes a:

- 1.- La turbulencia mecánica (o de fricción).
- 2.- Convección o turbulencia convectiva.
- 3.- El ascenso orográfico.
- 4.- El ascenso lento generalizado.
- 5.- Convergencia de masa.

1.- La turbulencia mecánica produce el mezclamiento vertical y horizontal del aire. En invierno, el enfriamiento nocturno puede producir nieblas, si existen vientos moderados, la niebla se le-

vanta formando nubes muy bajas conocidas como Stratus.

2.- El calentamiento solar origina el ascenso de masas de aire - en forma de burbujas, cuyo diámetro oscila de pocas decenas a -- cientos de metros. Durante su ascenso se enfrían adiabáticamente, el vapor de agua se condensa y libera el calor latente, de - condensación, lo cual contribuye a aumentar la velocidad ascen-- sional de las burbujas.

Conforme se origina la nube, parte del aire de su interior se -- mezcla con el aire de su alrededor, tendiendo a adquirir forma - piramidal.

3.- Si una corriente aérea encuentra una barrera orográfica, el - flujo tiende a seguir el perfil del terreno, efectuando el cam-- bio de la dirección a una capa de aire de espesor muy considera- ble, el ascenso provoca el enfriamiento adiabático. Las nubes - resultantes están condicionadas por otros factores; húmedo y es- table se formarán Stratus; si el aire es ligeramente inestable, - pueden formarse Stratocúmulus; si el aire contiene poca humedad, el resultado pueden ser nubes Lenticularis.

4.- El ascenso lento generalizado, es un mecanismo mucho más vag - to que los descritos anteriormente. Se asocia con depresiones o ciclones. El ascenso del aire ocurre con convergencia de masa - en niveles inferiores y divergencia en los niveles superiores, - las velocidades medias observadas son del orden de 10cm/seg. en - los ciclones de latitudes medias, en los huracanes ciclones tro - picales, las velocidades pueden ser muy superiores a los 130cm/- seg.

5.- La convergencia de masa, como tal, se considera preponderan - temente en los Frentes. El aire caliente asciende con rapidez - en un Frente Frío, originando Cumulonimbus; en el Frente Calien-

te debido a su menor velocidad ascensional, generalmente, se producen nubes estratificadas.

Sin embargo, sin importar el mecanismo que los origine, las nubes se forman cuando el aire caliente que asciende se enfría por expansión, hasta que la humedad relativa adquiere un valor muy próximo al 100%. Entonces las gotitas de agua se forman espontáneamente sobre partículas diminutas que se encuentran suspendidas en el aire.

Tales partículas reciben el nombre de núcleos de condensación. La naturaleza de los núcleos es muy diversa, pueden ser esporas, microorganismos, ciertos cuerpos residuales de procesos industriales como los humos, gránulos de polvo y sales minerales.

Para que las sustancias en dispersión en el seno del aire actúen como núcleos de condensación, es necesario que posean propiedades higroscópicas.

Los tamaños de los cristalitos de sales minerales y de polvo que actúan mejor como núcleos de condensación son menores de 10 micras, ya que requieren de sobresaturaciones menores que las partículas más grandes.

Los núcleos de condensación representan concentraciones mayores en los continentes, con valores promedios de $40 \times 10^3 / \text{cm}^3$ para los considerados como núcleos de Aitken, mientras sobre los mares puedan ser del orden de $100 / \text{cm}^3$.

Sin embargo, la mayor parte de los núcleos de condensación correspondientes a las sales minerales y especialmente al NaCl provienen de las salobres aguas marinas. No de la evaporación de la espuma de las olas, sino de la ruptura de la superficie marina cuando emergen las burbujas de aire atrapadas por el oleaje, los

núcleos producidos son del orden de 10 - 15gr. en cantidades 100 veces mayor que cualquier otro mecanismo que altere la superficie marina.

Existiendo humedad en cantidad suficiente y núcleos de condensación, se tienen los elementos básicos para la formación de las nubes.

Las propiedades higroscópicas de los núcleos, la elevación de la humedad relativa, debida al enfriamiento adiabático, originan una coacción de moléculas de agua sobre los núcleos.

El crecimiento de la incipiente gotícula depende de las características higroscópicas de los núcleos, de las fuerzas de tensión y la cantidad disponible de vapor y la cantidad liberada del calor latente.

En circunstancias ideales, las gotículas podrán crecer:

- a).- Por condensación de más vapor de agua y
- b).- Por coalescencia.

En el primero de los casos el crecimiento de las gotículas está dado en forma muy aproximada, por la expresión elemental:

$$\frac{dm}{dt} = 4 D r \quad (\quad)$$

donde:

m = masa de la gotícula

t = tiempo de crecimiento

r = radio de la gota

D = Coeficiente de difusión del vapor en el aire.

= densidad del vapor lejos de la gotita y

r = densidad del vapor en la superficie de la gotita.

En el segundo caso, la velocidad de caída de las gotitas, su tamaño, la concentración de gotas de cada tamaño y su eficiencia de captura son los factores más importantes a considerar.

En la curvatura correspondiente a la coalescencia se nota que al iniciarse el proceso, el crecimiento de las gotas es lento, pero que la eficiencia de captura origina un aumento en el radio sorprendentemente rápido.

En las poblaciones muy numerosas las cosas se complican más, pues ocurren procesos muy importantes de adentramiento que limitan la cantidad de vapor y la evaporación de las gotículas.

Sin embargo, tras muchos esfuerzos se ha fijado la densidad media del vapor en una nube cumuliforme en cerca de 0.3 a 1 gr/m^3 .

En tanto que las nubes estratiformes presenten densidades medias de 0.05 a 0.50 gr/m^3 .

Los procesos de adentramiento limitan drásticamente la cantidad de vapor disponible dentro de la nube y por lo tanto afectan a su flotación.

Tanto la condensación como la coalescencia, terminan por aproximarse a un cierto grado de equilibrio, en el cual las gotas ya no crecerán más.

El posterior desarrollo de los elementos de la nube, se realiza cuando en su interior aparecen elementos con marcados contrastes de temperatura.

Es muy frecuente encontrar en la naturaleza, nubes superenfriadas, en las cuales la existencia de gotículas de agua a temperaturas de -15°C es muy uniforme.

Esto indica la escasez de núcleos sobre los cuales el agua pueda

cristalizarse; cuando, por alguna circunstancia el agua se congela en diminutos cristales de hielo, puede comenzar el transporte de vapor de las gotas calientes, que se evaporan, a las partículas congeladas que crecen a expensas de las primeras.

La tensión del vapor es función de la temperatura y del diámetro de las partículas por lo cual, los elementos fríos crecen con mucha rapidez.

Para que una sustancia pueda fungir como núcleo de congelación, se requiere que su estructura molecular sea semejante al agua y sus cadenas cristalinas sean exagonales. De los minerales que en forma de polvo levanta el viento, 16 variedades de silicatos, arcillas y micas, son capaces de producir un núcleo de congelación por cada 10,000 partículas de polvo común, de los cuales el más abundante es la caolinita, cuya estructura cristalina es triclínica.

Se han emprendido muchos experimentos en busca de núcleos de congelación artificial, toda vez que, la naturaleza ha realizado una economía muy estricta en cuanto a núcleos naturales; entre los más eficaces se han encontrado al yoduro de plata y el bióxido de carbono.

El yoduro de plata se maneja en soluciones diluidas, principalmente de acetona, quemadas en una llama caliente de acetileno; un gramo de esta solución es susceptible de producir 1016 cristales microscópicos, capaces de actuar como núcleos de congelación.

Pero el empleo del yoduro de plata tiene muchas restricciones; en una atmósfera reductora o en presencia de hidrógeno químicamente activo, la naturaleza y cantidad de las impurezas que contenga la solución, la acción de la luz ultravioleta, hacen que pierda casi todo por completo sus propiedades higroscópicas.

Todo esto explica la enorme serie de fracasos obtenidos con su empleo en la siembra de nubes.

Un sol muy brillante, en sólo 15 minutos de exposición, reduce la eficiencia del AgY a un centésimo de su valor original. El AgY ha sido intensivamente empleado en los experimentos STORMFURY y BOMEX, usando aviones preparados para el efecto, se dejan caer unos cilindros o canistales en cuyo interior arde el AgY.

El dióxido de carbono, es relativamente barato y fácil de manejar; finamente molido se puede espolvorear desde aviones sobre la cúspide de las nubes. Las restricciones que tiene su empleo son: La evaporación o sublimación de los cristales de CO_2 y la temperatura de la cúspide de la nube.

Cuando los agentes artificiales fallan, se ha recurrido al uso de cristallitos de hielo natural sobreenfriados cuya acción es muy eficaz. Empero existen grandes problemas para sus conservación, trituración y espolvoreo.

El estímulo de la precipitación, en la actualidad, parte de 3 supuestos:

- 1.- Que es necesaria la presencia de cristales de hielo en la nube o bien, gotas comparativamente grandes.
- 2.- Que algunas nubes precipitan eficientemente o no lo hacen en lo absoluto, debido a la escasez de estimuladores de origen natural.
- 3.- Que la deficiencia pueda subsanarse con el empleo de núcleos de congelación de origen artificial.

Hasta ahora los criterios más importantes para el uso de la precipitación artificialmente estimulada parecen ser:

- 1.- Suministro adicional o básico de agua para los cultivos.
- 2.- Recarga de sistemas hidrológicos naturales (superficiales, --

subsuperficiales y subterráneos) o artificiales (embalses, etc.)

3.- Prevención de granizo.

4.- Precipitación desde nieblas.

5.-Disipación de nieblas.

6.- Modificación de huracanes.

En los cinco primeros, se busca que el agua llegue al suelo, sea para ser absorbida o formar escurrimientos que luego puedan acumularse. En el último se busca la alteración del meteoro, por el procedimiento de convertir la energía potencial del sistema en lluvia, evitando que éste pueda transformarla en energía cinética; en consecuencia la intensidad de los vientos puede disminuir apreciablemente.

Los experimentos STORMFURY y BOMEX, han dado resultados alentadores en esta tarea, sin embargo, no son pruebas concluyentes de la manipulación en el sentido adecuado de un huracán.

Se han recibido reportes de varios países, entre ellos Estados Unidos, Francia, Holanda, Unión Soviética y Australia, donde se han llevado a cabo trabajos de estímulo de la precipitación, algunos de ellos, con técnicas muy ingeniosas.

En todos los resultados distan mucho de ser concluyentes, así -- por ejemplo en Francia, de 25 experimentos realizados en los macizos montañosos para prevenir el granizo 14 fracasaron, 4 fueron inciertos y 4 se consideraron exitosos.

En Australia, durante varios veranos con anticipación a las precipitaciones monzónicas, se han efectuado 15 experimentos anuales, de los cuales el resumen puede ser: promedio, 8 fracasaron, 3 fueron inciertos y 4 tuvieron éxito.

En México se cuenta con antecedentes de varios años, principal--

mente en la cuenca del Río Necaxa, tales experimentos fueron efectuados por la C.F.E. Dichos experimentos han dado origen a varias publicaciones, a las que se remite al lector que desea más información al respecto. Pero las evidencias tampoco fueron concluyentes.

El estado actual de la ciencia meteorológica en el aspecto de la física de la nubes, permite abrigar buenas esperanzas para un futuro mediano, sin embargo, la investigación a niveles de química molecular, física de las nubes y micrometeorología, deben extenderse tanto en calidad y cantidad antes de obtener resultados satisfactorios.

III.- FACTORES QUE GOBIERNAN LA PRECIPITACION EN MEXICO

El comportamiento de la precipitación, su tipo, intensidad y forma como se distribuye en el espacio y en el tiempo, se gobierna, básicamente por factores físicos que pueden clasificarse en: Permanentes, periódicos y eventuales. Los factores permanentes y periódicos admiten el tratamiento estadístico de los datos de precipitación; pero la influencia de los factores eventuales impide que los valores estadísticos constituyan la respuesta final y absoluta al problema del pronóstico de precipitación.

a) Factores Permanentes.-

El comportamiento de la precipitación se encuentra bajo la influencia de los siguientes factores permanentes: Situación geográfica, orografía, distribución de tierras y mares, y naturaleza propia del terreno.

Situación Geográfica.- La República se ubica en el Hemisferio Norte, (entre los $14^{\circ} 30'$ y $32^{\circ} 42'$ de latitud norte) y en el Hemisferio Occidental, (entre los $86^{\circ} 46'$ y $117^{\circ} 08'$ de longitud oeste). Astronómicamente, la porción sur del país se localiza dentro de los trópicos, (El Trópico de Cáncer se extiende, de Oeste a Este, aproximadamente sobre La Paz, B. C. S., Mazatlán, Sin., y Ciudad Victoria, Tamps.). Sin embargo, meteorológicamente, las condiciones atmosféricas son netamente tropicales desde finales de la primavera hasta bien entrado el otoño y extratropicales el resto del año. A nivel nacional, en México, más que definirse las cuatro estaciones clásicas (Primave

ra, Verano, Otoño e Invierno), se distingue marcada--
mente una época de secas y otra de lluvias. A nivel -
regional, la descripción meteorológica es mucho más --
compleja. Por ejemplo, en el extremo Noroeste el regi--
men pluviométrico se invierte, respecto al resto del -
país, registrándose las lluvias más importantes durante
los meses de invierno, en tanto que, en los estados de
la costa del Golfo las lluvias se distribuyen a lo lar--
go del año, estimuladas durante el invierno por siste--
mas extratropicales y durante el verano por perturba--
ciones tropicales. En los estados de la costa del Pa--
cífico, al Sur del país, las temporadas de secas en los
meses de invierno y de lluvias en el verano, se delimi--
tan muy claramente.

Orografía.- México es un país eminentemente montañoso.
La mayor parte del territorio se encuentra sobre eleva--
ciones de 1000 metros o más, respecto al nivel del mar.
Menos del 30% de la superficie se localiza bajo los --
500 metros de elevación. La característica más sobre--
saliente de la orografía mexicana está constituida por
la Altiplanicie Central, cuya elevación media es de --
1500 metros. El altiplano asciende desde la frontera
con los Estados Unidos hacia el Sur, para alcanzar su
máxima elevación en la porción central del país. Ha--
cia el Oeste, la altiplanicie se extiende hasta la ---
Sierra Madre Oriental. El límite Sur del altiplano -
coincide con la cadena de volcanes y montañas que se--
extiende desde Colima, en la costa del Pacífico, has--
ta Veracruz en la del Golfo. En el Sur del país desta

can los macizos montañosos de la Sierra Madre del Sur, que se extiende casi paralela a la Costa del Pacífico el Nudo Mixteco en Oaxaca y las serranías de Chiapas. En el extremo Noroeste, la Península de Baja California aparece surcada en toda su longitud por una cadena montañosa. (Mapa 0-1)

Las montañas se asocian íntimamente con la precipitación, la acción mecánica de los vientos al chocar contra las sierras, favorece que la precipitación se inicie antes, sea más prolongada y más intensa en las -- áreas montañosas que en las planicies. Regionalmente la orografía puede ejercer efectos adversos sobre la precipitación. La gran elevación de la altiplanicie mexicana y la circunstancia de que el vapor de agua se concentra en los niveles más bajos de la atmósfera, -- ocasiona que una amplia extensión de México se vea libre de nubes y sin precipitación durante la mayor parte del invierno y la primavera.

Durante el verano, cuando es mayor el espesor de la - capa húmeda y el aire más inestable, llueve sobre casi todo el territorio nacional, con la excepción del extremo Noroeste, donde la cordillera que se extiende sobre la Península de Baja California forma una barrera natural a la propagación del aire húmedo, proveniente del Pacífico, en los niveles inferiores. También, -- aquellos lugares colocados a sotavento de las montañas ven disminuida la precipitación por el efecto termodinámico a que se somete el aire al descender, por las-

laderas.

Distribución de tierras y mares.- México es un país franqueado por grandes masas oceánicas que en la región istmica de Tehuantepec se separan por una angosta franja de tierra. La evaporación desde las cálidas aguas de los mares próximos al país, con la excepción de la corriente, relativamente fría, que bordea la costa occidental de la Península de Baja California, constituye el principal, y prácticamente inagotable, suministro de humedad a la República Mexicana; aporte interrumpido únicamente cuando los vientos soplan desde la tierra hacia el mar.

El desigual calentamiento de tierras y mares justifica parcialmente la existencia de una bien marcada estación lluviosa y la correspondiente temporada de secas.

Esta explicación sólo es parcial, ya que la principal causa de la época de lluvias y temporada de secas radica en cambios significativos en la circulación general de la atmósfera sobre nuestro país.

En el verano el continente se calienta más, y más rápido que la masa oceánica adyacente, hasta originar un diferencial térmico entre el Océano y el Continente; el aire llega a estar más frío sobre el mar y más caliente en tierra. Esto, a su vez, genera una diferencia de presión; sobre el continente se forma una zona de baja presión, con su respectiva alta presión en el mar. Esta diferencia de presiones motiva un movimiento genera

lizado del aire húmedo del mar hacia el continente, donde, finalmente, se manifestará en la formación de nubes y precipitación. En el invierno la situación se invierte y el aire tiende a desplazarse desde la tierra hacia el mar. Estos efectos reciben el nombre genérico de "Monzón".

La interacción entre océano y continente da lugar a -- peculiares efectos monzónicos dentro de la misma temporada de lluvias, que ocasionan, en ciertas regiones del país, máximos secundarios de precipitación, ya sea durante el mes de Julio o Agosto, que se separan del máximo principal, que normalmente ocurre en Septiembre, -- por un corto período en el que disminuye notablemente la precipitación.

Por otra parte, y lógicamente, la proximidad de los -- océanos origina que en términos generales, la precipitación sea más intensa en las zonas litorales que en el interior del continente.

Naturaleza del Terreno.- En la República Mexicana es posible encontrar toda clase de superficies, desde desiertos, en el noroeste, hasta selvas en el sureste, -- pasando por zonas semiáridas, áreas boscosas, grandes pastizales y superficies cultivadas, etc. El tipo de suelo también ejerce influencia sobre la nubosidad y precipitación, aún cuando en una escala mucho menor que la orografía o la distribución de tierras y mares. -- Las nubes de origen convectivo, sobre una superficie plana y en condiciones normales, tienden a formarse--

to diurno y que intervienen, en mayor o menor grado, en la generación de casi toda la precipitación que ocurre en el país.

Una breve descripción de los sistemas climatológicos y factores periódicos, se presenta a continuación:

Anticiclones subtropicales del Atlántico y del Pacífico.- Estos sistemas se encuentran comprendidos dentro de una amplia banda de alta presión que circunda la tierra alrededor de los 25° de latitud, en ambos hemisferios. Debido a la presencia de los continentes, la banda de alta presión se rompe, formando celdas anticiclónicas centradas en los océanos Pacífico y Atlántico.

El anticiclón subtropical del Pacífico se encarga de mantener un flujo del noroeste en la porción noroccidental de México.

El aire frío del noroeste, conforme avanza hacia el Sur, se ve sujeto a un efecto de descenso o "subsistencia" que da origen a una inversión de temperatura a bajo nivel. Esta inversión recibe el nombre de "Inversión de los Alisios", y es la principal responsable de la zona desértica, y de escasa nubosidad y precipitación, en esa región del país.

La inversión de los Alisios impide la difusión vertical del vapor de agua y limita el desarrollo de las nubes, eliminando de hecho la posibilidad de precipitación tierra adentro y, en combinación con la convec

te marina de agua fría que baña las costas de Baja California, provoca las nieblas y nublados bajos, comunes en esa zona.

El anticiclón subtropical del Atlántico tiene su centro entre las Islas Bermudas y las Azores, extendiéndose hacia el Oeste, hasta afectar las costas del Golfo de México.

Debido a la influencia de este sistema, las costas orientales de México tienen vientos con componentes del Este durante una gran parte del año. Estos vientos - portadores de aire cálido, húmedo e inestable, durante el verano alcanzan a cubrir casi todo el territorio nacional, siendo los principales responsables de la temporada de lluvias.

Los anticiclones subtropicales no conservan su posición fija durante todo el año. En el verano se desplazan hacia el Norte y durante el invierno, hacia el Sur.-- Cuando avanzan hacia el Norte permiten que el régimen atmosférico tropical impere en casi todo el país. Al moverse hacia el Sur, facilitan la incursión de masas de aire polares y sistemas extratropicales que afectan principalmente, la porción Norte y Este de México.

Vientos Alisios.- Hacia el lado ecuatorial de los anticiclones subtropicales, soplan los vientos alisios. Estos vientos son, precisamente, originados por dichos anticiclones.

Los Alisios del Hemisferio Norte soplan desde el Noroeste y son extraordinariamente persistentes. Dentro de ellos el espesor de la capa húmeda es relativamente grande y el aire ligeramente inestable. Cuando soplan los alisios sobre México, aumentan notablemente las condiciones de nubosidad en todo el país. Estas condiciones se agudizan cuando los alisios son afectados por alguna perturbación en su flujo normal del Noroeste.- Los alisios afectan a México durante el verano y parte del otoño.

Zona de Convergencia Intertropical (ZCI).- Este es otro de los controles principales del clima en nuestro país.

La ZCI resulta de la interacción de los vientos alisios del Noroeste en el Hemisferio Norte, con los alisios del Hemisferio Sur. La confluencia de los vientos no ocurre a lo largo de una línea bien definida, sino más bien, en una zona donde el área de actividad se extiende en una franja de cientos de kilómetros de sección transversal y miles de kilómetros de longitud.

La zona de convergencia intertropical influye sobre las condiciones atmosféricas de México, durante el verano y otoño. Al aproximarse al país provoca periodos relativamente prolongados de precipitación, llamados "temporales", que afectan principalmente, las regiones sur y sureste.

Actividad convectiva.- Se da este nombre al movimien

to vertical del aire originado por el calentamiento de la superficie terrestre. Cada día, al incidir los rayos solares sobre el terreno, éste se calienta, y a su vez, comienza a calentar al aire que se encuentra en contacto con el suelo.

Al calentarse el aire, disminuye su densidad hasta un punto en que llega a ser menos denso que el aire que se encuentra arriba, más alejado de la superficie. Aquí es cuando se inician los movimientos, el aire caliente asciende y su lugar es ocupado por aire más frío, que comienza a calentarse hasta establecerse una corriente convectiva prácticamente continua.

En una superficie sometida al calentamiento solar, la acción convectiva no origina un movimiento ascendente generalizado sobre toda la zona afectada. Por continuidad de masa, las corrientes ascendentes se alternan con corrientes descendentes. Existiendo suficiente humedad en el aire se iniciará la formación de nubes del tipo cúmulus, coincidiendo con las corrientes ascendentes. Estas nubes son inestables, ya que el calentamiento desde abajo promueve la inestabilidad.

Los accidentes orográficos estimulan la efectividad de la convección ya que, las montañas por su misma elevación, actúan como "islas" calientes rodeadas por un "mar" de aire frío, dando origen a un movimiento convergente hacia las montañas que, en definitiva, produce corrientes ascendentes mucho más intensas en las crestas orográficas.

Por esta razón las nubes se forman antes, duran más tiempo producen mayor precipitación en las áreas montañosas que en las planicies.

No basta la actividad convectiva, por si sola, para crear nubes y precipitación. Para ello se requiere que el aire sea adecuadamente húmedo e inestable. Por eso, aún cuando la acción convectiva está presente todos los días del año, cuando el sol ilumina y calienta la superficie, no siempre alcanza a manifestarse por nubosidad debido a que, principalmente durante la temporada de secas, el aire carece de suficiente humedad y es relativamente estable.

- c) Factores Eventuales.- Los factores de carácter eventual que gobiernan el comportamiento de las precipitaciones están determinados, básicamente, por perturbaciones atmosféricas cuya ocurrencia, desplazamiento, momento, lugar de incidencia, efectos y áreas afectadas, es difícil precisar a largo plazo a partir del análisis puramente estadístico.

Algunos efectos de los factores eventuales pueden inferirse del análisis estadístico. Por ejemplo, los valores de precipitación extrema en 24 horas, registrados durante un período de varias décadas, permiten prever las consecuencias, en términos de lluvia acumulada, que una perturbación intensa pudiera ocasionar.

Los factores eventuales se clasifican de acuerdo a sus dimensiones, en función del tiempo y del espacio. --

Los sistemas de Escala Sinóptica son perturbaciones atmosféricas cuyo período de vigencia, (Génesis-Desarrollo-Madurez-Disipación), se prolonga desde varios días hasta varias semanas. En el espacio, los sistemas sinópticos afectan a la mayor parte de la tropósfera y en la horizontal, en un momento dado, la zona afectada puede ser del orden de los cientos de miles de kilómetros cuadrados. Debido a la relativa larga duración de los sistemas sinópticos, durante su existencia activa pueden afectar a todo un continente. -- Por ejemplo, un huracán formado frente a la costa occidental de Africa, puede cruzar y fortalecerse en el Atlántico Tropical, afectar a varios países del Caribe y finalmente entrar a tierra en algún lugar de la costa mexicana.

Los sistemas de Meso-escala, son perturbaciones atmosféricas cuyo período de existencia no excede de uno o dos días y donde la zona afectada es del orden de los miles de kilómetros cuadrados. Normalmente los sistemas de Meso-escala se forman asociados con sistemas de escala sinóptica.

Los sistemas de Escala-local, también llamada "escala convectiva", se refieren a pequeñas perturbaciones atmosféricas cuya duración se mide en horas, y el área afectada en cientos de kilómetros cuadrados.

En resumen, podemos considerar, que los sistemas de - escala sinóptica son capaces de afectar a la mayor -- parte del territorio nacional durante varios días, los

sistemas de meso-escala pueden afectar una región del país durante uno o dos días y los sistemas de escala local pueden afectar una cierta población durante varias horas.

Los sistemas de escala sinóptica pueden subclasificarse en sistemas extratropicales y sistemas tropicales; ambos afectan a México.

Los primeros en los meses de invierno y primavera, los segundos en el verano y otoño.

Los sistemas sinópticos extratropicales con los que se asocia precipitación significativa en México son: corrientes de alta velocidad, vaguadas y bajas superiores; y frentes fríos.

CORRIENTES DE ALTA VELOCIDAD (JET STREAM).-

Desde finales del otoño hasta principios de la primavera, a unos 12 Km., de altura, en la tropósfera superior, se establece una corriente de vientos de alta velocidad que cruza el país en el sentido general de Oeste hacia el Este, sistema al que se hace referencia con los nombres de corriente de chorro sub-tropical o eje de vientos máximos, cuya importancia es mayor, como generador de nublados, precipitación y algunos otros efectos en las condiciones atmosféricas, de lo que anteriormente se había considerado. Durante los últimos dos o tres años, cuando se ha tenido oportunidad de analizar, rutinariamente, fotografías nocturnas de satélites meteorológicos, la corriente de alta velocidad, manifestada por una extensa área nubosa con su límite -

polar claramente definido, ha sido uno de los sistemas atmosféricos más persistentes en el país durante los meses de invierno, llegando a afectar prácticamente todos los estados de la república, incluso los del extremo sur, considerados hasta ahora - libres de los efectos de perturbación extratropicales.

En el núcleo de la corriente de alta velocidad, los vientos -- llegan a soplar a más de 200 Km., por hora, aunque desde el punto de vista de efectos en el tiempo, nublados, precipitación, - etc., es más importante la curvatura del flujo y el deslizamiento lateral, es decir, la razón de cambio de velocidades en la normal al eje de la corriente.

Las nubes se forman del lado sur del eje de la corriente de alta velocidad, siendo tanto más densa y cubriendo mayor área, -- cuanto mayor es la curvatura anticiclónica de la corriente y -- cuanto mayor es la razón de cambio de velocidades hacia el sur del eje.

En un principio, al detectarse la corriente de alta velocidad, normalmente lo único que se percibe es una delgada capa de nubes altas que no alcanzan a producir precipitación. Sin embargo, -- si el sistema persiste por más de dos o tres días, las nubes se hacen cada vez más densas y, cuando alcanzan la categoría de -- nubes medias, puede iniciarse la precipitación, fundamentalmente sobre las montañas. Este comportamiento es debido a que la corriente de alta velocidad, formada dentro del aire procedente del Oeste, seco y estable, al cruzar durante un período relativamente prolongado, sobre el Océano Pacífico Oriental, donde existe aire húmedo, comienza a transportar humedad, primero -- desde las capas superiores y gradualmente va arrastrando aire

de las capas inferiores cada vez más húmedo. En un principio las precipitaciones asociadas con la corriente de chorro son lluvias o lloviznas, (o nevadas en las sierras más altas), de escasa intensidad. Pero, después del tercer día de persistir el fenómeno, ya pueden registrarse precipitaciones importantes.

Además de la nubosidad y precipitación, otros efectos de la corriente de alta velocidad son los intensos vientos que algunas veces se manifiestan al nivel de superficie y el sensible descenso de temperatura que ocasionan en la región afectada, ya que la falta de insolación, motiva por los nublados y la pérdida de calor por la evaporación de las gotas de lluvia o llovizna, provocan períodos de varios días con temperaturas relativamente bajas, particularmente en el altiplano.

VAGUADAS Y BAJAS SUPERIORES

Estos sistemas atmosféricos se organizan en la tropósfera media y superior y consisten en deformaciones en el campo de vientos dominantes del Oeste.

Cuando la deformación del flujo se limita a una simple onda, abierta hacia el polo, el sistema se identifica como "Vaguada".

Si se establece una circulación ciclónica cerrada, se trata de una "Baja Superior".

Ambos sistemas están formados por aire frío y son típicos de las condiciones invernales en México. Afectan principalmente los estados del Norte del país, originando extensas áreas de nublados, de nubes medias principalmente y periodos de precipitación continua que puede prolongarse durante varios días. Las vaguadas, que son los sistemas de este tipo más comunes, cruzan el país desplazándose hacia el Este, favoreciendo la formación y precipitación en la porción delantera de su eje, es decir, donde los vientos soplan del suroeste. En la porción trasera, donde los vientos son del noroeste, las nubes se disipan y prevalecen cielos despejados y aire frío. Las bajas superiores son mucho menos frecuentes, tienden a formarse en el Noroeste del País y no siempre ocasionan mal tiempo. Cuando uno de estos sistemas se estaciona durante varios días cerca de la Península de Baja California, puede ocasionar nublados por nubes medias y precipitación, principalmente sobre las sierras, a partir del tercer día de su establecimiento en la región. Tanto las vaguadas como las bajas superiores son sistemas formados por aire -

frío; cuando penetra aire más caliente a su interior se debilitan y desaparecen.

FRENTES FRIOS

Dentro de los sistemas sinópticos extratropicales, los frentes constituyen los más importantes productores de precipitación en México. Los frentes resultan de la interacción entre las masas polares y tropicales. El aire polar avanza y por su mayor densidad se introduce como cuña por abajo del aire caliente que asciende, se enfría adiabáticamente y su humedad se condensa, dando origen a nubes y precipitación.

En latitudes medias los sistemas frontales han sido estudiados con mucho detenimiento y profundidad, de manera que su comportamiento, bajo distintas circunstancias, se conoce perfectamente. Los frentes en México se comportan de manera distinta y su estructura, evolución y efectos no se conocen suficientemente.

En principio y a partir de la experiencia adquirida en el Departamento de Previsión de la anterior Dirección de Control de Ríos, los frentes en México pueden clasificarse en tres tipos diferentes.

El primer tipo corresponde a sistemas frontales originados en el Océano Pacífico, al Noroeste de México. Normalmente se presentan bien entrado el invierno, avanzan rápidamente sobre el mar, producen precipitación en el norte de la Península de Baja California y Estado de Sonora donde, frecuentemente, comienzan

a disiparse al cruzar la Sierra Madre Occidental.

El segundo tipo de frentes se refiere a sistemas organizados en territorio de los E.U.A., justo hacia el Este de las Rocallosas, en los que la masa de aire continental polar se desplaza rápidamente hacia el sur, penetrando al país por la frontera norte, -- para propagarse sobre el altiplano central hasta cubrir con aire frío, casi siempre en menos de 36 horas, la porción norte y central de México. Este tipo de frentes produce, relativamente, pocos nublados y precipitación. Los efectos más importantes se traducen en fuertes vientos, con componente del sur antes del paso frontal, cambiando al norte después, además del brusco descenso de temperatura que acompaña al aire polar.

Hacia el Este de la Sierra Madre Oriental, este tipo de frente adquiere las características del tercer tipo de sistema frontal, descrito a continuación.

Los frentes del tercer y último tipo, se originan cuando una masa de aire polar, colocada en el Sur de Canadá o Norte de los Estados Unidos, avanza hacia el sureste, penetrando a nuestro país al Este del meridiano 102° W. Este tipo de frente se caracteriza por dar origen a los "nortes" en el Golfo de México. Al avanzar el aire polar y chocar contra la masa de aire tropical, húmeda y caliente, se produce, por acción dinámica, una zona de baja presión que antecede al frente propiamente dicho y que se manifiesta por una onda abierta hacia el Ecuador, denominada "Onda Prefrontal".

La onda prefrontal, formada dentro de aire tropical, es la princi

principal responsable de los intensos vientos del norte y fuerte precipitación asociada con el paso de sistemas frontales en el Golfo de México. Las lluvias más fuertes se registran en las laderas de las sierras de la región costera del oeste y sur del Golfo de México.

Al paso del frente también se produce precipitación y vientos fuertes, pero normalmente las condiciones no son tan severas como las relacionadas con la onda prefrontal. Detrás del frente, viaja un sistema de alta presión que, al ubicarse sobre el Golfo de México, impulsa aire húmedo contra las sierras, ocasionando nublados de estratocúmulus que pueden ocasionar precipitación intermitente, durante periodos de dos o tres días.

En pleno invierno, los sistemas frontales cruzan de lado a lado el Golfo de México, ocasionando precipitación desde Coahuila hasta la Península de Yucatán. En el otoño y la primavera los frentes frecuentemente se estacionan sobre el Noreste del País, dando lugar a periodos de varios días nublados y lloviznas intermitentes en esa región.

Algunas veces el mal tiempo asociado con los frentes del tercer tipo se propaga hacia el centro del País, ocasionando nublados, precipitación, descenso de temperatura y rachas de viento del norte. Esto ocurre cuando los vientos en la tropósfera inferior tienen una componente del Este que permite que el aire polar rebase la barrera de la Sierra Madre Oriental. Estas situaciones no son muy frecuentes ya que, en la temporada cuando es más activa la incursión de masas polares en el Golfo de México, los vientos dominantes en la tropósfera inferior, sobre el altipla-

no, tienen componente del Oeste.

Las condiciones más críticas, relacionadas con los frentes, se presentan cuando interactúan con alguno de los otros sistemas sinópticos extratropicales, ya sean, vaguadas y bajas superiores o la corriente de alta velocidad.

SISTEMAS SINOPTICOS TROPICALES

En México, las perturbaciones tropicales más importantes, de acuerdo con la precipitación que ocasionan, son: ciclones tropicales, en cualquiera de sus categorías; ondas tropicales; y líneas o zonas de confluencia.

- CICLONES TROPICALES

Existen tres categorías de ciclones tropicales, dependiendo de la intensidad de los vientos máximos. Depresión Tropical si los vientos no exceden de 50 Km/hr, Tormenta Tropical si los vientos fluctúan entre 50 y 120 Km/hr, y Huracán cuando los vientos son de 120 Km/hr o mayores.

Los ciclones tropicales se caracterizan por estar asociados con una zona de baja presión que genera circulación ciclónica y la formación de gran cantidad de nubes de desarrollo vertical que se organizan en bandas que recorren hacia el centro del sistema. Estas nubes son capaces de producir lluvia abundante. (Recientemente se ha utilizado el término "Perturbación tropical" para identificar una zona de mal tiempo formada en los mares tropicales, consistente en un conglomerado de nubes de desarrollo ver-

tical, en la que todavía no se perciben señales de circulación ni organización de bandas nubosas).

Los ciclones tropicales que afectan a México se forman durante los meses de junio a octubre, se originan en los mares tropicales, ya sea el Atlántico, Caribe o Golfo de México, hacia el este de nuestro País, o en el Pacífico oriental, hacia el occidente. Los ciclones tropicales del Pacífico son más frecuentes, pero también menos intensos que los formados en el Atlántico.

Cuando un ciclón tropical se aproxima a la costa mexicana puede estimular considerablemente la precipitación. Se están experimentando métodos para determinar la precipitación que puede ocasionar un ciclón tropical a partir de datos de satélite o radar meteorológico; sin embargo, mientras se está en condiciones de aplicar operativamente tales métodos, se recomienda, como primera aproximación, considerar los valores de lluvia máxima disponible y segundo, analizar la influencia de la orografía y demás aspectos fisiográficos sobre la circulación del ciclón tropical. En las zonas donde los vientos inciden directamente contra las cordilleras, la precipitación será considerablemente más intensa que a sotavento de las sierras.

- ONDAS TROPICALES

Este tipo de perturbaciones de la atmósfera tropical consiste en deformaciones del flujo de los vientos alisios, a manera de ondas abiertas hacia el Ecuador. Las ondas tropicales afectan un gran espesor de la tropósfera, están formadas por aire relativamente caliente, se desplazan regularmente hacia el Oeste y presentan

la mayor formación de nublados y precipitación en la porción -- trasera, es decir, hacia el este de su eje.

Las ondas tropicales que afectan a México se originan en el Mar Caribe, pudiendo presentarse desde finales de la primavera hasta principios del otoño. Son sistemas cuya estructura y comportamiento no es plenamente comprendido. Anteriormente se consideraba que las ondas tropicales avanzaban hasta afectar el sureste del País y después se disipaban. Sin embargo, se tiene evidencia de que tales sistemas continúan moviéndose hacia el oeste, intensificando la precipitación en la costa occidental del Golfo de México, noreste del País, en el altiplano y estados del centro e incluso en la Sierra Madre Occidental.

Las ondas tropicales no producen precipitación tan intensa como los huracanes. Sin embargo, la zona afectada frecuentemente es mayor y sus efectos pueden persistir por más tiempo. En las áreas costeras la precipitación media diaria asociada con una onda tropical es del orden de los 30 o 40 mm. En el interior del País la acumulación en 24 horas decrece a unos 20 o 25 mm. En las laderas expuestas a los vientos, la precipitación se incrementa. Los efectos de las ondas tropicales sobre una determinada región pueden persistir durante periodos de 3 a 5 días.

- LINEAS O ZONAS DE CONFLUENCIA

Durante la temporada lluviosa en México frecuentemente la circulación de la atmósfera organiza líneas o zonas donde vientos de distinto origen tienden a converger. Estos sistemas, a diferencia de los frentes, se forman dentro de una misma masa de aire,

precisamente aire cálido, húmedo e inestable donde fácilmente se generan nubes de gran desarrollo vertical productores de precipitación importante.

Las líneas o zonas de confluencia se pueden catalogar en dos categorías: secundarias y principales.

Las líneas de confluencia secundarias se forman asociadas con los vórtices de circulación ciclónica o anticiclónica que frecuentemente aparecen en los diarios análisis de flujo en la tropósfera inferior durante la temporada tropical. A lo largo de la línea o líneas de confluencia relacionadas con los vórtices, se incrementa el desarrollo vertical de las nubes y la precipitación es mayor. La detección de estas líneas depende fundamentalmente de la información básica y de la calidad del análisis meteorológico practicado.

Las líneas de confluencia principales se organizan donde confluyen las grandes corrientes de vientos dentro de la región tropical. En México, se identifica una línea de confluencia principal entre los vientos del este que impulsa el anticiclón del Atlántico y vientos con componentes del oeste impulsados por el anticiclón del Pacífico.

Durante la época invernal la colisión de estos vientos de diferente procedencia a lugar a frentes, ya que las masas de aire son básicamente diferentes. En la temporada tropical el aire polar se modifica considerablemente al incursionar en latitudes tropicales de manera que, al coincidir con el aire tropical, no existe discontinuidad de masas de aire y, por lo tanto, no se -

forma el frente atmosférico.

La línea de confluencia principal se manifiesta en el sureste del País a principio de la temporada de lluvias. Su orientación es sensiblemente Norte-Sur. Conforme avanza la temporada la línea de confluencia se desplaza hacia el noroeste hasta quedar colocada sobre la Sierra Madre Occidental. Durante el mes de octubre retrocede rápidamente para ubicarse nuevamente en el sureste de México.

La convergencia de bajo nivel, dentro del aire húmedo e inestable, normalmente da origen a nubes de desarrollo vertical capaces de producir chubascos intensos y prolongados, que es la característica más importante de este tipo de sistemas sinópticos tropicales.

SISTEMAS DE MESO-ESCALA

Las perturbaciones atmosféricas de meso-escala normalmente se relacionan con sistemas de escala sinóptica, ya sean extratropicales o tropicales.

Algunos frentes fríos de movimiento rápido, tienden a producir, a unos 100 o 200 km por delante de la línea frontal, dentro de la masa de aire tropical, una línea de cumulonimbus (CB), capaces de ocasionar fuerte precipitación, muchas veces más importante que la que puede generar el mismo frente.

Las líneas de CBs que se forman en las bandas alimentadoras de los huracanes, también pueden catalogarse dentro de la meso-escala

la, por sus dimensiones y periodo de actividad. Estas nubes producen abundante precipitación y ocasionalmente, tornados o tormentas de características severas.

Finalmente, otros sistemas que quedan incluidos dentro de la meso-escala son las cadenas de cumulonimbus que se forman a lo largo de las principales cordilleras. Estas formaciones nubosas, motivadas por la acción de los vientos al chocar contra las montañas, pueden ocasionar chubascos frecuentes e intensos que, algunas veces, se prolongan desde las primeras horas de la tarde hasta la madrugada del día siguiente.

Las perturbaciones atmosféricas de meso-escala requieren, para su análisis y pronóstico, de elementos observacionales que suministran información básica mucho más detallada, que la necesaria para fines sinópticos. Por ejemplo: Radar Meteorológico, fotografías de satélite captadas a intervalos relativamente cortos y una densa red de estaciones de observación convencionales.

Estos requisitos son indispensables para efectuar un adecuado análisis y pronóstico a meso-escala. En la actualidad estas condiciones no se cumplen cabalmente en México.

Por el momento, los sistemas atmosféricos de meso-escala, tienen que identificarse a partir de los métodos de análisis sinóptico, en función de las implicaciones físicas que relacionan ambas escalas y de los indicios que, algunas veces, se manifiestan durante el proceso de análisis sinóptico.

SISTEMAS DE ESCALA LOCAL O CONVECTIVA

En México, durante la temporada lluviosa, la mayor parte de la precipitación se registra en forma de chubascos, es decir, precipitaciones de corta duración pero relativamente intensas, que se inician y terminan bruscamente. Normalmente, este tipo de precipitación no se relaciona con ninguna perturbación atmosférica en particular, simplemente se originan por la actividad convectiva, actuando sobre un medio húmedo e inestable, como lo es la masa de aire tropical que cubre al País durante la temporada de lluvias. El aporte de precipitación de cada chubasco es relativamente pequeño, rara vez excede de 10 mm; sin embargo, la regularidad con que se presentan, en algunos sitios, casi to dos los días de la temporada, permiten considerarlos como una de las principales, si no es que la principal, fuente de precipitación en la República Mexicana.

La crónica de un chubasco es una historia que se repite durante la temporada prácticamente sin cambios. El día comienza despejado. A eso de las 10 o 11 de la mañana comienzan a formarse pequeñas nubes cúmulus, conforme avanza el día las nubes aumentan en número y tamaño; para la una o dos de la tarde más de la mitad del cielo está cubierto por nubes bastante desarrolladas, predominando cúmulus congestus o potentis. De la base de estas nubes se desprenden gotas de lluvia que rara vez alcanzan a llegar hasta la superficie; casi siempre se evaporan en el viaje de la nube al suelo. Poco más tarde, entre las 2 y 3 P.M., las nubes se convierten en cumulonimbus (CB), que es el más alto grado que puede alcanzar una nube cumuliforme. Este tipo de nubes se distinguen porque son las únicas capaces de producir descargas eléctricas y precipitación de granizo. Además, son las principa

les responsables de los chubascos característicos de las tardes lluviosas en México. Sobre un determinado lugar, el chubasco - pocas veces dura más de una hora, ya que, usualmente, la nube - que lo produce se mueve con el viento. Por otra parte, en el momento en que una nube cumulonimbus comienza a precipitar, también se inicia su proceso de disipación que casi siempre tarda menos de hora y media.

Cuando la nube CB se disipa, se fragmenta y los restos se transforman en distintos tipos de nubes: cirrus en la parte superior, altocumulus en su porción media y estratocumulus en la parte inferior. Estas últimas nubes pueden ocasionar lluvia o llovizna intermitente que, ocasionalmente, perdura algún tiempo después del chubasco.

En una región afectada por chubascos, por ejemplo el área de una cuenca, la precipitación no cubre toda su extensión, debido al propio mecanismo que da origen a los chubascos. Las nubes cúmulus se forman por corrientes convectivas ascendentes. El aire que asciende deja un lugar que es ocupado por aire que desciende. Las corrientes ascendentes se alternan con descendentes. Las nubes se forman donde el aire sube y se disipan donde baja. En condiciones normales, fuera de perturbaciones, libre de la influencia orográfica y suponiendo que el viento es calma, la actividad convectiva pueda ocasionar chubascos que cubre, a lo sumo, 50% del área.

La extensión cubierta por cada chubasco, en un momento determinado, depende de las dimensiones de la nube que lo produce. Tratando de estimar el área afectada, se pueden visualizar las nu--

bes cumulonimbus como cilindros cuyo diámetro es aproximadamente igual a su altura. En México, durante la temporada de lluvias y por razones convectivas exclusivamente, las nubes CB tienen una altura aproximada de 10 km, por lo tanto, los chubascos individuales cubren una superficie circular cuyo diámetro es del orden de 10 km. Obviamente, al desplazarse la nube, impulsada por el viento, el patrón de distribución horizontal adquiere la forma de una franja, extendida a lo largo del recorrido de la nube precipitando y cuyo ancho es de, aproximadamente, 10 km.

Estas características de los chubascos dificultan la medición de precipitación por medios convencionales, ya que, para garantizar una cobertura observacional completa, sería necesario instalar una red de pluviómetros separados a no más de 10 km entre sí, lo cual es irrealizable a nivel nacional. Prácticamente, es preciso aprovechar al máximo la información básica disponible, fotografías de satélite, reportes de radiosondeo, observaciones de superficie, etc. para obtener indicios que permitan inferir la existencia de chubascos. (Por ejemplo, un reporte de precipitación inapreciable durante la temporada de lluvias, puede indicar que la estación pluviométrica se localizaba en la periferia de la zona afectada por un chubasco, que es el tipo de precipitación más frecuente en esa época).

Aquí se ha hecho mención a uno de los fenómenos que caen dentro de la escala convectiva o local; los chubascos. Aún cuando es quizá el más importante de acuerdo con el tema de estas notas, no es el único, ya que, entre otras cosas, la escala convectiva comprende los complejos procesos que ocurren en el interior de -

la nube, el intercambio de energía con el medio ambiente y la relación entre fenómenos de escala convectiva y otras escalas.- Estos aspectos se encuentran en etapas de investigación y los elementos observacionales adecuados a la escala no son fácilmente accesibles, por lo que, el meteorólogo previsor debe esforzarse por extraer inferencias aplicables en la escala local a partir de elementos de observación y técnicas de análisis fundamentales desarrolladas para la escala sinóptica.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA PRECIPITACION

El mapa 0-2 es una reproducción aproximada de la distribución anual de la lluvia en México. Muestra los grandes contrastes entre la abundante precipitación en las selvas tropicales del sureste y la escasísima lluvia de las zonas desérticas del noroeste de México. Asimismo, hace evidente la influencia de los distintos factores que gobiernan la precipitación. Los máximos de lluvia coinciden con las cadenas montañosas, el efecto de los sistemas frontales incrementando la precipitación a lo largo de la zona costera del Golfo, los efectos de los temporales y las intensas lluvias asociadas con perturbaciones tropicales del Pacífico a lo largo de la zona costera, desde Colima hasta Chiapas. En el altiplano la lluvia anual es considerablemente menor, manifestando el efecto de su lejanía del mar. Finalmente, la escasa precipitación del noroeste patentiza la existencia de la inversión de los alisios y su importancia como control básico de la precipitación en esa región.

Desde otro punto de vista, el análisis planimétrico de la precipitación media mensual, permite establecer las características -

del régimen pluviométrico a nivel nacional.

El histograma de la figura 0-1, muestra el porcentaje de la precipitación acumulada en el país, mes a mes, respecto al total de lluvia acumulada en el año. De acuerdo con el histograma se concluye que en México el régimen de lluvias tiene las siguientes características:

- a) La temporada de lluvias se inicia en junio y termina en septiembre; la temporada de secas comienza en noviembre y termina en abril.
- b) Hay dos meses de transición: mayo, cuando cambian las condiciones de extratropicales a tropicales y octubre, cuando ocurre el proceso inverso.
- c) La temporada de secas puede subdividirse en dos fases: una de mínima precipitación que comprende los meses de febrero, marzo y abril, cuando se recaba aproximadamente el 5% de la lluvia anual; y una segunda fase, que se extiende de noviembre a enero, cuando la lluvia siendo escasa, representa casi un 10% de la precipitación anual.
- d) La temporada de lluvias también puede subdividirse. En los meses de junio, julio y agosto que aún siendo lluviosos, la precipitación acumulada en cada mes corresponde, aproximadamente, a un 15% de la lluvia total anual, en tanto que, el mes de septiembre destaca como el mes más lluvioso, captándose casi el 25% de la lluvia anual.

MATERIAL DE CONSULTA

En lo relativo al proceso de la precipitación.

- An Introduction to Atmospheric Physics - Robert G. Firagle, -
Joust A. Businer Academic Press - 1963 pp 79 - 123.
- Dynamic Hydrology - Peter S. Eagleson - Mc. Graw Hill - 1970
pp 159 - 179.
- The Physics of Rainclouds - N.H. Fletcher Cambridge. Universii
ty Press 1969 - 327 pp.
- The Physics of Clouds - B.J. Mason Clarendon Press, Oxford -
1971 pp 282 - 329.

En lo relativo a características de la precipitación en Méx co.

- Normales climatológicas - Servicio Meteorológico Nacional - -
SAG - 1976.
- Atlas del Agua de la República Mexicana - SRH - 1976.
- Nota técnica 1-78 - Subdirección de Previsión Atmosférica - -
Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad
Hidráulica - 1978.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

APLICACION DEL RADAR

MET. RAFAEL ALMAZAN FLORES

FEBRERO, 1979

1.- INTRODUCCION

Los pluviómetros en sus distintas variantes constituyen uno de los instrumentos meteorológicos más antiguos. Su origen se pierde en la Historia pero ya, desde el siglo XVII existe evidencia de su utilización en experimentos científicos. El pluviómetro es sencillo en su construcción y operación y su naturaleza ha quedado demostrada por su estrecha relación con el progreso de la humanidad. En muchos campos de la actividad del hombre, los pluviómetros han suministrado valiosa información: para comprender los procesos atmosféricos, al elaborar programas de cultivo, al diseñar los grandes sistemas hidráulicos, etc., los valores estadísticos de la lluvia han sido determinantes.

No obstante que el pluviómetro se moderniza para suministrar información instantánea y oportuna mediante los sistemas telemétricos, persisten deficiencias inherentes al propio instrumento que limitan considerablemente su aplicación en ciertas actividades, entre ellas, el pronóstico y control de las avenidas de los ríos.

Las principales deficiencias naturales del pluviómetro conciernen a la escasa sensibilidad, restringida al área de su boca de captación y la inexactitud derivada de la acción del viento que desvía las gotas de lluvia antes de ser captadas por el instrumento. Estas fallas han tratado de ser resueltas estipulando determinadas condiciones de instalación y extrapolando la medición dentro de ciertos límites, pero con resultados poco satisfactorios, particularmente cuando interesa

conocer la precipitación efectiva dentro de una determinada cuenca.

Hasta antes de la Segunda Guerra Mundial no quedó más remedio que utilizar los datos de precipitación suministrados por redes pluviométricas con todas sus limitaciones. A partir de este conflicto bélico los hidrometeorólogos se interesaron por la aplicación del radar como medio para conocer, en tiempo real, la intensidad, duración y área cubierta por la precipitación.

Estas notas tratan precisamente del radar meteorológico y su aplicación en hidrología operacional. En la primera parte, el meteorólogo Augusto Torijano C.** nos hace una clara descripción del radar, sus principios y elementos constitutivos.

A continuación se presenta una breve reseña del radar como medio para medir la precipitación y se menciona el principio básico para determinar la intensidad de la lluvia. Finalmente se hace una relación de los usos hidrológicos del radar.

11.- EL RADAR

CONCEPTOS BASICOS

La palabra radar es una abreviación del nombre que recibe en inglés el aparato: RAdio Detection And Ranging; radio detección y localización.

El uso primario del radar fue de índole militar, durante la Segunda Guerra Mundial.

A P L I C A C I O N D E L R A D A R

Desde los días del pasado conflicto armado general, el radar ha experimentado una evolución sostenida; pero el principio básico-- continúa inmutable, la extracción de información a partir de -- una señal de radio reflejada.

Independientemente de otros usos a los que se destina, en meteo-- rología el radar funciona bajo la base de interceptar una sec-- ción de onda reflejada de radio cuando el índice refractivo de-- la atmósfera cambia a causa de la niebla, nubes, lluvia, neva-- das, granizo, etc. Esto puede extenderse hasta el tubo por el-- cual pasa la descarga eléctrica de un rayo.

Las ondas del radar, son ondas electromagnéticas, que en condi-- ciones ideales se propagan en línea recta a la velocidad de la-- luz; el aparato hace emisión de un haz de ondas electromagnéti-- cas de ultra-alta frecuencia o super alta frecuencia, captando-- el reflejo de parte de esas ondas, cuando éstas chocan con un -- blanco meteorológico.

Para efectuar este trabajo, se emplea una antena direccional, -- usualmente una sección de parábola, que proyecte un haz de onda relativamente estrecho en azimut, pero capaz de proporcionar co-- bertura en sentido horizontal y vertical.

La distancia se obtiene mediante la medida muy precisa del tiem-- po transcurrido entre la emisión de la señal y la captación de-- su reflejo en el blanco.

El espacio cubierto por una onda, se denomina convencionalmente longitud de onda; el producto de la longitud de onda, por ----

la frecuencia con que es emitida la señal, da su velocidad de avance, esto es, la velocidad de la luz.

El radar meteorológico emplea ondas de longitud relativamente pequeña, de 20 cm. a 1 cm.

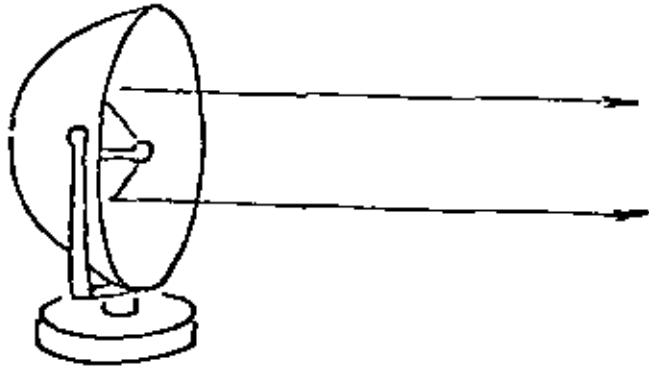
Usualmente, las longitudes de 3 a 10 cm, se emplean para la observación de lluvia o nieve, en tanto que las longitudes más cortas, como las de 1 cm. se usan para observar las nubes.

La onda del radar no es continua sino pulsátil, debido a que queda libre de la interferencia ocasionada por la señal reflejada.

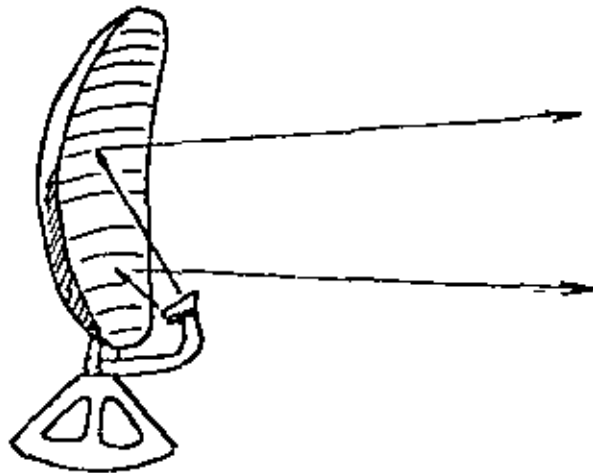
Cuando la amplitud de los pulsos es corta y el intervalo que los separa, largo, se requiere un transmisor relativamente pequeño, esto proporciona un poder de observación, bueno a cortas distancias, con el aumento de la precisión de medida de la distancia.

En la tabla siguiente, se muestra una clasificación convencional de las ondas del radar según su longitud.

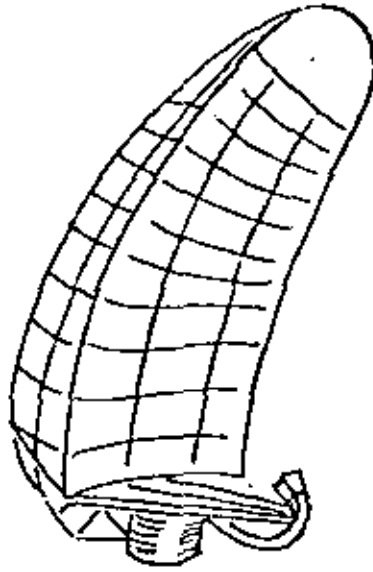
LONGITUD cm	20	10	5.7	5	3.2	3	1.25	0.56
FRECUENCIA en MHz	1500	3000	5300	6000	9375	10000	24000	34880
CLASIFICACION.	L	S	C		X		K	



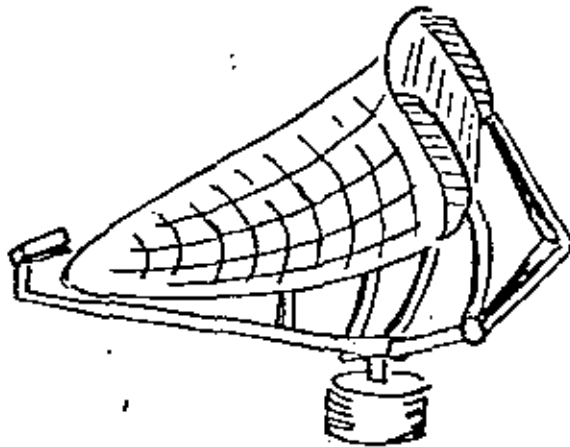
ANTENA PARABOLICA PURA



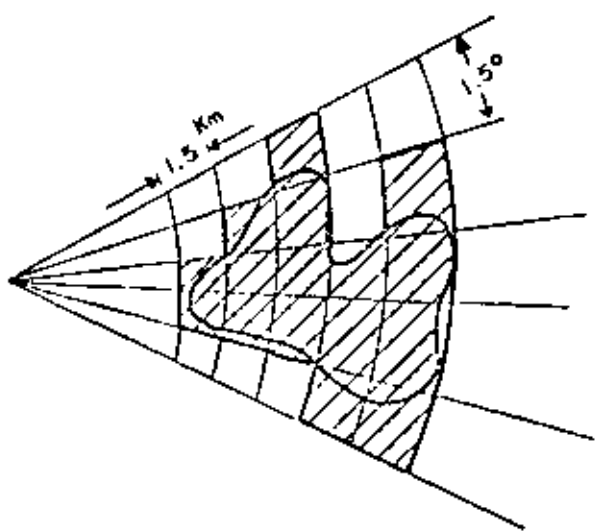
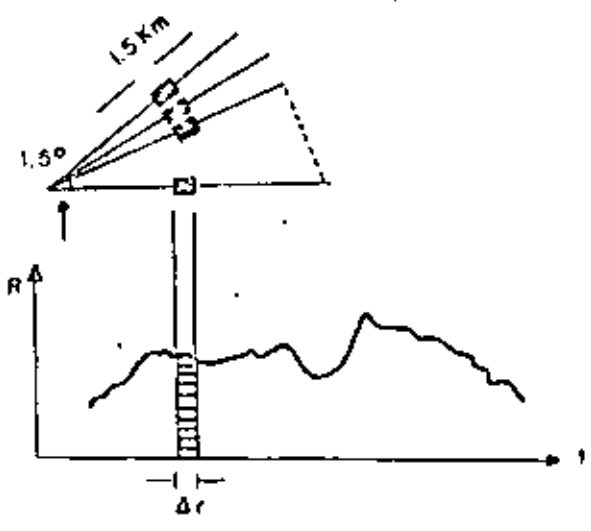
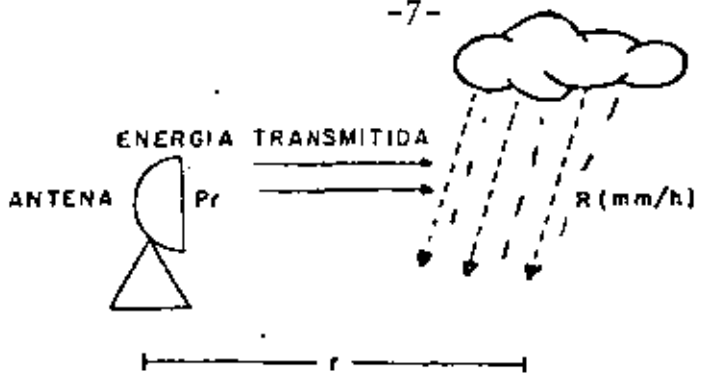
ANTENA PARABOLICA MODIFICADA
(DE CORTEZA DE NARANJA)



ANTENA COSECANTE CUADRADA



ANTENA PARABOLICA MODIFICADA
(DE VIGILANCIA HORIZONTAL)



DIAGRAMAS DE LA MEDICION DE LLUVIA

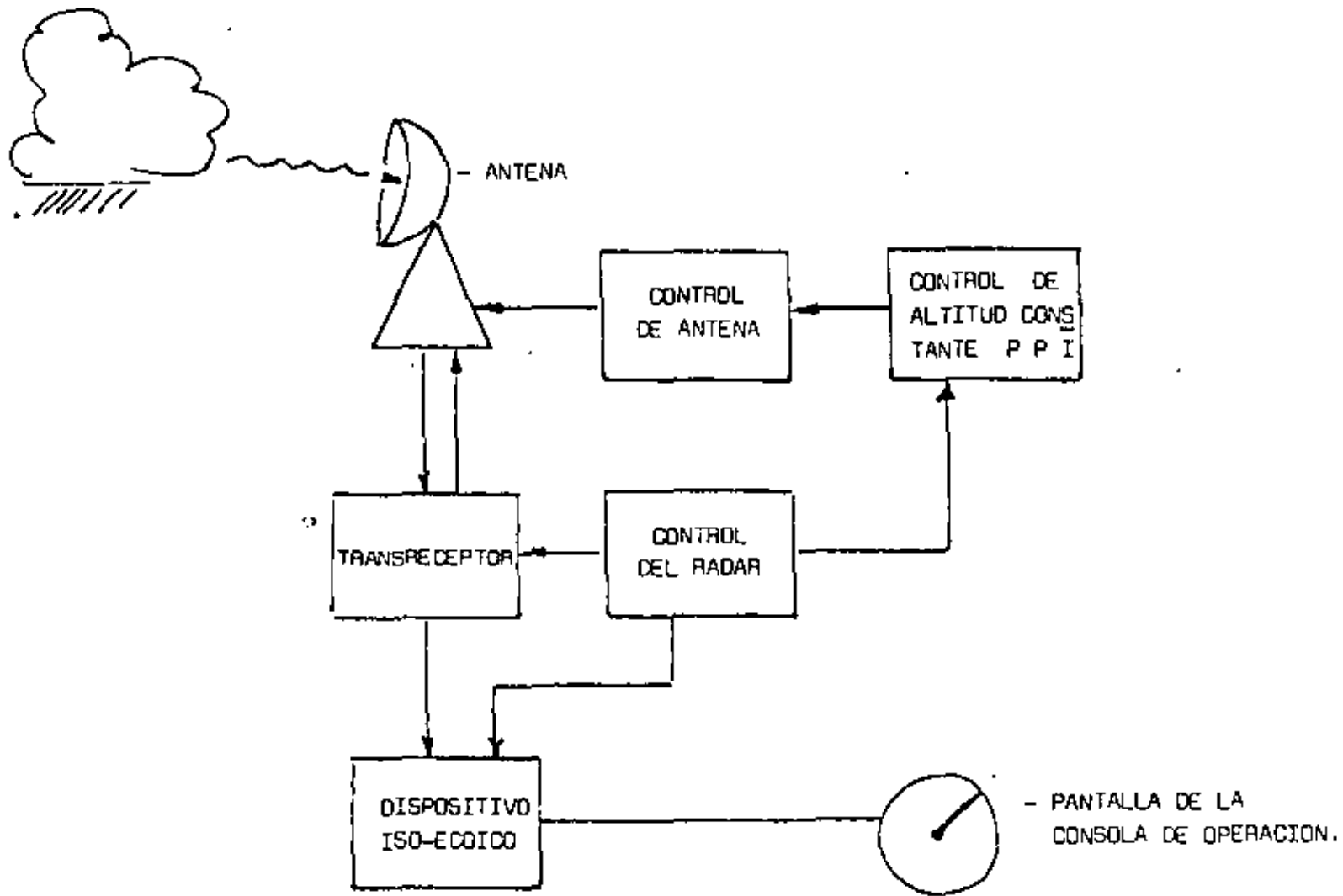
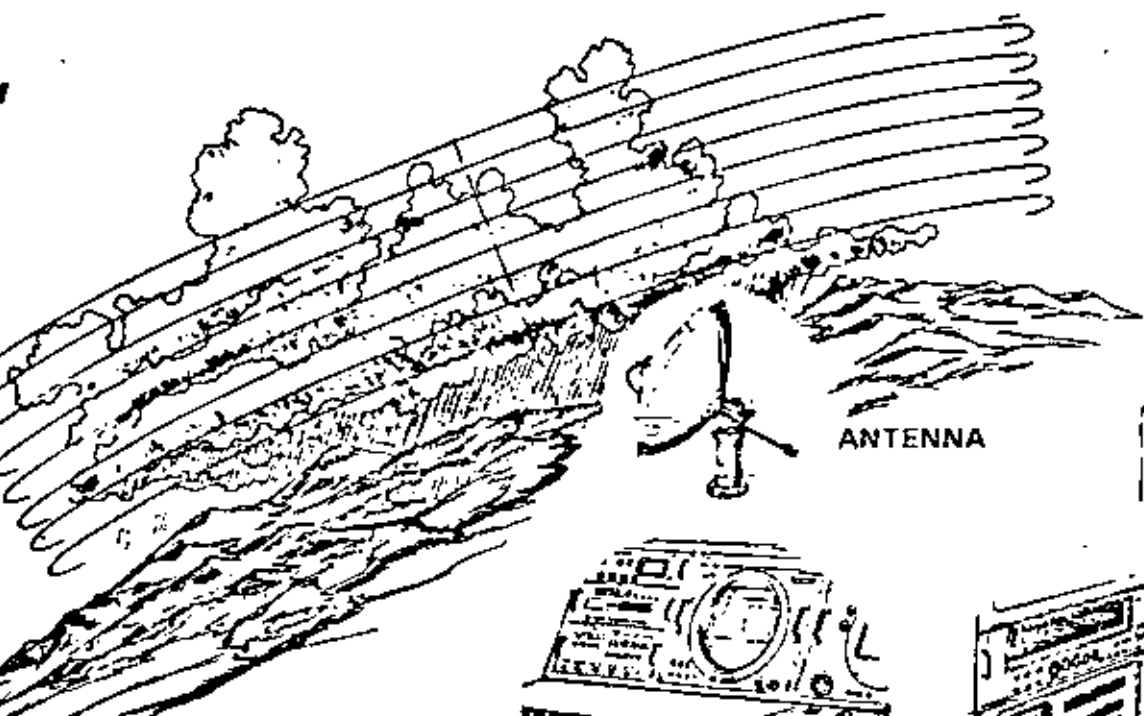


DIAGRAMA DE BLOQUES DE LA COMPOSICION Y OPERACION DE UN SISTEMA CLASICO DE RADAR METEOROLOGICO.



ANTENNA



WIND GAUGE
RAIN GAUGE
TRANSMITTER

RADAR CONSOLE
AND D.V.I.P.



RECEIVER



COMMAND AND SIGNAL
DISK



CLUTTER MAP
DISC

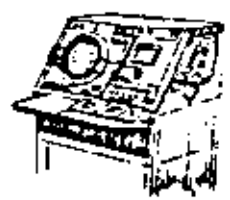
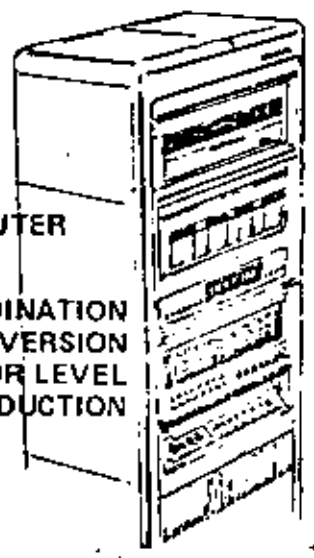


WATER SHED MODEL
DISC



COMPUTER

COORDINATION
CONVERSION
COLOR LEVEL
PRODUCTION



LOCAL USERS
CONSOLE



TELEPRINTER

TELECOMMUNICATION LINK

LOCAL DATA BUFFER



COLOR MONITOR



FAX UNIT



Ejemplos de aplicación:

	BANDA
Observación de las nubes.	K
Observación de la lluvia en distancias cortas.	X
Observación de lluvia moderada.	C
Observación de huracanes o lluvia muy intensa (Monzón).	S

De las bandas así clasificadas, la que menos resiente la atenuación, absorción o interferencia es la S, razón por la cual se le emplea para la vigilancia a grandes distancias.

Por el contrario la banda X tiene la longitud de onda más pequeña, severamente afectada por lluvias intensas, lo que la hace ideal para observaciones a distancias cortas. Este tipo de onda es el comúnmente empleado en navíos y aviones, debido a que el radar que la produce es pequeño y ligero.

La banda C, posee características intermedias, sirviendo para observaciones rutinarias.

11.1.- DESCRIPCIÓN DEL RADAR

Es bien sabido que las lámparas de mano, provistas de un reflector parabólico, producen un haz de luz delgado si el filamento de la lámpara se encuentra en el punto focal de la parábola.

Puesto que las ondas de luz y de radio son energía electromagnética, puede emplearse una antena parabólica en las frecuen-

ciaa de radar para producir un haz concentrado de energía electromagnética; la antena de referencia es altamente direccional.

La energía del haz de ondas, es por lo tanto mucho más alta que si la antena no fuese direccional; por lo tanto se dice que esta antena tiene una "ganancia".

Una antena parabólica pura, produce un haz de ondas en forma de lápiz; este haz no es el más conveniente para la vigilancia meteorológica, razón por la cual la figura de la antena sufre algunas modificaciones de forma que genere un haz ligeramente elipsoidal.

Un equipo clásico de radar en la actualidad, consta de los siguientes componentes:

- a.- Antena rotatoria.
- b.- Mecanismo de control de la antena.
- c.- Transreceptor.
- d.- Control del radar.
- e.- Consola indicadora.

11.2.- FUNCIONAMIENTO DEL RADAR

Como se ha mencionado, la antena produce un haz ligeramente parabólico de energía electromagnética, producida por un transmisor de radio de alta potencia.

El transmisor envía la señal a la antena, la cual consta de una superficie reflejante de forma parabólica; la señal en

forma de pulsos se genera a una frecuencia variable, que puede ser de 160 hasta 590 pulsos por segundo, dependiendo de la clase de radar.

Un mecanismo de control del radar, conecta y desconecta alternativamente el transmisor. Cuando éste está desconectado, el mecanismo de control, conecta y pone en operación al receptor que recibe la señal producida por la sección de onda reflejada que intercepta la antena. En caso de haber ondas reflejadas o "ecos", el receptor las interpreta y las envía a un tubo catódico en esencia similar al de una televisión, donde los ecos aparecen como pequeñas manchas luminosas. Este tubo catódico, o pantalla del radar, cuando está operando, presenta una barra luminosa que gira alrededor del centro de la pantalla. La barra luminosa corresponde al frente y centro de la antena del radar.

Los radares meteorológicos cuentan con una gran variedad de accesorios o "equipo periférico", entre el más común se encuentra:

- a.- Caja maestra de interruptores.
- b.- Desecadores electrónicos.
- c.- Radomos.
- d.- Repetidores fotográficos.
- e.- Dispositivo iso-ecoico.
- f.- Consolas repetidoras.
- g.- Consola de tiempo.
- h.- Amplificador de parámetros, y
- i.- Graficadores de reflexión.

11.3.- DESCRIPCION DEL EQUIPO PERIFERICO

- a.- Caja maestra de interruptores: Su función principal; además de proteger al equipo de sobrecargas, consiste en unir la fuente de poder y las unidades mayores del equipo de radar.
- b.- Desecador electrónico: Se emplea para evitar la entrada de humedad al interior de la línea de guía de las ondas. Tiene un compresor de aire que lo almacena en un tanque - donde es filtrado y desecado, al pasar a través de un condensador de vapor.
- c.- El radomo: Es una cúpula que se coloca en la punta de la torre que sustenta a la antena, para protegerla contra los vientos fuertes. Está construída de un material transparente a las ondas de radar.
- d.- Repetidor fotográfico: Sus características son iguales a las de la consola de operación, con la salvedad de que puede operar en rangos de barrido de la antena, independientemente del funcionamiento de la consola principal. Permite la toma de fotografías en 35 mm, cuadro a cuadro o en movimiento; en la imagen de la pantalla, además de la imagen de los ecos, incluye: el nombre del observatorio, la distancia, la hora local y/o universal, la fecha, nivel de iso-ecos, características de recepción y ángulos de elevación y azimut de la antena.
- e.- El dispositivo iso-ecoico: Suprime los ecos de igual intensidad en una imagen de tormenta, produciendo una señal luminosa "agujerada", lo cual permite localizar los núcleos de las celdas de las tormentas eléctricas, los tor-

nados y las granizadas. Permite también, corregir las medidas de distancia y de intensidad de señal, adicionalmente corrige el factor de atenuación de la señal, produciendo imágenes más claras y brillantes.

El dispositivo iso-ecoico, permite al equipo de radar trabajar de modo normal, con la pantalla brillantemente iluminada o bien, eliminar ecos cuya intensidad se encuentre bajo un cierto umbral, pudiendo seleccionarse varios umbrales. Este dispositivo es el que permite al radar efectuar operaciones de cuantificación de la precipitación.

f.- Consolas repetidoras: Es en esencia una consola de operación que muestra las imágenes del radar en otro sitio diferente, en algunos radares puede estar hasta 100 m, de distancia de la consola principal.

g.- Consola de tiempo: Genera una señal digital de la hora y hace la aproximación al minuto más cercano; los números así producidos, aparecen en todas las pantallas o consolas del radar.

h.- El amplificador de parámetros: Aumenta la intensidad de la señal de los ecos, mientras mantiene bajo, el nivel de ruido.

i.- El graficador de reflexión: Minimiza el error de paralaje que puede producirse entre la pantalla y el tubo catódico.

11.4.- CLASES DE PANTALLA DE RADAR

Las pantallas de radar, dan la representación gráfica de lo que "ve" el aparato. Si el radar ejerce una vigilancia hori-

zontal, con su antena rotando alrededor de un eje vertical, la pantalla de la consola será circular, el centro corresponderá a la posición de la antena. Cuando esté operando aparecerá una barra luminosa que recorrerá la pantalla girando alrededor de su centro, "barriendo" un área cuya magnitud depende de la escala usada.

En la representación anterior, los ecos aparecen como se verían en un plano, de ahí su nombre: "representación P P I" iniciales de su nombre en inglés: Plan Position Indicator.

Otro tipo muy usado de representación, es el indicador de distancia y altura denominado R H I (siglas de Range Height Indicator).

Existe también una representación A en la cual la intensidad de los ecos está indicada directamente por la amplitud vertical de su representación en la pantalla.

III.- MEDICION DE LA INTENSIDAD, DURACION Y AREA CUBIERTA POR LA LLUVIA MEDIANTE RADAR.

Poco despues de terminada la Segunda Guerra Mundial se iniciaron las pruebas para tratar de medir la precipitación utilizando los equipos de radar desechados por las Fuerzas Armadas. Al principio se utilizaron técnicas manuales subjetivas que gradualmente fueron evolucionando hasta las técnicas actuales completamente automáticas.

En un principio se utilizaron técnicas fotográficas de múltiple exposición que permitían integrar los datos de radar so -----

bre el tiempo y el espacio. Posteriormente se intentaron métodos electrónicos alternando la ganancia del sistema del radar, analizando la intensidad de los ecos sobre una malla dibujada sobre la pantalla, (PPI) del radar.

En 1966 ya se produjeron semi-automáticamente mapas digitalizados de intensidad de la señal de radar. Durante la presente década la tecnología ha evolucionado considerablemente de manera que el proceso es completamente automático. En un proyecto realizado por el servicio meteorológico de los Estados Unidos se utilizan radares de bandas equipados con un integrador-procesador de video, un mini-computador y equipo periférico. La salida del integrador, para cada uno de los 115 sectores en que se divide la pantalla, se cuantifica dentro de un rango de 10 niveles de reflectividad correlacionados con intensidad de precipitación. Estos datos básicos se transforman y representan en un formato de coordenadas cartecianas registrando un dígito en cada sector de 1 m. 1/b marina, (1852 m.) por dos grados, mostrando la intensidad y área cubierta por la precipitación.

Un sistema de fabricación japonesa utiliza un sistema similar. El principio básico está dado por la expresión:

$$R = \frac{P_r r^2}{CB} \quad 1/\beta$$

Donde:

P_r = Potencia de la señal reflejada.

r = Distancia del eco.

C = Constante del Radar.

B, β = Constantes debidas al tamaño y distribución de los elemen

tos de precipitación.

R = Intensidad de la lluvia.

En este sistema se obtiene la precipitación en milímetros para sectores de 1.5 Km.; por 1.50 dentro de cada sector el valor R se considera constante.

No obstante el gran adelanto de la tecnología, el radar todavía está lejos de ser perfecto para medir con exactitud la intensidad de la precipitación. Entre sus deficiencias se pueden mencionar: Propagación anómala de la señal, errores en la calificación del radar, sensibilidad inestable, atenuación de la señal reflejada por lluvia fuerte sobre la cubierta de la antena, errores en la potencia reflejada por variaciones en la precipitación, etc., algunas de estas fallas están en proceso de corregirse, otras demorarán más tiempo. Sin embargo, muchas de sus limitaciones pueden solventarse con una adecuada red telemétrica donde los viejos y nobles pluviómetros permitan ajustar y calibrar al moderno radar.

IV.- APLICACIONES DEL RADAR EN HIDROLOGIA OPERACIONAL

- a.- Determinación de precipitación efectiva para alimentación del modelo de simulación hidrológica.
- b.- Detección y monitoreo de inundaciones súbitas ocasionadas por tormentas de carácter local.
- c.- Detección y rastreo de perturbaciones atmosféricas violentas.

V.- MATERIAL DE CONSULTA

- The Physics of Clouds.- B.I. Mason.- Clarendon Press- Ox---ford-1971.- PP 400-477.

- Conference on Hydro-Meteorology A M A.- 1976.-Preprints. Session 3.- Remote Sensing and Network Design for Convective Participation.

- Conference on Flash Floods: Hidrometeorological Aspects. AMS.-1978.- Session 2.- Meterological Observations.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

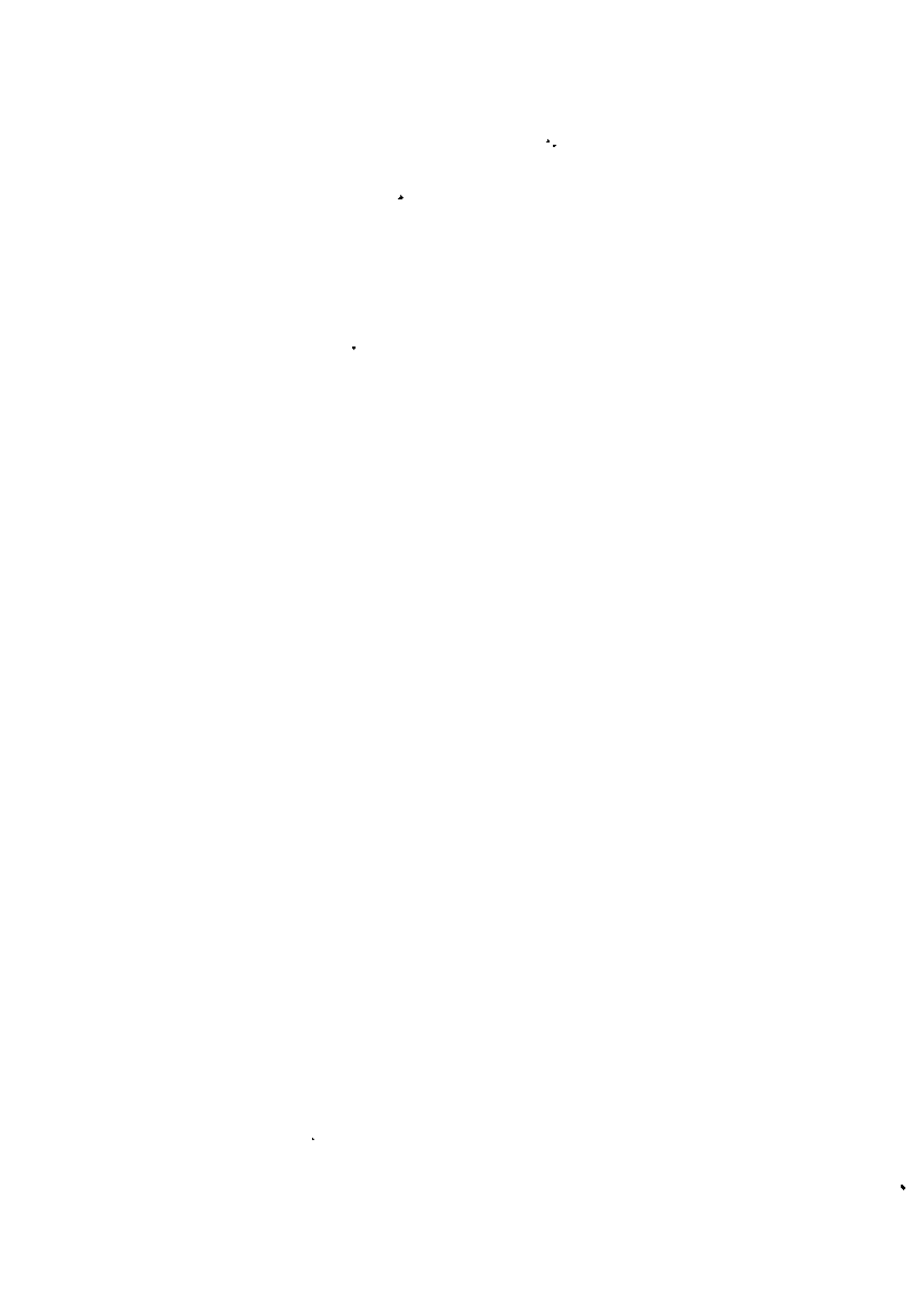


CONTROL DE AVENIDAS

REGIONALIZACION DE AREAS SUJETAS A INUNDACION
REGIONES CICLONICAS

MET. RAFAEL ALMAZAN FLORES

FEBRERO, 1979



1.- DESCRIPCION:

Las perturbaciones giratorias tropicales se caracterizan por ser zonas de baja presión donde los vientos giran ciclónicamente en torno al centro del sistema, es decir, - en el sentido contrario a las manecillas del reloj, en - el hemisferio norte.

Se consideran tres categorías para este tipo de perturbaciones ciclónicas tropicales, dependiendo de la velocidad máxima de los vientos en torno al centro del sistema.

Cuando los vientos giran con una velocidad inferior a -- 65 Km/hr., la perturbación se clasifica como Depresión-Tropical.

Si los vientos máximos en torno al centro fluctúan entre 65 y 120 Km/hr., se trata de una Tormenta Tropical.

Finalmente, si los vientos máximos de 120 Km/hr., la perturbación ha alcanzado la categoría máxima de Huracán.

Tradicionalmente se ha acostumbrado darle un nombre de mujer a la perturbación a partir de que alcanza la categoría de tormenta tropical. Sin embargo, debido a la presión de los movimientos feministas, desde la temporada de 1978 se alternan un nombre de mujer y uno de varón.

La lista de nombres correspondientes a la temporada de -- 1978 es la indicada en la tabla No. 1.

Estas perturbaciones se originan en los océanos tropicales incidiendo algunas veces sobre las costas mexicanas, tanto del Pacífico como del Caribe y Golfo de México. - Esto puede suceder desde finales de Mayo hasta Octubre, cada año.

Las perturbaciones ciclónicas de tipo tropical se caracterizan por ser zonas de baja presión, donde las isobaras se distribuyen en forma concéntrica en torno al centro u "ojo" de la perturbación. La diferencia de presiones entre la periferia del sistema y el centro, es bastante grande, lo que origina que los vientos giren a muy grandes velocidades, principalmente en un anillo en torno al "ojo".

Además de los vientos, los huracanes se caracterizan por la gran cantidad de nubes y fuerte precipitación que los acompaña. Las nubes tienden a organizarse en forma de - bandas que recorran en espiral hacia el centro del sistema, entre más próximas estén al centro, las nubes adquieren mayor desarrollo vertical, de manera que en torno al "ojo" se organiza una pared de nubes que se extiende casi desde el nivel del mar hasta unos 15 o 20 Km de altura. De nubes de tal tipo, la precipitación que ocurre - es necesariamente muy abundante.

El área afectada por los vientos, las nubes y la precipitación de un ciclón tropical, puede cubrir un diámetro - de 400 a 1 000 Km.

Los huracanes que se forman en el Pacífico, frente a las costas mexicanas y de Centroamérica, normalmente son perturbaciones jóvenes que no han pasado mucho tiempo en el mar y no han tenido oportunidad de adquirir grandes proporciones, en tanto que los huracanes que afectan las costas del Caribe y el Golfo de México, algunas veces han cubierto un largo trayecto en el Atlántico Tropical y en el Mar Caribe antes de llegar a la costa mexicana, lo que los convierte en verdaderas super-tormentas de gran peligrosidad.

Una de las fuentes de energía de los huracanes, se encuentra en las cálidas aguas de los océanos tropicales. Cuando un huracán hace contacto con tierra, pierde ese suministro de energía y la perturbación comienza a disiparse. El proceso de disipación se acelera cuando el huracán penetra en una región montañosa. En general los efectos del huracán desaparecen después de haber transcurrido de 48 a 72 horas desde su entrada a tierra.

II.- MEDIOS DE DETECCIÓN:

El medio más conveniente de mantenerse al tanto de la presencia o evolución de perturbaciones ciclónicas tropicales, es mediante la información proporcionada por los servicios meteorológicos autorizados por difundirla.

En nuestro país el responsable oficial de suministrar

datos sobre huracanes, es el Servicio Meteorológico Nacional, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Sin embargo, algunas otras dependencias oficiales colaboran con este servicio en la divulgación de boletines sobre huracanes, entre otros, la Subdirección de Previsión Atmosférica de la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica de la SARH, el Servicio Meteorológico Aeronáutico de RAMSA, etc.; también es información confiable la suministrada directamente por los Centros de huracanes de Miami, Nueva Orleans, San Francisco, o cualquier oficina del Servicio Meteorológico Nacional de los E.U.A.

Es muy importante identificar la fuente que proporciona datos sobre los huracanes, desconfiando de aquella información que no tenga el aval oficial o que proceda de fuentes dudosas. Asimismo y debido a la gran dificultad que existe en el pronóstico de la evolución futura de estos sistemas, es conveniente mantenerse al tanto de los boletines más recientes respecto a una determinada perturbación.

Los servicios meteorológicos disponen de una serie de herramientas y métodos para localizar a los huracanes. Se cuenta con aviones de reconocimiento, satélites meteorológicos, reportes de barcos y la facilidad de proceso de las modernas computadoras electrónicas. Sin embargo, esto no es suficiente para poder efectuar un pronóstico

exacto del movimiento o evolución de los huracanes. Por ello es recomendable que, todo aquel que potencialmente pueda ser afectado por estos sistemas, tenga los conocimientos necesarios para, en un momento dado, poder reconocer aquellas señales de cualquier perturbación próxima a su lugar de residencia. Normalmente la aproximación de una perturbación ciclónica tropical se anuncia por las siguientes señales:

- Nublados que persisten por uno o más días.
- Precipitación continua y relativamente intensa que se prolonga por más de 18 horas.
- Vientos que durante más de 18 horas se mantienen soplando de la misma dirección, muchas veces distinta de la usual y con velocidades sensiblemente superiores a lo normal.
- Descenso gradual y sostenido de la presión.

Cuando se experimentan estas condiciones es porque el centro de la perturbación puede encontrarse a menos de 200 Km de la costa.

Si el centro de la perturbación se localiza a menos de 100 Km de la costa, es recomendable prestar atención cuidadosa a las variaciones del viento y de la presión.

Si los vientos conservan su dirección pero aumentan constantemente de intensidad, y simultáneamente disminuye la -

presión, es señal de que la perturbación se dirige en línea recta hacia el observador.

Si por otra parte, la velocidad aumenta, la presión disminuye, pero la dirección del viento cambia, es indicio de que la perturbación se dirige a un punto cercano al observador.

Para estimar el rumbo hacia el cual se localiza el centro de la tormenta, basta colocarse de espaldas al viento y hacia la izquierda queda el "ojo" de la perturbación.

Cuando el "ojo" del huracán pasa sobre un cierto lugar, disminuye súbitamente la intensidad del viento y precipitación, pero pronto comenzará el viento a soplar nuevamente de la dirección contraria, con toda su intensidad y reanudándose la precipitación. El periodo de calma depende del diámetro del "ojo" y la velocidad de desplazamiento del Huracán, pero usualmente no excede de 2 ó 3 horas.

TABLA 1.- LISTA DE NOMBRES DE HURACANES PARA 1 9 7 8 .

OCEANO ATLANTICO

AMELIA
BESS
CORA
DEBRA
ELLA
FLOSSIE
GRETA
HOPE
IRMA
JULIET
KENDRA
LOUISE
MARTHA
NOREEN
ORA
PAULA
ROSALIE
SUSAN
TANYA
VANESSA
WANDA

OCEANO PACIFICO

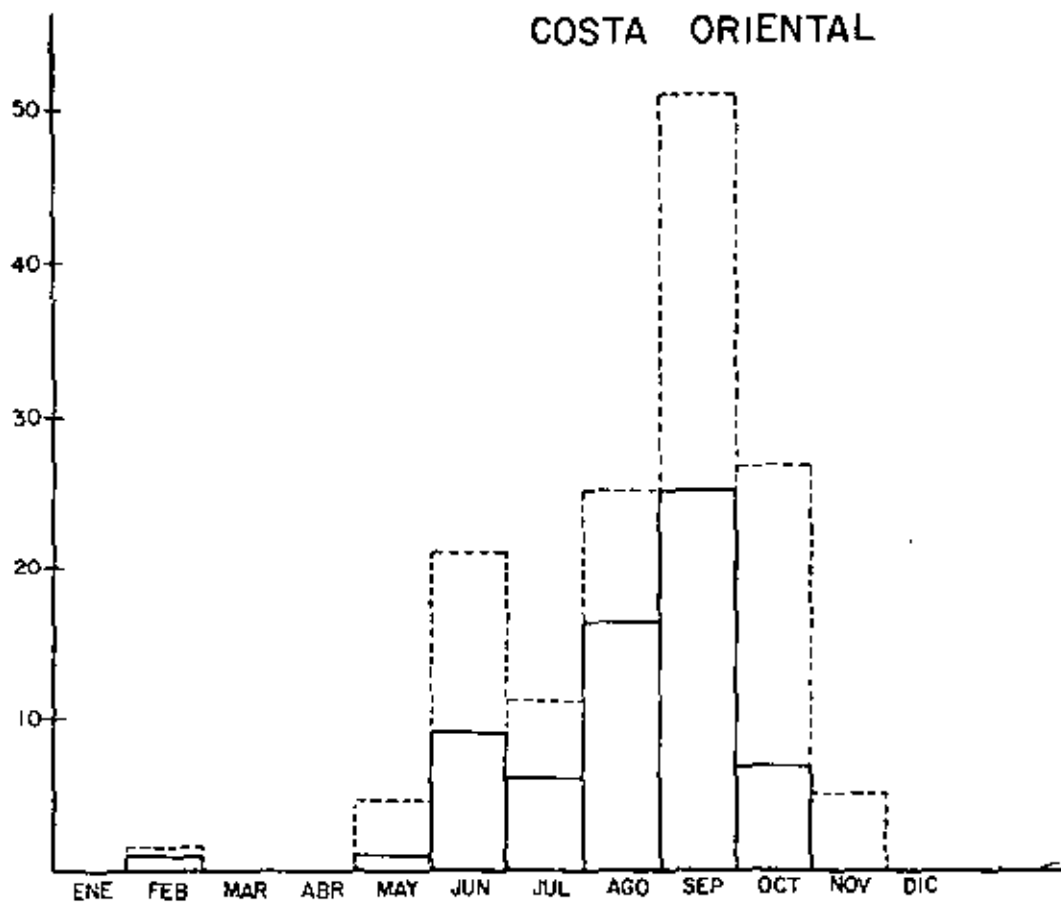
ALETTA
BUD
CARLOTTA
DANIEL
EMILIA
FICO
GILMA
HECTOR
IVA
JOHN
KRISTY
LANE
MIRIAM
NORMAN
OLIVIA
PAUL
ROSA
SERGIO
TARA
VICENTE
WILLA

III.- ZONAS AFECTADAS POR LOS HURACANES

En un estudio del Dr. Sergio Serra Castelán, investigador del Centro de Ciencias Atmosféricas de la UNAM, y asesor científico de la Subdirección de Previsión Atmosférica de la DGCRIISH, se analiza la frecuencia de perturbaciones atmosféricas que han afectado, directa e indirectamente, las costas orientales y occidentales de México.

De dicho estudio reproducimos las siguientes figuras:

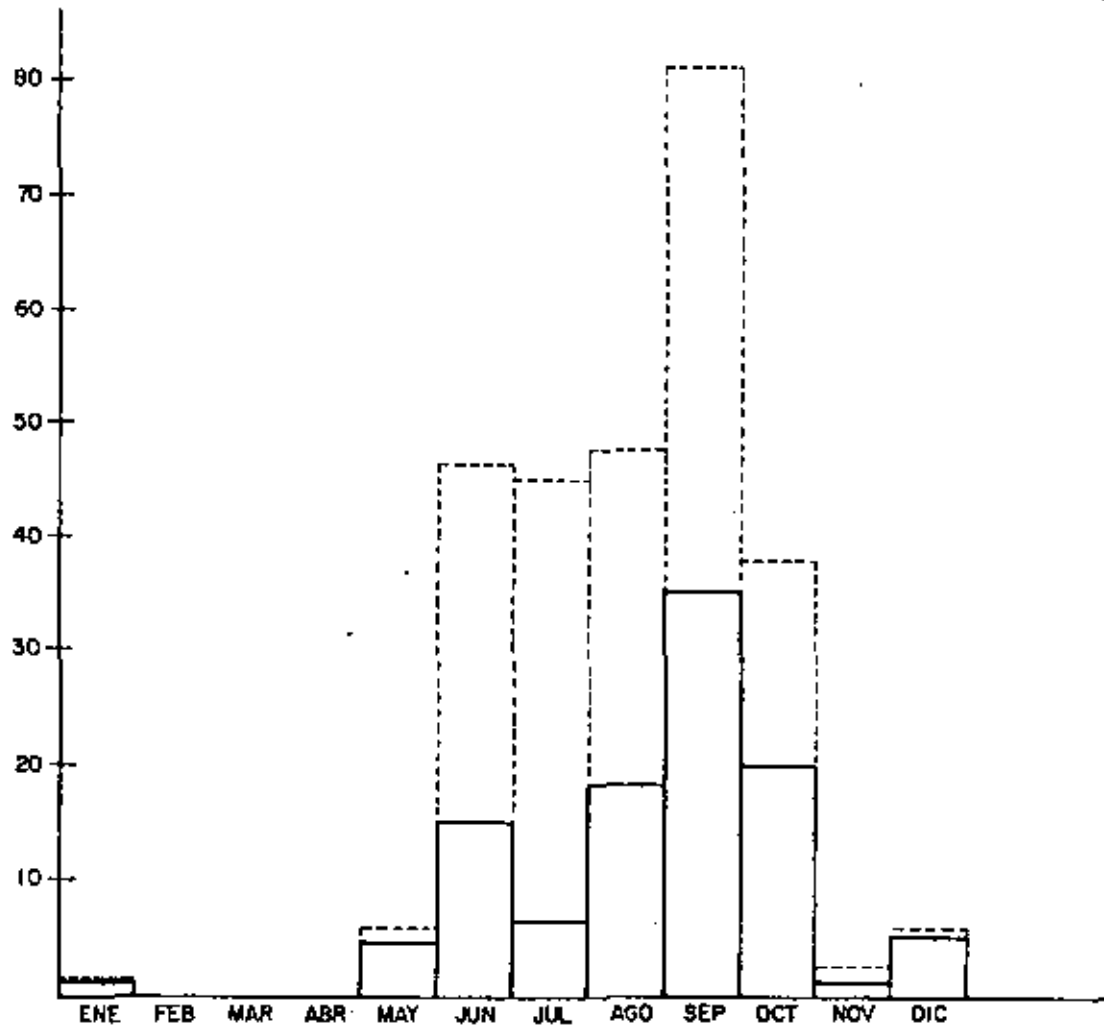
COSTA ORIENTAL



COSTA OCCIDENTAL

————— HURACANES Y TORMENTAS TROPICALES
QUE HAN INCIDIDO EN LA COSTA

- - - - - HURACANES Y TORMENTAS TROPICALES
CUYOS CENTROS PASARON A UNA
DISTANCIA \leq 200 MILLAS DE LA COSTA



Estos histogramas se construyeron en base al número de ocurrencias de tormentas tropicales durante el periodo 1921 a 1969, de acuerdo con los registros del Servicio Meteorológico Nacional. En su mayor parte los registros corresponden a la época anterior a los satélites meteorológicos, cuando la detección de perturbaciones tropicales implicaba una penosa labor de rescate de reportes de bancos e inferencias de los daños causados por la entrada a tierra de los meteoros. Quizá esto explique los reportes de perturbaciones tropicales en pleno invierno. Sin embargo, la mayor frecuencia de ciclones tropicales coincide, en ambas costas, en el periodo comprendido entre Mayo y Octubre, detectándose el máximo principal en el mes de Septiembre. Con fines de interpretación y también debido a las dificultades de análisis previas a los satélites meteorológicos, se consideran más representativos los reportes de incidencia directa que los relativos a proximidad de la perturbación. El mismo Dr. Serra, realizó un estudio acerca de la frecuencia de ocurrencia de perturbaciones ciclónicas en los estados que rodean ambos litorales, de ahí extraemos las siguientes conclusiones:

- a) Los estados de la costa del Pacífico más expuestos a sufrir las consecuencias de un ciclón tropical son: Baja California Sur, Sonora y Sinaloa.
- b) El estado de Nayarit, en la costa del Pacífico, es el menos afectado por perturbaciones ciclónicas tropica-

les.

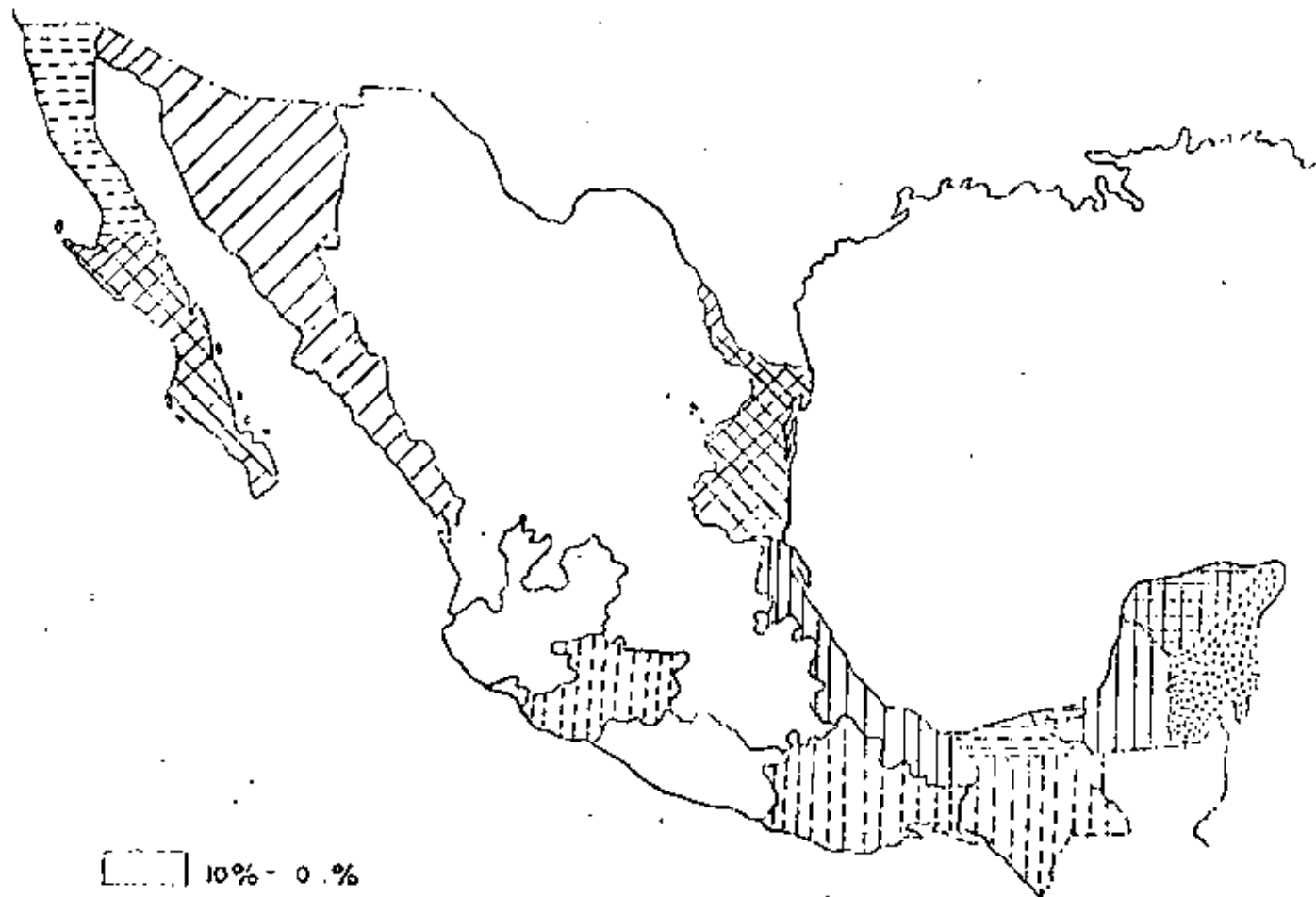
- c) En la costa oriental, el estado de Quintana Roo es el más propenso a sufrir los embates de los huracanes. También los estados de Yucatán, Veracruz y Tamaulipas presentan frecuencias relativamente altas; en tanto que el estado de Tabasco muestra la menor frecuencia de perturbaciones ciclónicas tropicales.
- d) En relación con el estado de Quintana Roo, que muestra la mayor frecuencia media de Huracanes, a nivel nacional, se formula una tabla comparativa que establece el grado relativo de propensión a ser afectado por un Huracán.








Tabla 2.- GRADO RELATIVO DE INCIDENCIA DE HURACANES

1.-	Quintana Roo	100%
2.-	Yucatán	80.6%
3.-	Baja California S.	77.4%
4.-	Tamaulipas	71.6%
5.-	Campeche	53.5%
6.-	Veracruz	51.6%
7.-	Sonora	41.9%
7.-	Sinaloa	41.9%
8.-	Baja California N.	25.8%
9.-	Colima	22.6%
10.-	Tabasco	20.0%
11.-	Oaxaca	19.4%
11.-	Michoacán	19.4%

12.- Chiapas	12.9%
13.- Jalisco	9.7%
14.- Guerrero	3.2%
15.- Yucatán	0.0%

Recuérdese que los valores anteriores representan el grado de probabilidad de ocurrencia de una perturbación ciclónica tropical, en relación con el estado de Quintana Roo que es el más expuesto a sufrir el embate de los huracanes. Esta misma situación se ilustra en la figura siguiente:



-  10% - 0%
-  20% - 10%
-  30% - 20%
-  60% - 50%
-  80% - 70%
-  90% - 80%
-  90% - 100%

Es interesante considerar que la mayor o menor frecuencia de perturbaciones tropicales, no determinan de por sí los daños o los beneficios derivados de la precipitación ocasionada por un huracán. Por ejemplo, los estados de Baja California Sur y Tamaulipas presentan una frecuencia de perturbación similar, sin embargo, las tormentas que se aproximan a la costa tamaulipeca normalmente adquieren una extraordinaria violencia al cruzar las cálidas aguas del Golfo de México, pudiendo ocasionar graves daños y abundante precipitación al incidir sobre la costa; en tanto que la mayor parte de los ciclones que se acercan a la costa de Baja California lo hacen desde el Oeste, teniendo que cruzar sobre el agua relativamente fría que baña la costa occidental de la península, perdiendo intensidad y disipándose frecuentemente. Otra cosa muy distinta ocurre si la perturbación se aproxima a la península por el lado del Golfo de Baja California, donde la temperatura del mar es alta, la tormenta conserva su intensidad y puede ocasionar graves daños. (Recuérdese el caso del Lisa en 1976). Asimismo, no es necesario que un huracán haga contacto con la costa para ocasionar fuertes lluvias. Por ejemplo, en la costa del Pacífico, en los estados de Jalisco y Nayarit donde la frecuencia de tormentas tropicales es baja, el simple tránsito de perturbaciones en el Pacífico genera ondas de baja presión que estimulan considerablemente la precipitación, al punto que la región limítrofe entre estos estados, es una de las más lluviosas del litoral del Pací

fico.

II.- RESUMEN

Los huracanes y perturbaciones ciclónicas tropicales en general, constituyen uno de los fenómenos atmosféricos más interesantes desde el punto de vista del control de avenidas y duración de inundaciones. Su proximidad o la incidencia directa, por lo general se traduce en precipitación torrencial, marejadas que inundan la zona costera, vientos tan intensos que ocasionan daños estructurales, tornados y tormentas severas que pueden provocar desastres locales y, al extenderse los remanentes de la perturbación en una amplia zona, puede redundar en una inundación de gran magnitud.

Los huracanes no pueden pronosticarse a largo plazo. Con 72 horas de anticipación, normalmente se establecen estados de vigilancia. Con anticipación de 12 a 46 horas, es posible decretar el estado de alerta, y con anticipación de menos de 12 horas, el estado de alarma ante la inminencia de un huracán. Sin embargo, es muy difícil precisar el pronóstico del momento y sitio exacto en el que hace su entrada final a tierra. Únicamente con la ayuda de un radar próximo al sitio de impacto, o con la vigilancia permanente de un avión de reconocimiento, es posible señalar el sitio exacto de incidencia de un huracán. Los servicios meteorológicos disponen de la mejor información respecto al comportamiento y evolución del huracán.

cán; por este motivo, los interesados deben acudir y man
tener contacto permanente con las fuentes de información
más autorizadas y confiables. Por ser este punto tan im
portante nos permitimos señalarlas con sus respectivos -
teléfonos:

Dirección General Servicio Meteorológico Nacional

Oficina de Previsión del Tiempo

515-58-96 y 515-15-54

Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Se-
guridad Hidráulica

546-81-00

Subdirección de Información y Coordinación

591-08-19 y 591-09-17

Subdirección de Previsión Atmosférica

591-18-35

Las notas anteriores fueron elaboradas por el Meteorólogo
Rafael Almazán, Jefe del Departamento de Investigación --
Tecnológica de la Subdirección de Previsión Atmosférica -
de la DGCRIH, en base al impreso "notas sobre los Huracan
nes que afectan a la República Mexicana", de la Subdirec-
ción, y al artículo "Hurricanes and tropical storms of --
the west coast of Mexico" del Dr. Sergio Serra C., publi-
cado en el Monthly Weather Review, Vol 99 No. 4.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGIONALIZACION DE AREAS SUJETAS A INUNDACION

SUBTEMA "E": REGIONES CON FALTA DE ESTRUCTURAS
DE PROTECCION

ING. GUILLERMO VELEZ VALADEZ

FEBRERO, 1979

REGIONES CON FALTA DE ESTRUCTURA DE PROTECCION

INTRODUCCION:

Puede decirse que aún son pocas las corrientes de la República Mexicana que cuentan con estructuras de almacenamiento de importancia significativa, desde el punto de vista de control de avenidas, y las que cuentan con ellas, éstas han tenido como enfoque fundamental, el almacenamiento con fines de riego y/o generación de energía. Si bien es cierto, que en su concepción está implícita la condición de un superalmacenamiento, para el manejo de avenidas extraordinarias, esto último está previsto con un criterio de seguridad estructural, principalmente.

No obstante lo anterior, es justo reconocer que la presencia de estas estructuras, resulta muy importante en el abatimiento de los problemas de inundaciones, en virtud de que mediante una operación adecuada y oportuna, hacen posible la prevención de los daños, que de otra manera, como consecuencia de una respuesta natural de la cuenca de captación, resultan cuantiosos.

Desde luego, la influencia de las estructuras, dependerá de la magnitud de las mismas, así como del número con que se halle habilitada una cuenca.

Vista esta condición, podríamos pensar en una primera clasificación de los sistemas de drenaje, en:

a).- Sistemas naturales donde no existe infraestructura de control

b).- Sistemas donde sí existe infraestructura de control.

Ahora bien, como lo han expuesto anteriormente, las condiciones climáticas de nuestra República, definen zonas con mayor influencia de precipitación, sean éstas provocadas por situaciones atmosféricas normales o bien por perturbaciones de tipo ciclónico.

Los efectos anteriores, en la medida de su magnitud y de las condiciones del sistema afectado, darán origen a una mayor o menor superficie afectada por las inundaciones y esto a su vez convertirá en un mayor o menor número de planteamientos de obras de protección.

ZONAS INUNDABLES:

De una manera simplista, se ocurre que una forma de zonificar la República Mexicana en función de los problemas de inundaciones, sería bajo la consideración de las necesidades de obras de protección y los montos de inversión que su implantación requiere. Con este criterio y tomadas las necesidades de un año cualquiera, en la tabla I se relacionan los Estados de la República y el número de solicitudes de obra y su monto global, -- quedan representados en la gráfica II.

Representados en un mapa donde se muestran las regiones hidrológicas, quedan definidas con claridad, las zonas más afectadas por los problemas de inundaciones.

De la representación anterior, se observa que, las cuencas con mayores problemas son las siguientes:

Por la vertiente del Golfo de México: las cuencas de los ríos Pánuco, Tuxpan, Actopan, Antigua, Papaloapan, Coatzacoalcos, - Grijalva y Usumacinta.

En la parte central: Sistema Lerma Chapala-Santiago, princi-- palmente.

Por la vertiente del Pacífico: la cuenca del Río Balsas, Atoyac o Verde, Presidio, Baluarte, San Lorenzo, Culiacán y corrientes menores que a pesar de su corto recorrido y Cuencas - relativamente pequeñas, ocasionan problemas como consecuencia de precipitaciones de tipo ciclónico.

Por otra parte y aún cuando disponen de estructuras de control, en ocasiones presentan problemas las cuencas de los ríos Nazas y Aguanaval en la Región Lagunera, Río La Saucedá en el valle de Guadiana; más al norte el Río Conchos, San Juan y el Bravo.

Tratando de establecer un orden de importancia tanto por la -- magnitud de los caudales como por las inversiones a proteger, - pueden enlistarse las zonas problema en la forma siguiente:

- 1.- Zona de la Chontalpa, Tab.
- 2.- Zona del Bajío, Estados de México, Guanajuato, Michoacán, - Aguascalientes y Jalisco.
- 3.- Zona costera de Nayarit.
- 4.- Zona costera de Tamaulipas y Veracruz.
- 5.- Zona de los valles centrales de Oaxaca.
- 6.- Cuencas cerradas de Tlaxcala y Puebla.
- 7.- Valle de Guadiana, etc.

CONCLUSIONES:

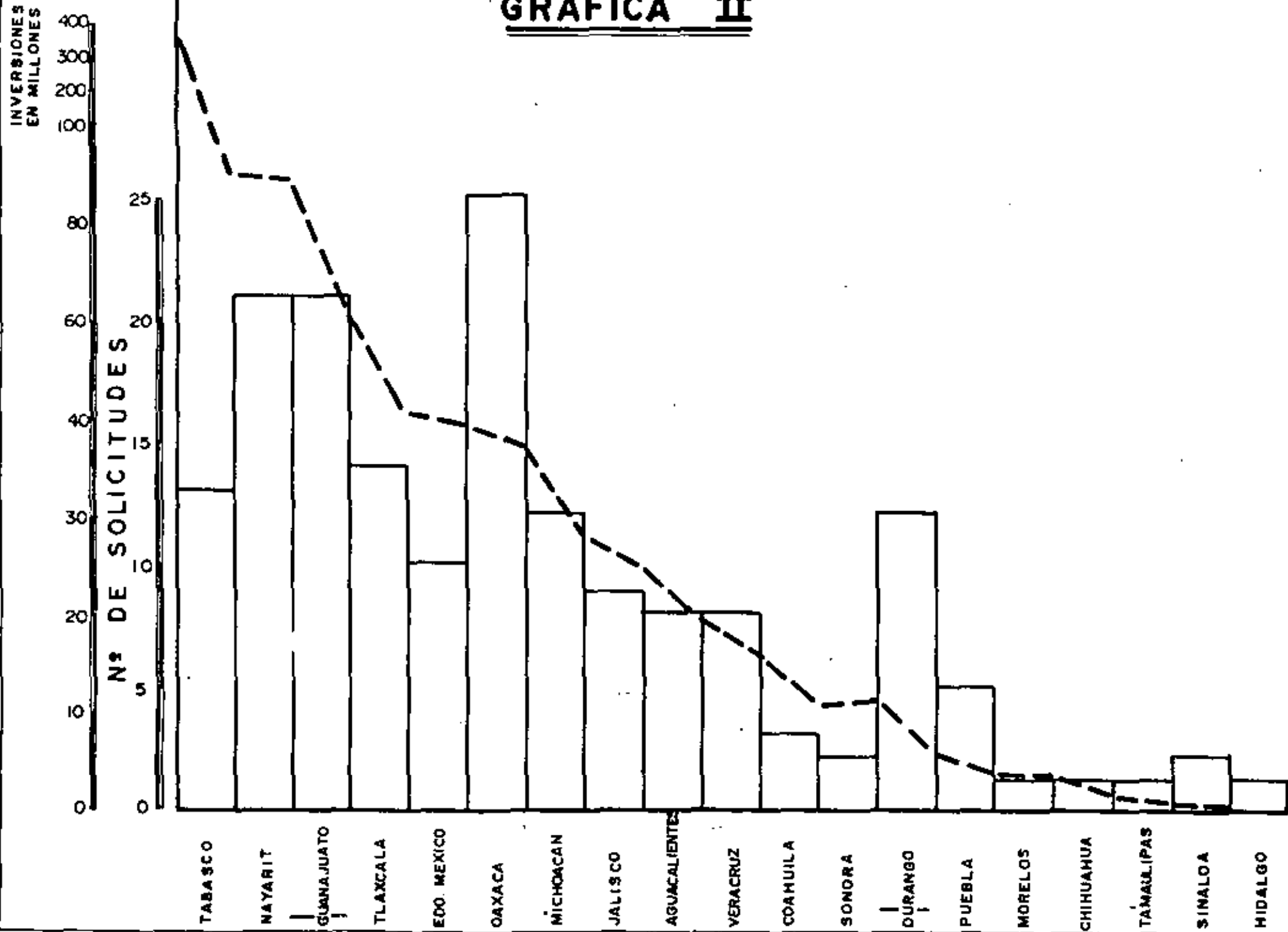
- a).- Puede decirse que una zonificación de este tipo debidamente respaldada con información suficiente relacionada con el tipo de problema, magnitud, daños, etc., resulta de vital importancia para una mejor jerarquización y orientación de los planes de inversión.

- b).- Como resultado de lo anterior, se estará en una mejor situación para elaborar planes de trabajos a desarrollar a corto, mediano y largo plazo.

RELACION DE ENTIDADES FEDERATIVAS EN DONDE SE TIENEN PROBLEMAS DE CONTROL DE RIOS, LOS CUALES SE TRATARAN DE RESOLVER AL PRO- PONERSE OBRAS PARA 1979.

E S T A D O	NUMERO DE OBRAS	PRESUPUESTO M (\$)	PRESUPUESTO TOTAL (INCLUYENDO INDIRECTOS)
TABASCO	13	380.95	382.773468
NAYARIT	21	87.206	89.036519
GUANAJUATO	21	85.4	87.248969
TLAXCALA	14	58.17	59.524946
EDO. DE MEXICO	10	40.70	41.68549
OAXACA	25	38.14	39.560925
MICHOACAN	12	36.2	37.260468
JALISCO	9	28.00	28.685901
AGUASCALIENTES	8	24.60	25.222212
VERACRUZ	8	19.00	19.455912
COAHUILA	3	14.70	14.945567
SONORA	2	11.98	12.079978
DURANGO	12	11.70	12.375968
PUEBLA	5	5.88	6.121345
MORELOS	1	3.5	3.578489
CHIHUAHUA	1	2.76	2.828869
TAMAULIPAS	1	1.80	1.856389
SINALOA	2	0.78	0.862478
HIDALGO	1	0.60	0.642789

GRAFICA II





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGIONALIZACION DE AREA SUJETA A INUNDACION

INCISOS "e" y "f"

ING. GUILLERMO VELEZ VALADEZ

OCTUBRE, 1978

CUENCA DEL RIO GRIJALVA

La cuenca del Río Grijalva, que pertenece a la vertiente del Golfo, no está totalmente comprendida dentro del Territorio Nacional; cubre una extensión de 44 885 Km² en territorio Guatemalteco y el resto, 83 213 Km², en el S. E. de México, abarcando porciones de los estados de Chiapas, Tabasco, Oaxaca, Campeche y Veracruz, siendo conocida como la región hidrológica No. 30.

Esta región es bañada por los ríos Usumacinta y Grijalva que en ese orden son los más caudalosos de México. La descarga anual conjunta de estas corrientes al Golfo es de aproximadamente 105 000 Mm³ correspondiendo 52 000 Mm³ al Usumacinta y 18 000 Mm³ al Grijalva registrados al final de las cuencas altas respectivas. Los 35 000 Mm³ restantes son la aportación de las cuencas bajas.

El curso bajo del Usumacinta está prácticamente deshabitado, mientras que el Grijalva tiene cerca de 500 000 habitantes ocupados de labores agropecuarias y con intereses establecidos de gran valor.

Por otra parte las características topográficas del cauce del Alto Grijalva propician la construcción de obras de control, en contraste con el cauce del Usumacinta que no ofrece esta posibilidad.

Debido a lo anterior se considera cauce principal de la región No. 30 al Río Grijalva.

Este río se forma al unirse los ríos San Gregorio y San Miguel cerca de la frontera con Guatemala. En dos tramos adopta nom---

bres diferentes. Se le conoce como Río Grande de Chiapas desde la confluencia del Dorado hasta la del Santo Domingo donde recupera el nombre original de Grijalva. Más adelante al recibir la aportación del río de la Venta o Pueblo Viejo, en el embalse de la Presa Netzahualcóyotl, se le denomina Río Mezcalapa. En la zona de Villahermosa sufre numerosas ramificaciones río Samaria, Cañas, Carrizal, Medellín y Viejo Mezcalapa y aguas arriba de dicha Ciudad vuelve a ser conocido como Río Grijalva, nombre que conserva hasta la desembocadura, incluso después de confluir con el Usumacinta.

Afluentes principales por la margen izquierda son las ya mencionadas Santo Domingo y de la Venta o Pueblo Viejo. Por la margen derecha los ríos Pichucalco, de la Sierra y Chilapa.

Actualmente los escurrimientos del Grijalva son regularizados y aprovechados mediante tres embalses importantes: La Angostura, Netzahualcóyotl y Chicoasen.

Entre las principales obras que se tienen contempladas a realizar en un futuro próximo, se refiere al cauce de alivio "Samaria-Mecoacán", la cual tiene como objeto principal evitar inundaciones a la Ciudad de Villahermosa, así como a extensas áreas de cultivo localizadas en la zona de la Chontalpa, dicha obra tendrá un desarrollo aproximado de 50 kilómetros con origen en el puente Samaria para descargar finalmente en el Golfo de México.

Los riesgos actuales de daños por inundación en la zona mesosocáica son de aproximadamente 250 millones de pesos por concepto de daños a la producción agropecuaria, cada vez que se tienen excesos de caudal de los ríos Samaria y el Carrizal, quedando latentes

tes los perjuicios que se produzcan a Centros de Población, vías de comunicación, en resumen podríamos citar que con la obra antes mencionada quedarían resguardadas unas 250 mil hectáreas -- consideradas de una alta producción agrícola, cuyo valor del -- producto anual se estima del orden de 1 500 millones de pesos, -- sin embargo lo importante es proteger la Ciudad de Villahermosa que tiene aproximadamente 150 mil habitantes, así como importantes poblaciones ribereñas.

ALGUNOS COMENTARIOS RELACIONADOS CON EL RIO SALADO AFLUENTE DEL RIO, OAX.

GENERALIDADES

Los Valles Centrales de Oaxaca, están enclavados en la cuenca - del Río Atoyac, uno de cuyos aportadores principales es el Río-Salado. Dentro de esta área, se asientan gran número de núcleos de población, dedicados a la explotación agrícola y artesanal.

Toda el área del Valle, presenta problemas graves de drenaje en virtud de la escasa pendiente natural provocada por la acumulación de material de acarreo, producto de erosión en los terrenos altos.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

De seis años a la fecha, la Secretaría de Recursos Hidráulicos - a través de la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería* de Seguridad Hidráulica, ha venido atacando parcialmente los -- problemas que de manera urgente han presentado los afectados, -- sin embargo, estas soluciones han aumentado los planteamientos; algunos, por la mejora lograda en los sitios y otros por el necesario incremento del problema aguas abajo.

En principio, puede decirse que por lo realizado hasta la fecha, se antoja el enfoque de los siguientes aspectos, pendientes a - hacer más efectivas las obras de Control de Ríos:

- 1.- Control de erosión; reforestación y técnicas de cultivo.
- 2.- Obras para retención de azolves.
- 3.- Rectificación del cauce principal del Río Salado.

4.- Rectificación de cauces secundarios hasta conectar con el principal.

5.- Mantenimiento de los cauces ya rectificadas.

Dada la potencialidad de la cuenca, podría justificarse un plan general, para lo cual es menester la elaboración de estudios de gran visión que justifiquen y apoyen las inversiones que en principio ya se han hecho, así como las que deban hacerse en el futuro.

Con el objeto de visualizar lo anteriormente expuesto, a continuación se expondrán algunos problemas de inundaciones que se tienen en las cuencas del Río Grijalva, Tabasco; Río Atoyac en Oaxaca, concretamente su afluente Río Salado; así como en el sistema Lerma-Santiago-Chapala, específicamente los Río Gto. Silao y la Llave en el Edo., de Gto., Lerma en Mich., y Río Santiago en Nay.

RIO GUANAJUATO

Debido a la reducida capacidad hidráulica del cauce del Río Gto., y a su régimen turbulento, en su curso por la Cd. de Irapuato hasta su confluencia con el Río Lerma, en la época de avenidas, se desborda ocasionando serios problemas de inundaciones en varios poblados como son Tomelópez, Tomelopitos, San Isidro Yóstino, Pueblo Nuevo, etc., resultando unas 3,000 Ha., de terrenos de cultivo los más afectados y cerca de 30,000 personas.

A pesar de que se han venido resolviendo en forma muy particular los problemas antes mencionados, dada la magnitud de los --

mismos, se estima conveniente enfocarlos desde un punto de vista integral, estudios que según se tiene conocimiento se están realizando en otra dependencia de esta Secretaría.

RIO SILAO

El tramo Río Silao, comprendido desde la Presa Chichimequillas a la Presa el Conejo II, así como de esta última estructura a su confluencia con el Río Guanajuato, el cauce requiere darle capacidad hidráulica, así como reforzamientos de bordos, a fin de que pueda alojar los volúmenes extraordinarios que se presentan en la época de avenidas, protegiendo de esta manera a varias rancherías que cuentan en forma global con un número de 10,000 personas y más de 5,000 Ha., de zona agrícola; para lo cual, -- las obras requeridas se tienen programadas a realizar por etapas.

RIO LA LLAVE

La zona donde cruza el río La Llave, de la Presa la Gavia a la Presa el Conejo II, en la época de crecientes, resulta con serios perjuicios motivados por los desbordamientos del mencionado Río, situación que afecta la economía de los poblados Santa Rosa de Rivas, San Clemente y otros.

RIO LERMA, MICH.

Como se tiene conocimiento, el río Lerma carece de una sección hidráulica adecuada para contener los gastos presentados en la temporada de lluvias, lo que da lugar principalmente en su curso del Dique Markazuza a la Presa Tres Mezquites en los límites de los Estados de Michoacán y Guanajuato, se generen inundacio-

nes en una superficie de 6,500 Ha., aproximadamente donde se obtiene una producción media anual del orden de los 65 millones - de pesos, por lo que se hace imperiosa la necesidad de resolver el problema en esa zona, ya que también existe el peligro de -- que los poblados ribereños resulten altamente perjudicados en - sus bienes materiales y poniendo en peligro vidas humanas.

RIO SANTIAGO, NAY.

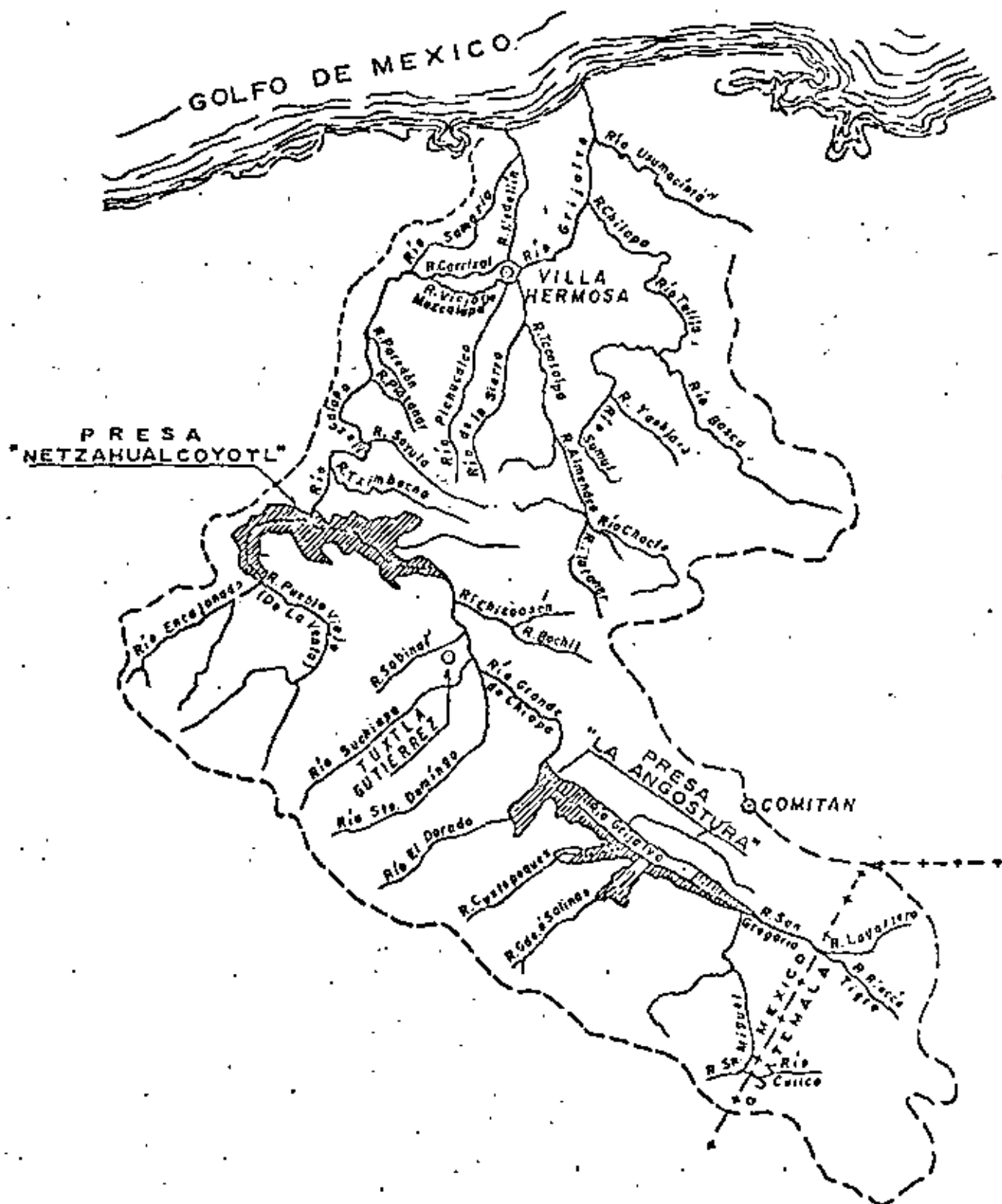
Otra de las corrientes que con frecuencia da lugar a problemas de inundaciones, es el Río Santiago en el Estado de Nay., particularmente mencionaremos que zonas agrícolas así como poblaciones localizadas aguas abajo del Municipio de Santiago Ixcuintla, resultante perjudicadas por tal situación, lo que ha obligado - a enfocar una solución mediante un cauce de alivio que será del bordo Amapa hacia abajo de Sentispac.

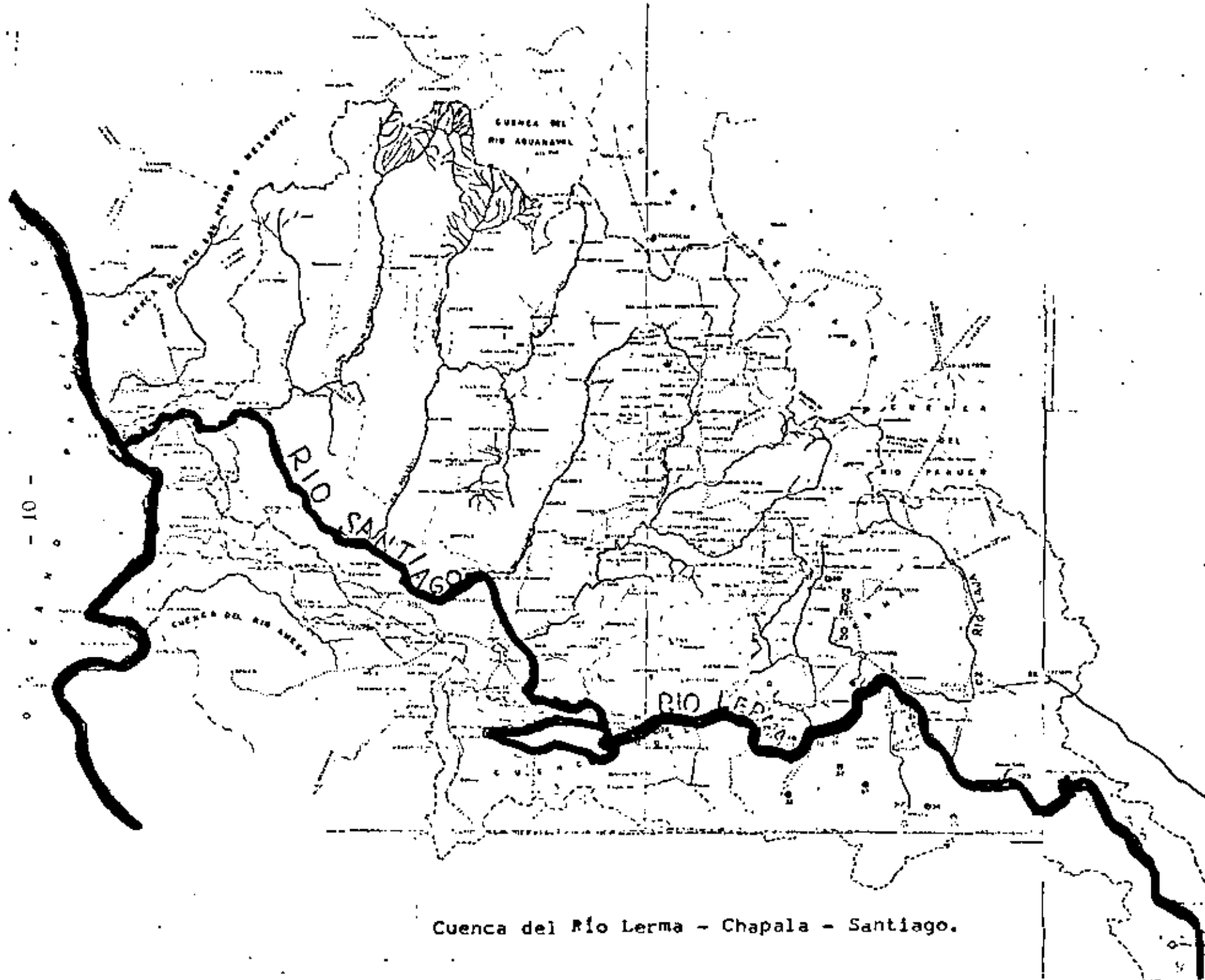
Se hace hincapié que las soluciones que se han dado o que se -- tienen en programa a realizar próximamente en diversas corrientes, podríamos decir que son de carácter provisional, debiéndose pensar en realizar un estudio de regionalización de cuencas - para definir el programa que en forma integral resuelva los problemas mencionados.

Por otro lado, cabe señalar la importancia que se tiene en re-- solver los problemas de inundaciones originadas por la invasión ya sea en los cauces naturales o en los embalses de algunas estructuras hidráulicas, de malezas acuáticas, entre la que destaca el lirio acuático conocido también como "Jacinto del Agua", - ya que esta especie ha invadido en forma acelerada el lecho de los ríos, obstaculizando los escurrimientos y que al remansar-

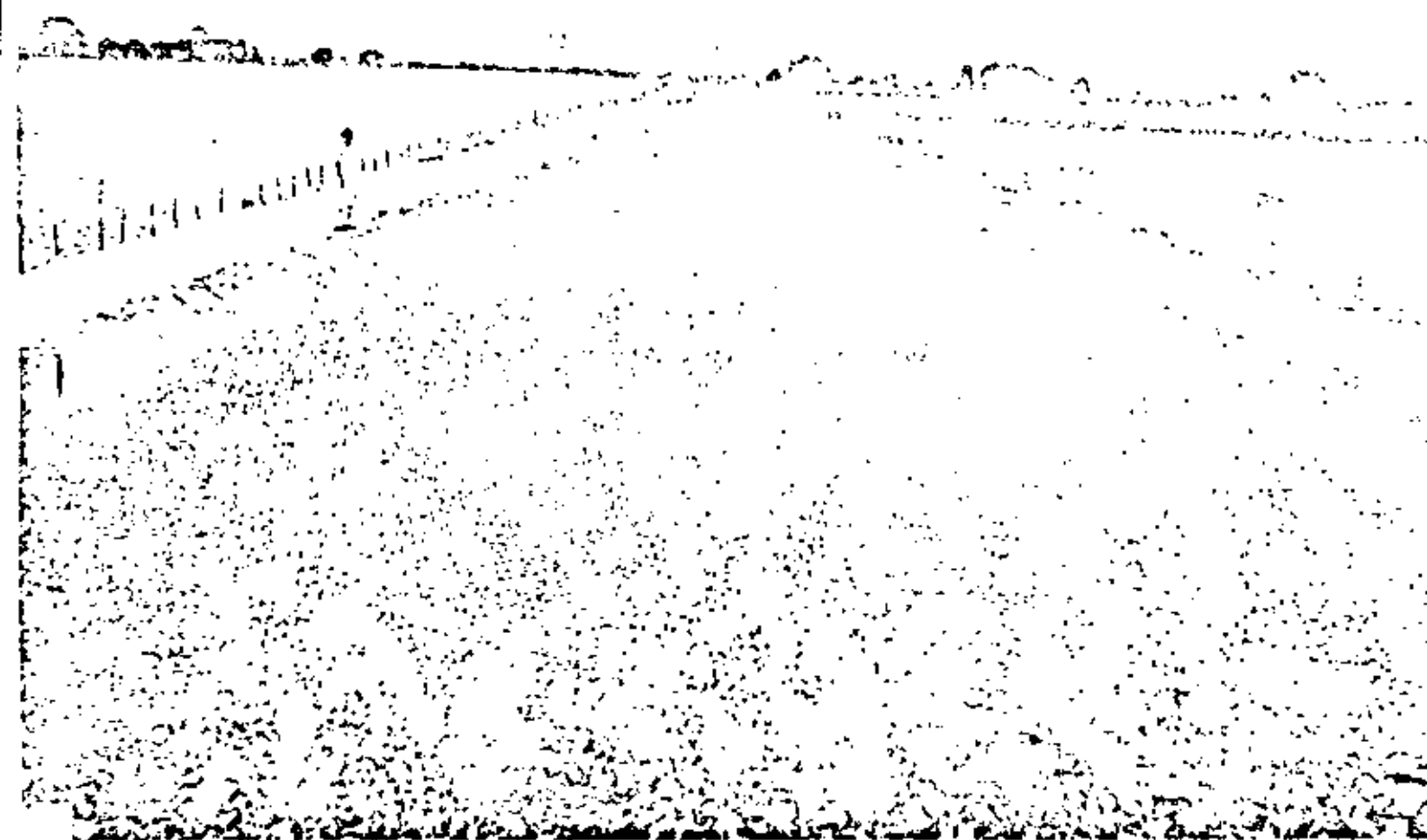
se el agua, se originan desbordamientos hacia áreas marginales, como sucede en Zula, Jal., Laguna de Pátzcuaro, Mich., Presa -- Endó en el Edo. de Hgo., y Presa Solís en el Edo. de Gto., entre otros. Como complemento de lo anterior, se anexan los planos que presentan problemas de inundaciones.

— CUENCA DEL RIO GRIJALVA —

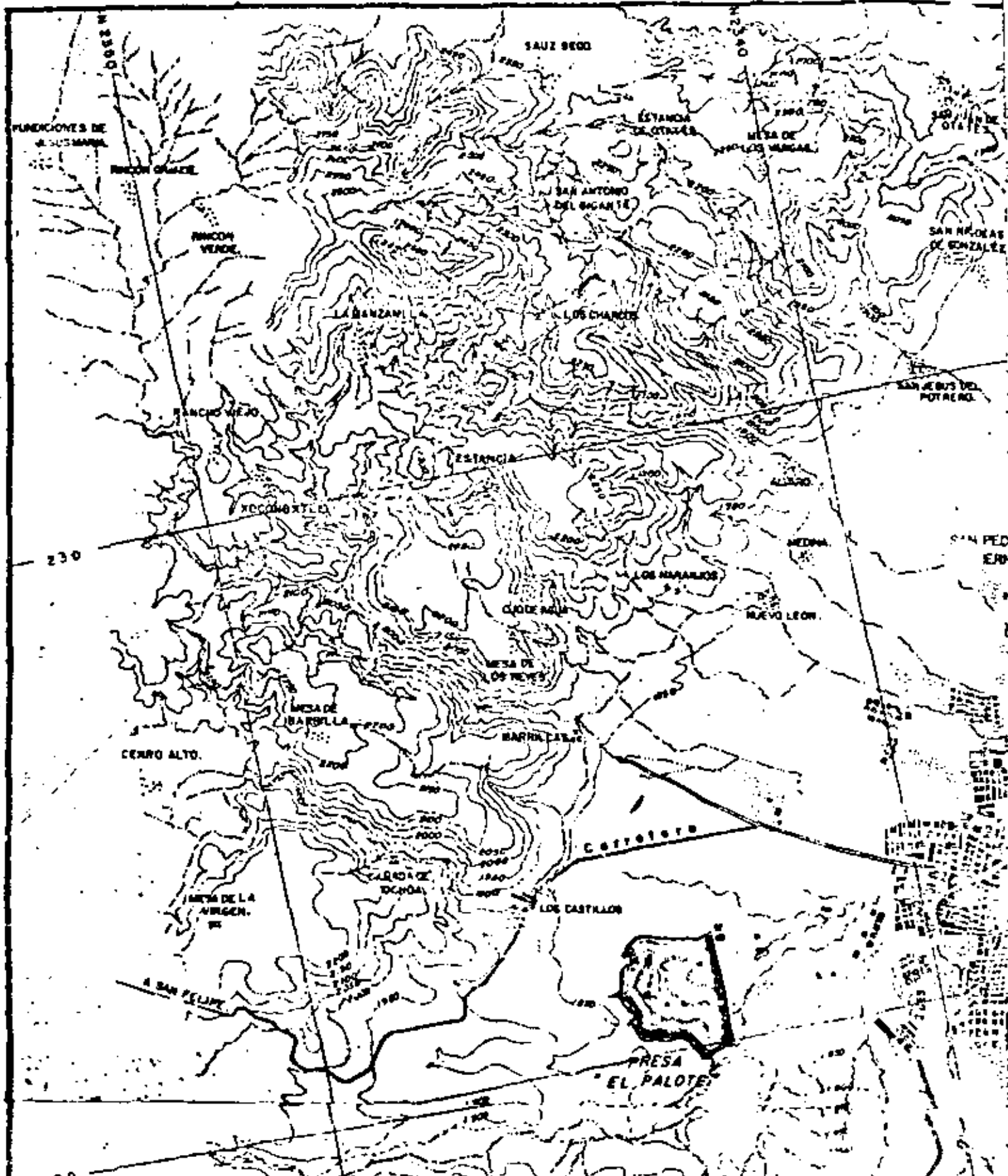


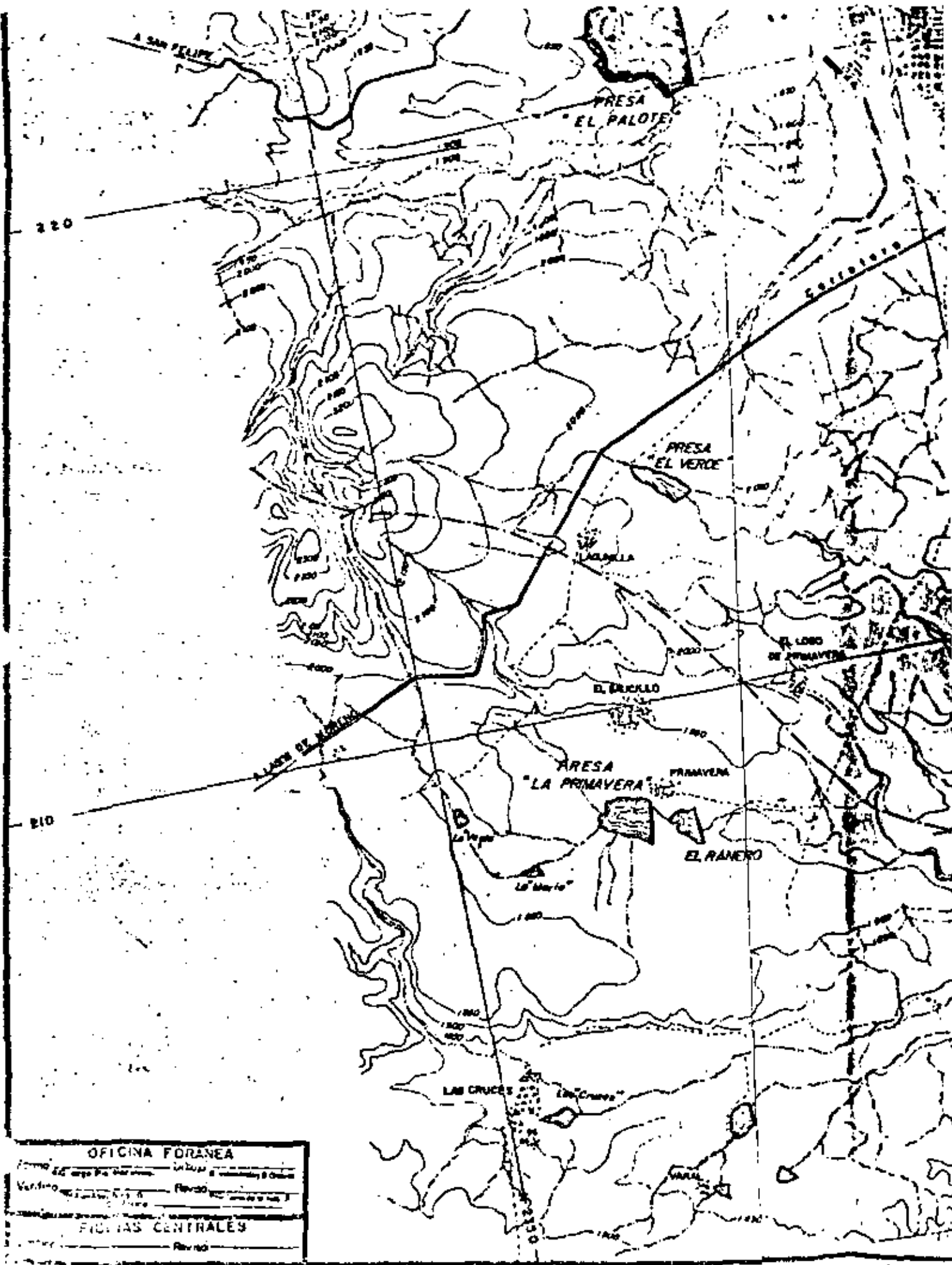


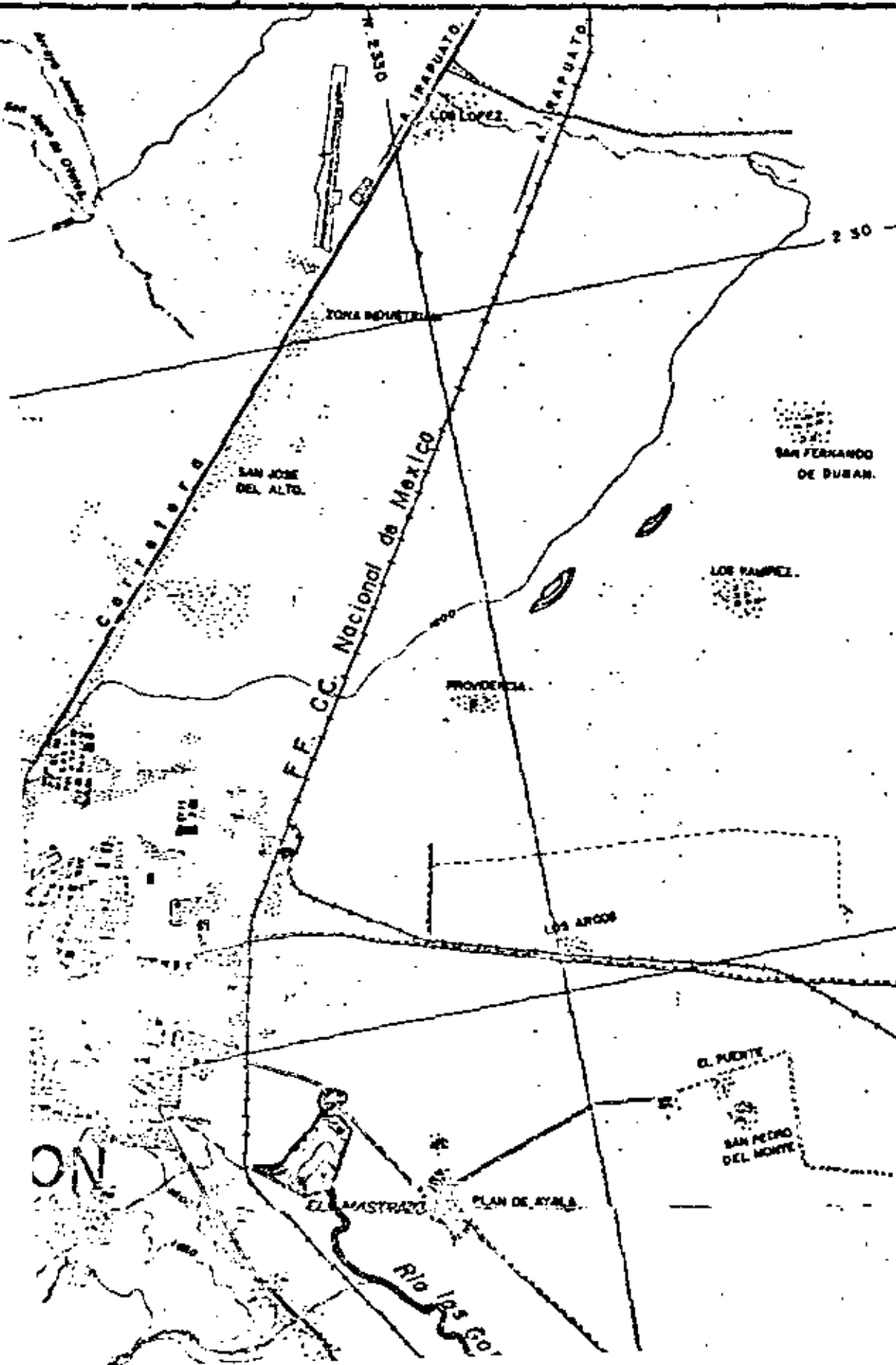
Cuenca del Río Lerma - Chapala - Santiago.



El lirio acuático en México, problemas y soluciones*







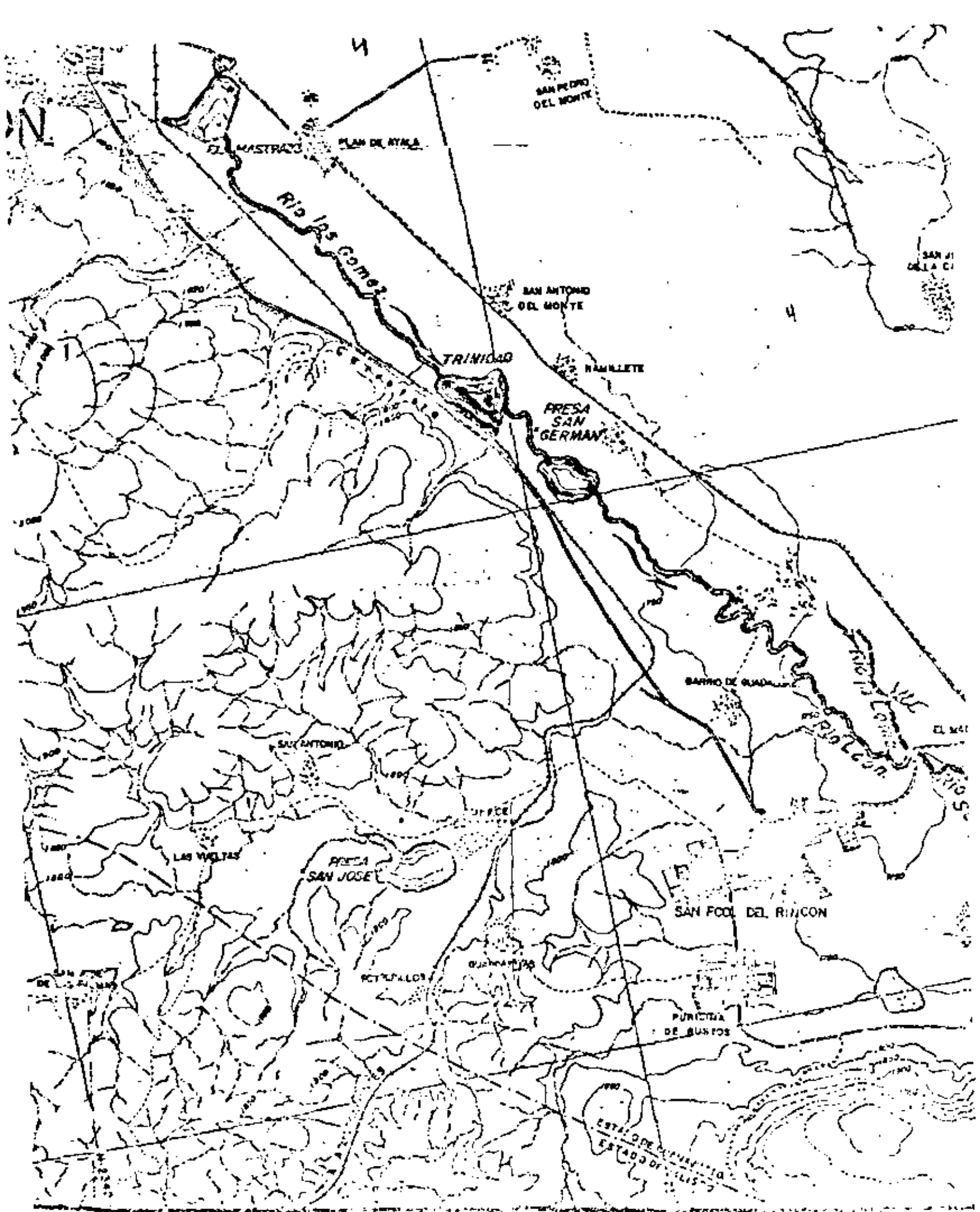
SIGNOS CONVENCIONALES

	Ciudad.
	Poblacion.
	Rescheria.
	Carretero de
	Camino Real
	Camino de
	Ferrocarril
	Puente.
	Rio.
	Arroyo.
	Praso.
	Cerro de Nieve

ON

2330

2330

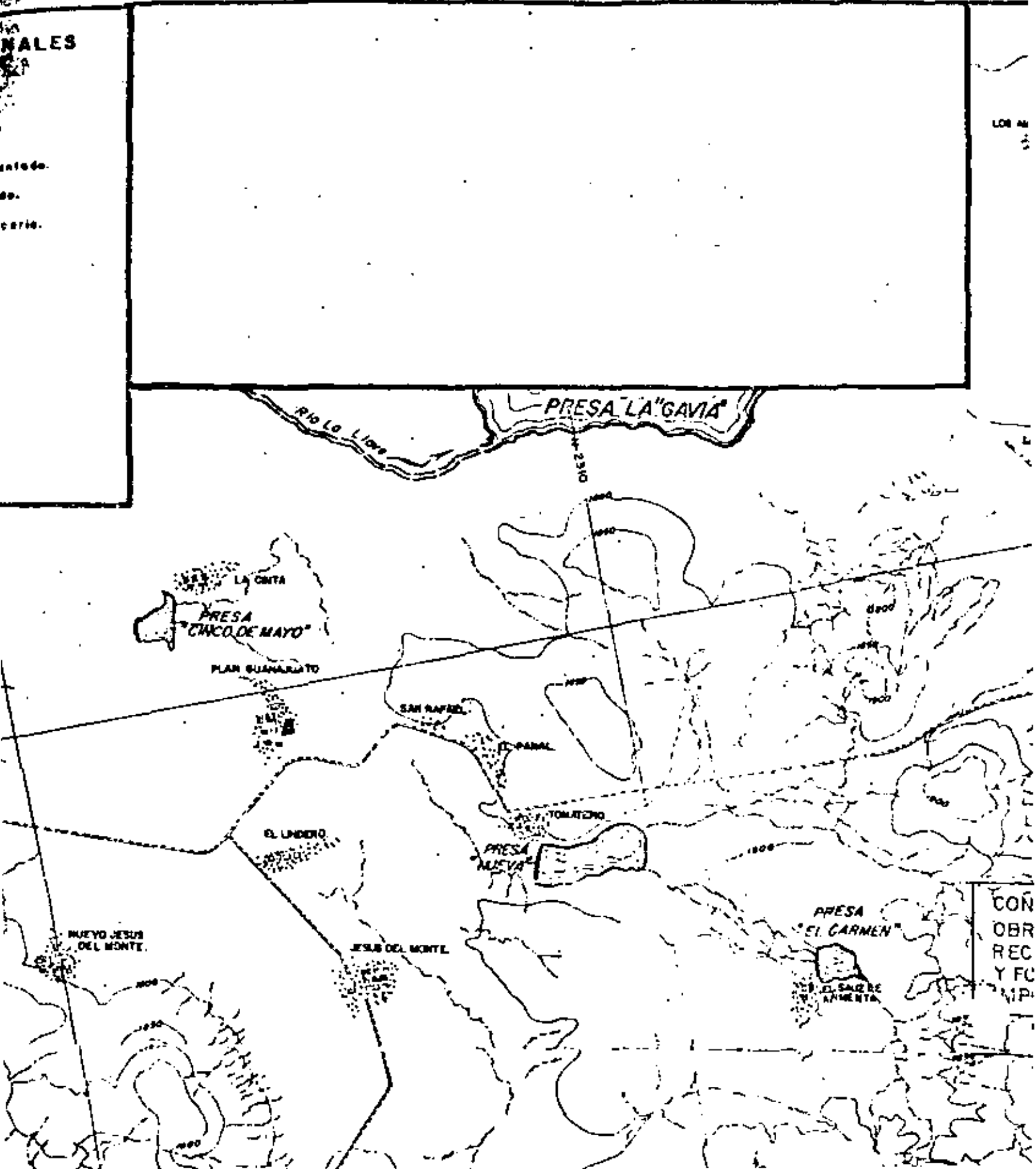


5

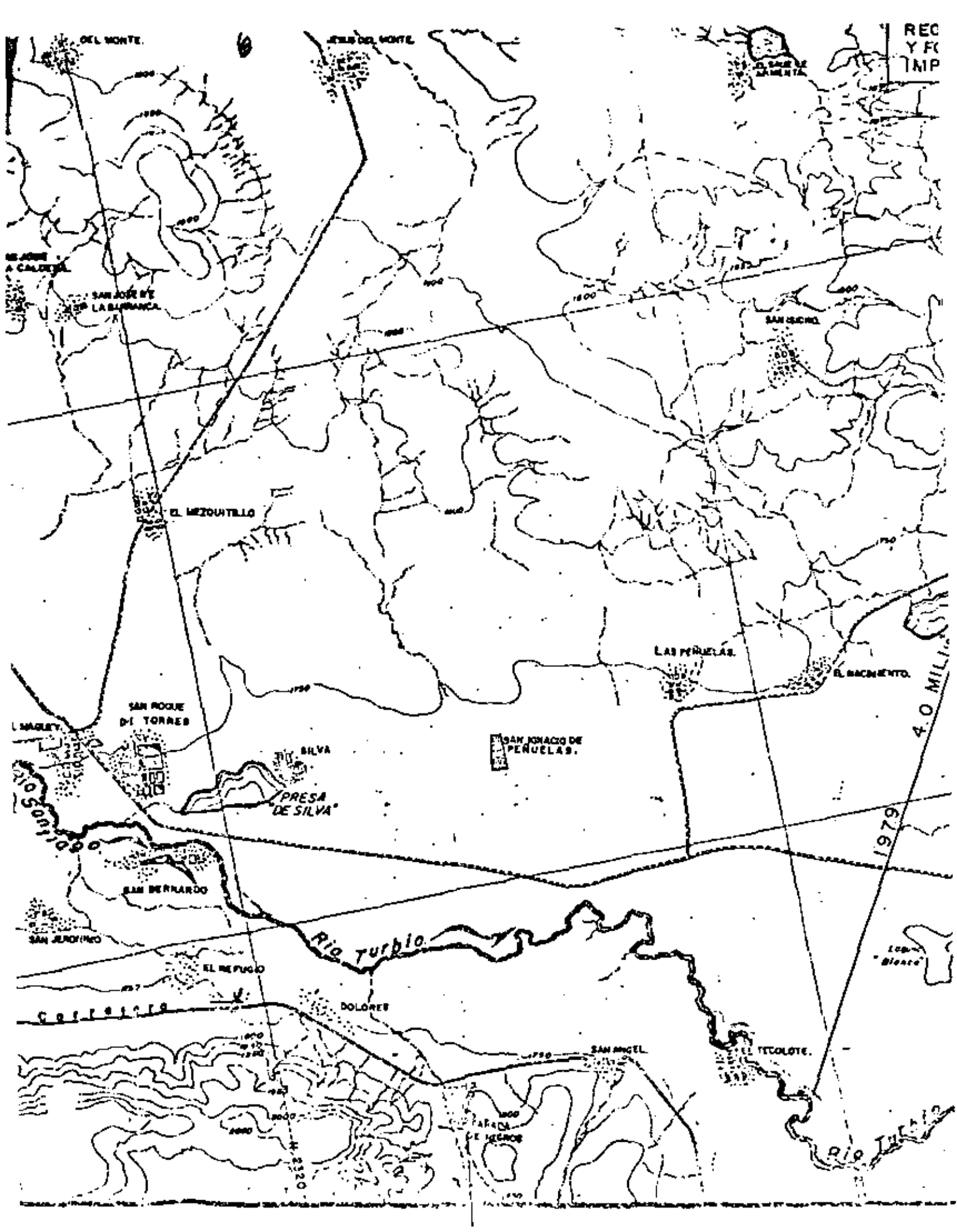
NALES

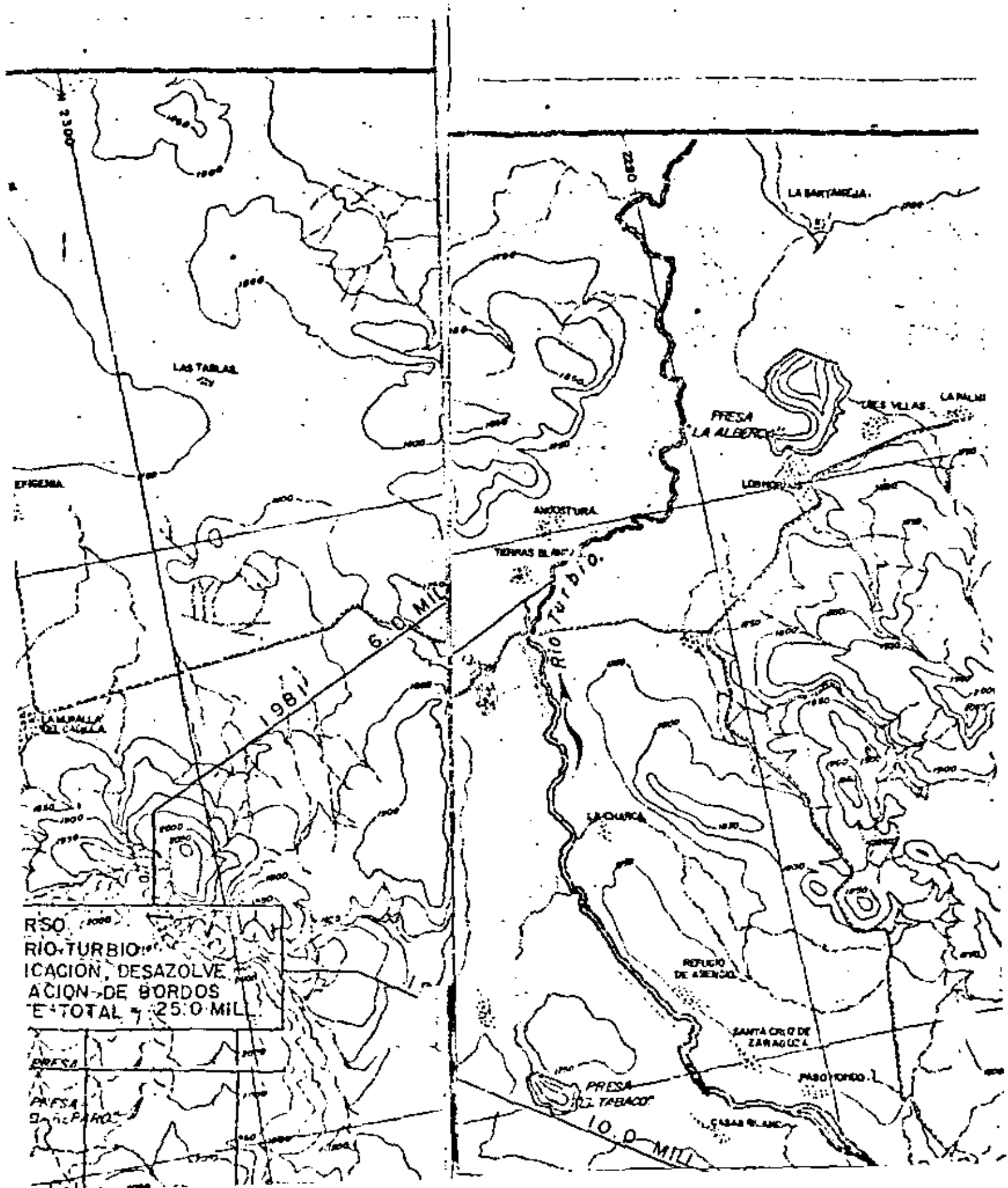
ENTGO.
BO.
CETIO.

LOS AN



CON
OBR
REC
Y FC
MP

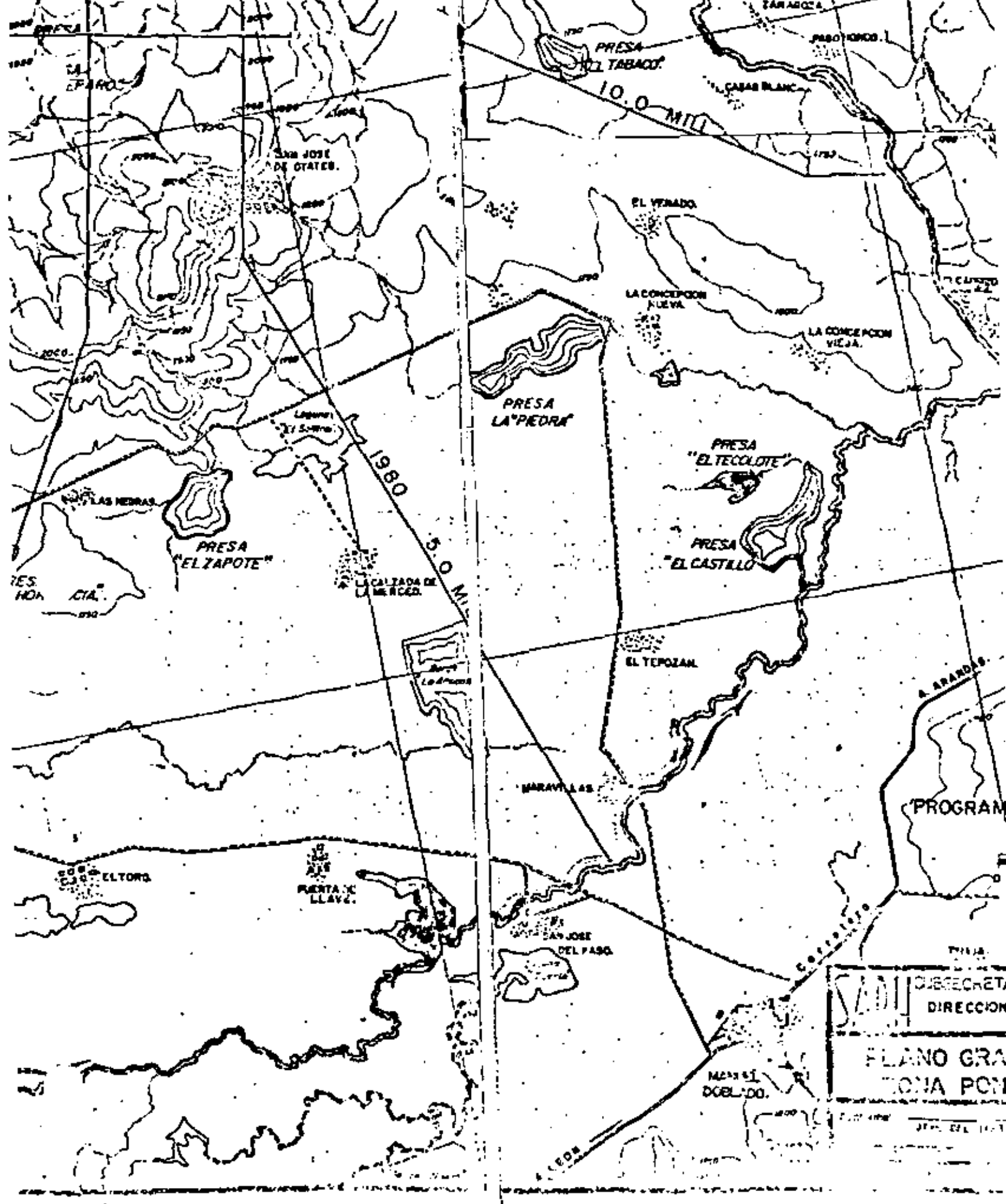




RSO
RIO TURBIO
ICACION, DESAZOLVE
ACION DE BORDOS
E TOTAL 25.0 MIL

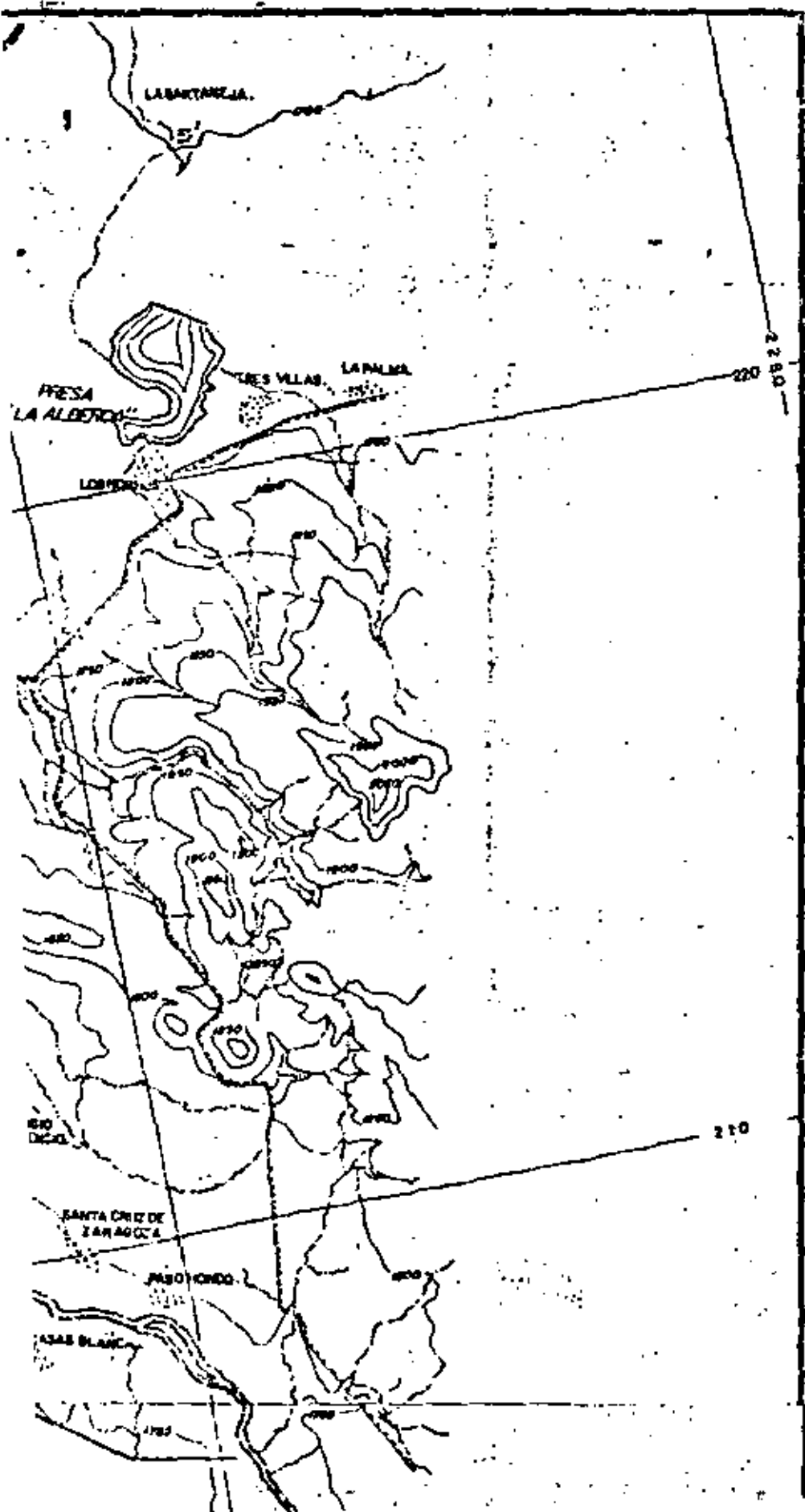
PRESA
PRESA
DEL TABACO

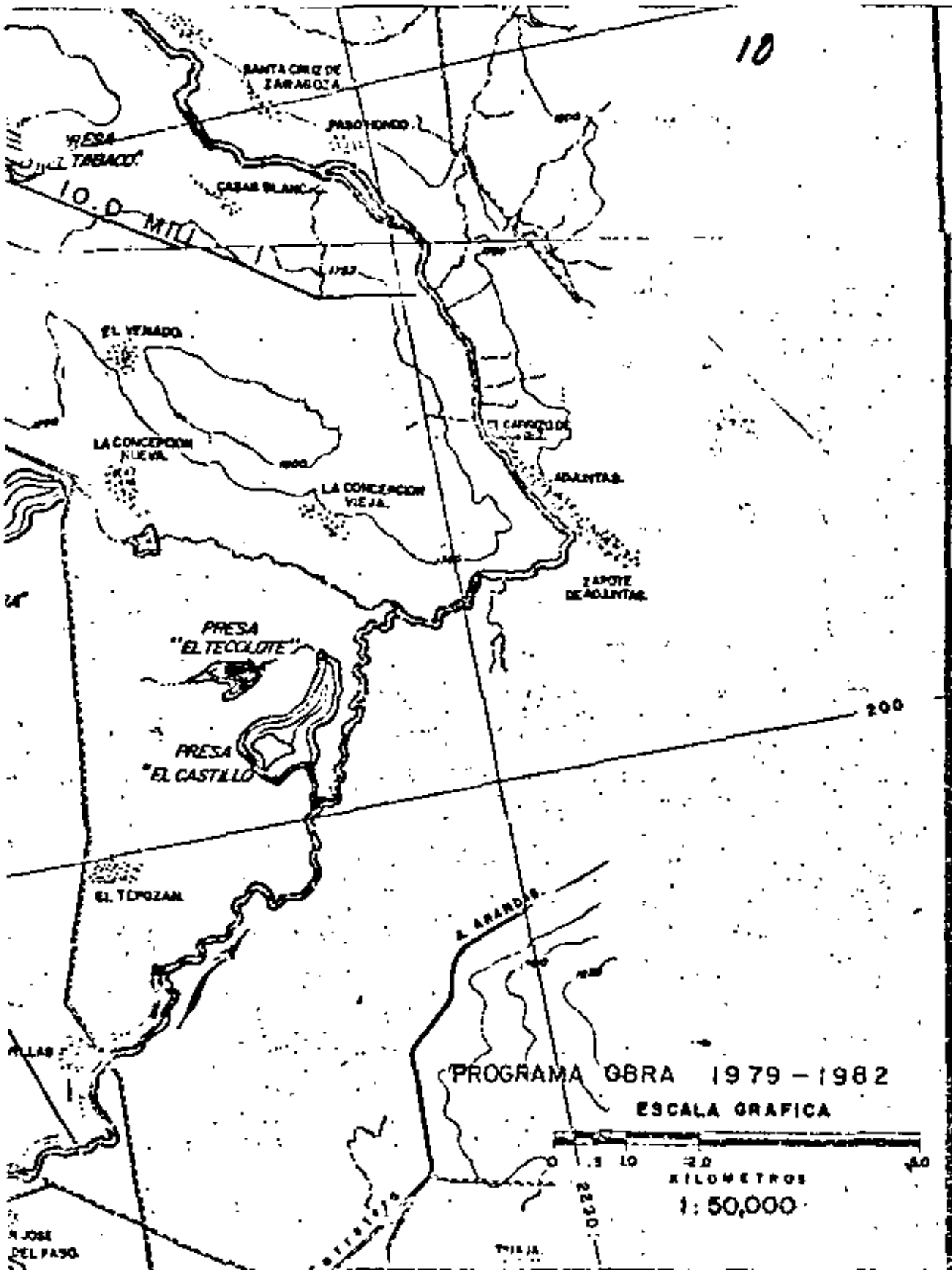
MACION DE BORDOS
TE TOTAL = 25.0 MIL



SECRETARIA
DIRECCION
PLANO GRAN
TONA PON

FECHA DEL 1950

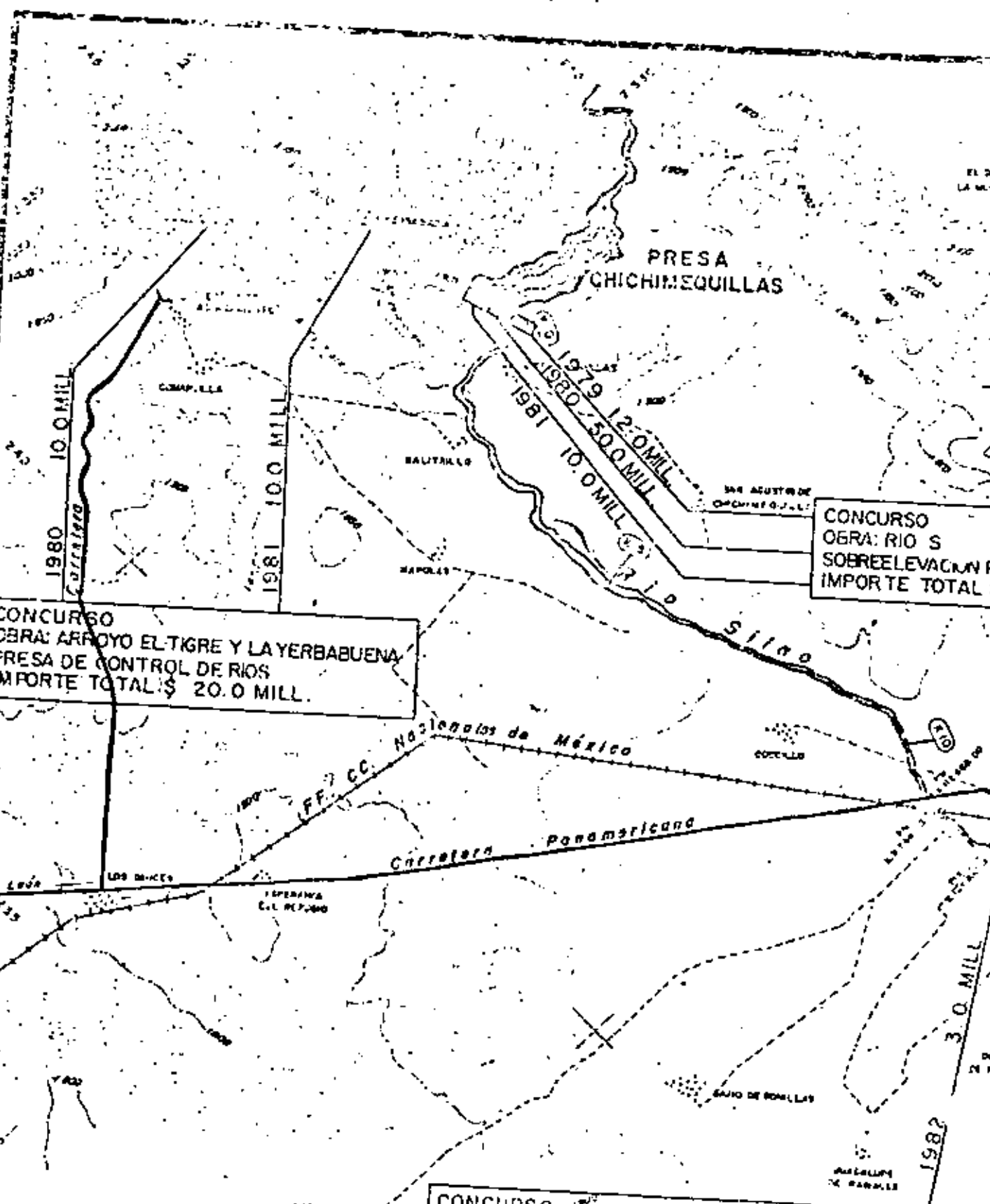




SECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

PLANO GRAL. DE CONTROL DE RIOS
ZONA PONIENTE - LEON, GTO.

JEF. DEL CANT. DIRECTOR DIRECTOR GENERAL



CONCURSO
 OBRA: RÍO S
 SOBREELEVACION PRE
 IMPORTE TOTAL \$

CONCURSO
 OBRA: ARROYO EL TIGRE Y LA YERBABUENA
 PRESA DE CONTROL DE RÍOS
 IMPORTE TOTAL \$ 20.0 MILL.

CONCURSO
 OBRA: RÍO SILAO-DESAZOLVE Y AMPLIACION
 EN VARIOS TRAMOS
 IMPORTE TOTAL \$

1980 10.0 MILL
 Carretera

1981 100 MILL
 TILM 001 1981

1979 12.0 MILL
 1980 50.0 MILL
 1981 10.0 MILL

3.0 MILL

1982

PRESA
 CHICHIMEQUILLAS

FF. CC. Nacionales de México

Carretera Panamericana

UN ACUÍDUO DE
 CHICHIMEQUILLAS

COCUILLO

BAJO DE BARRILLAS

VALLEJÓN
 DE BARRILLAS

LAGUNAS
 DE BARRILLAS

COMAPUECA

BALITALLER

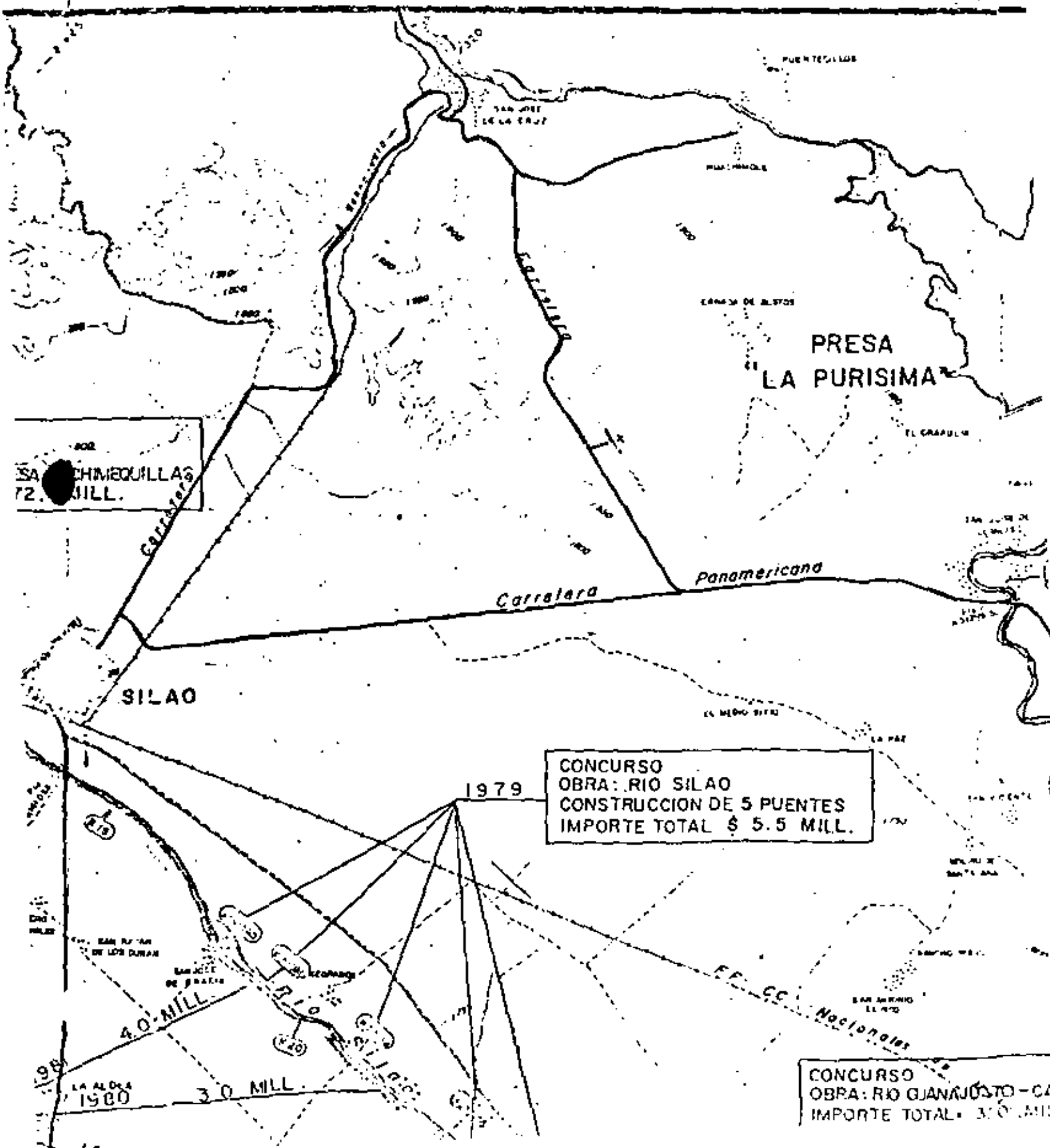
SANOLAS

LOS DIQUES

TEMPERANZA
 DEL REFORMA

DUFEN
 DE BARRILLAS

19

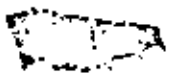


802
 SA CHIMEQUILLAS
 72. MILL.

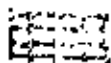
1979
 CONCURSO
 OBRA: RIO SILAO
 CONSTRUCCION DE 5 PUENTES
 IMPORTE TOTAL \$ 5.5 MILL.

CONCURSO
 OBRA: RIO GUANAJUATO - CANAL
 IMPORTE TOTAL 300 MILL.

SIGNOS CONVENCIONALES



Ciudad



Población



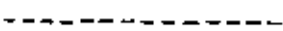
Ranchería



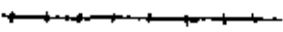
Carretera Pavimentada



Camino Revestido



Camino de Terracería



Ferrocarril



Rio



Arroyo



Presas



Curva de nivel



Puente

DAT

Capacidad

Para azote

Para regala

Gasto máximi

Longitud co



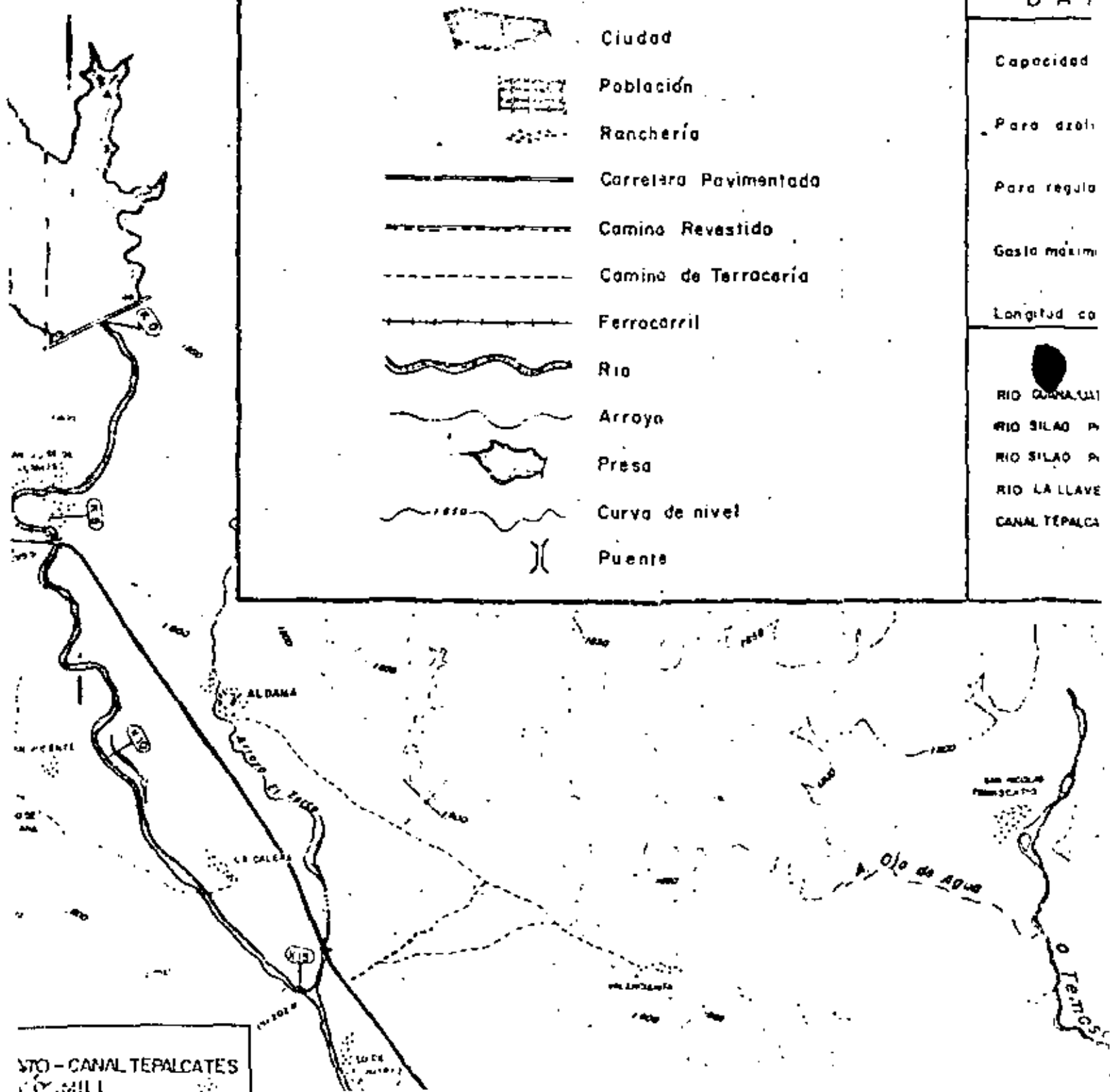
RIO GUANAUL

RIO SILAO P

RIO SILAO P

RIO LA LLAVE

CANAL TEPALCA

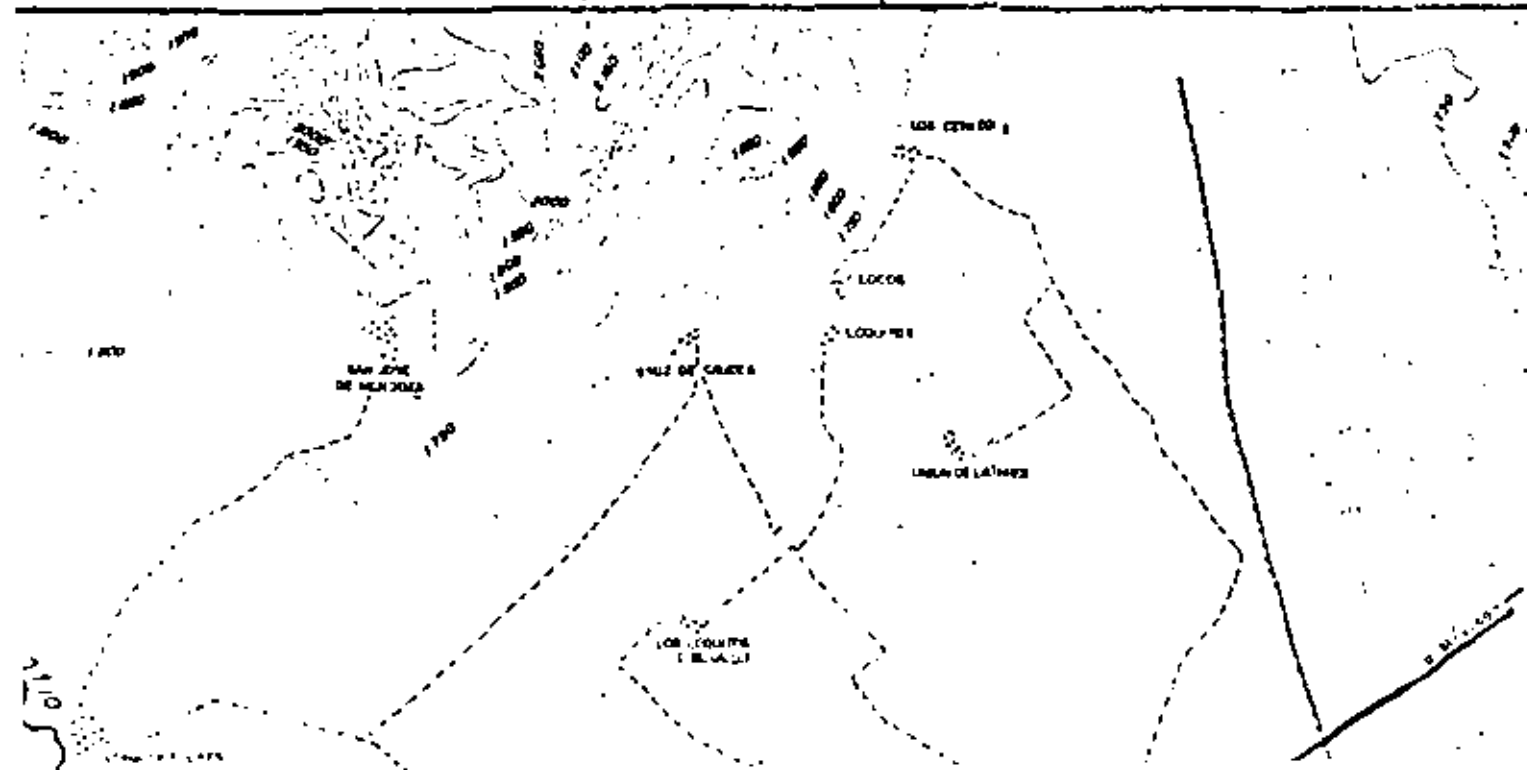


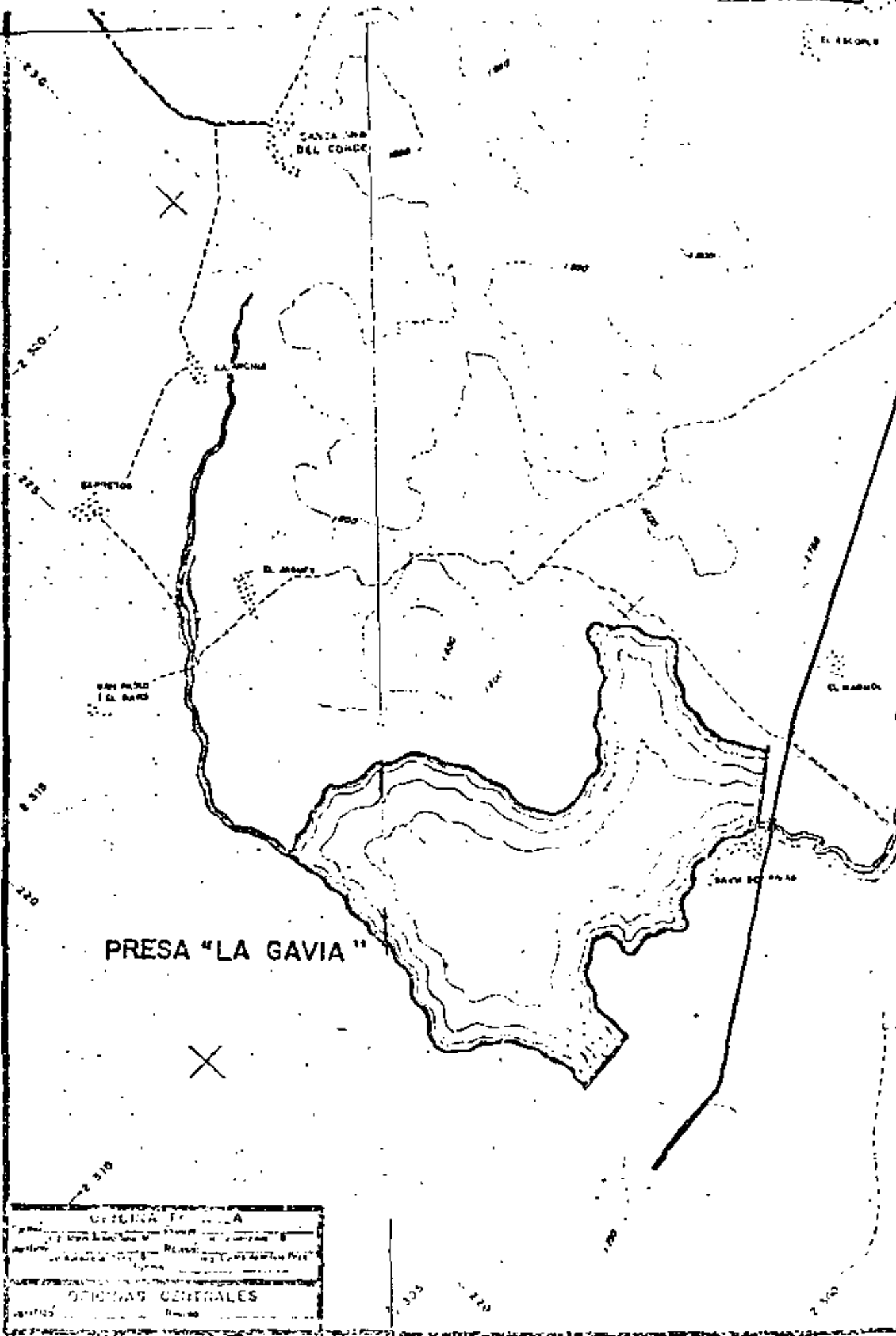
STO - CANAL TEPALCATE'S

DATOS DE LAS PRESAS

S	CONEJO II	CHICHIMEQUILLAS	LA PURISIMA	LA GARDA
	66' 500,000 M3	16' 430,000 M3	195' 700,000 M3	150' 580,000 M3
	1' 000,000 M3	2' 000,000 M3	25' 000,000 M3	9' 000,000 M3
	25' 140,000 M3	7' 410,000 M3	59' 700,000 M3	48' 200,000 M3
la salida	225 M3/sg	204 M3/sg	100 M3/sg	200 M3/sg
longitud	1,090 M.	650 M	1,200 M.	1,800 M.

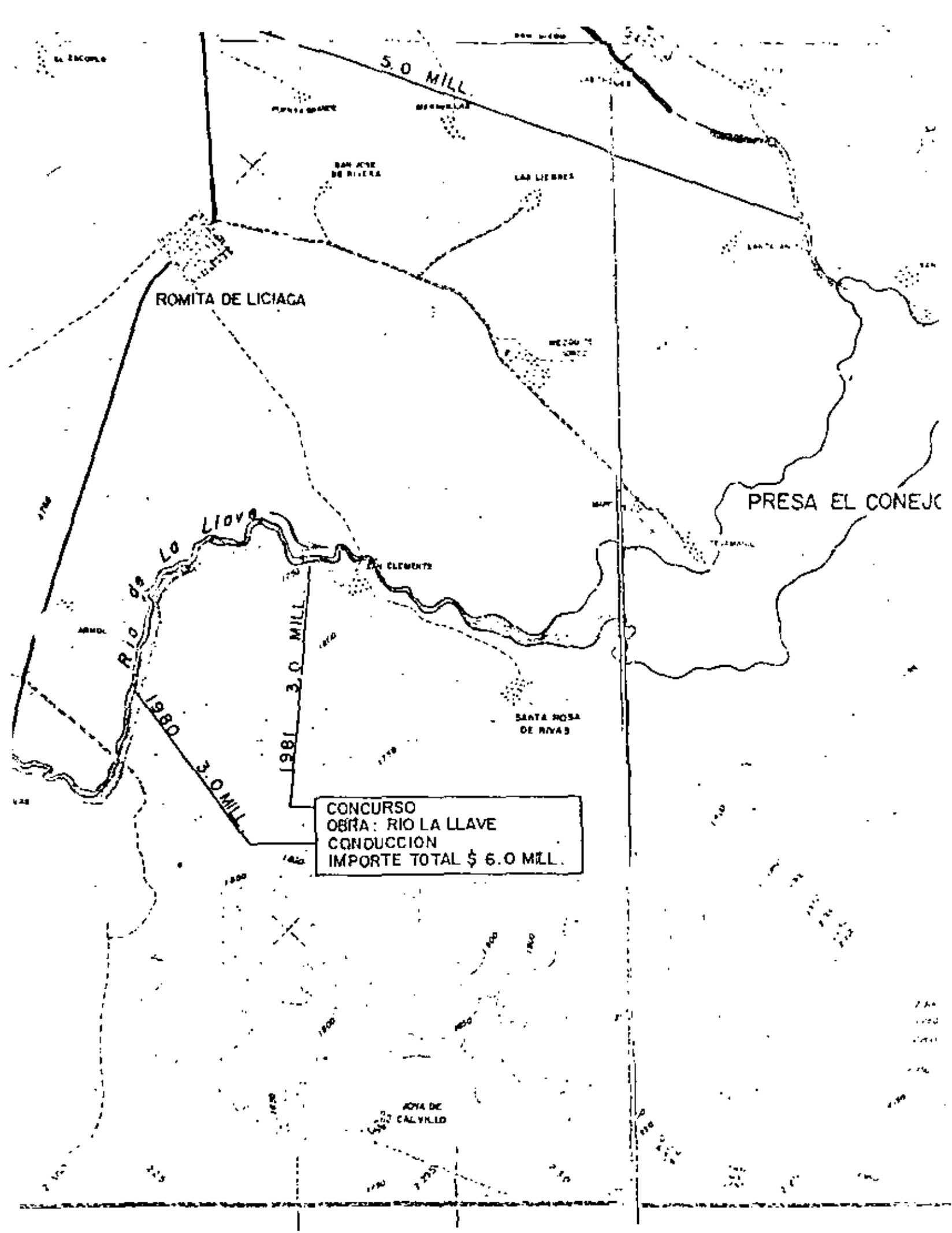
Pr. "La Purísima" - Río Silao	461 415.90 KMTS.
Pr. "Chichimequillas" - Praso "El Conejo II"	KMTS
Pr. "El Conejo II" - Río Lerma	KMTS
Praso "La Garda" - Praso "El Conejo II"	141 000 KMTS
Praso "La Garda" - Río Silao	KMTS





PRESA "LA GAVIA"

LEGENDA CERRILLO CERRILLO CENTRALES	
0 100 200 300	Escala 1:50,000 1 cm = 500 m



ROMITA DE LICIAAGA

PRESA EL CONEJO

RIO DE LA LLAVE

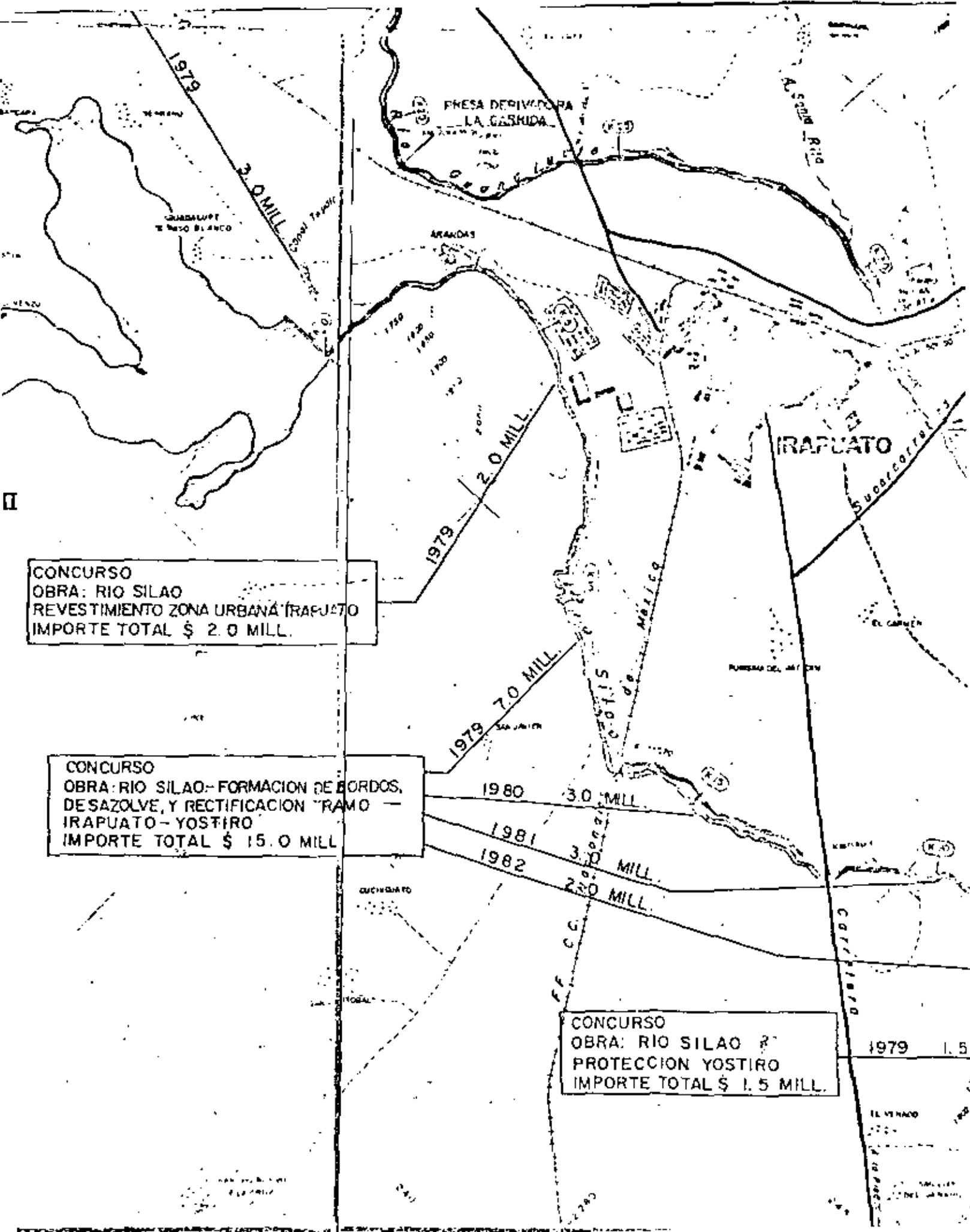
CONCURSO
OBRA: RIO LA LLAVE
CONDUCCION
IMPORTE TOTAL \$ 6.0 MILL.

5.0 MILL

3.0 MILL

3.0 MILL

ROYA DE CALVILLO



CONCURSO
 OBRA: RIO SILAO
 REVESTIMIENTO ZONA URBANA IRAPUATO
 IMPORTE TOTAL \$ 2.0 MILL.

CONCURSO
 OBRA: RIO SILAO- FORMACION DE BORDOS,
 DESAZOLVE, Y RECTIFICACION RAMO
 IRAPUATO- YOSTIRO
 IMPORTE TOTAL \$ 15.0 MILL

CONCURSO
 OBRA: RIO SILAO
 PROTECCION YOSTIRO
 IMPORTE TOTAL \$ 1.5 MILL.

1979

3.0 MILL

1979

2.0 MILL

1979 7.0 MILL

1980

3.0 MILL

1981

3.0 MILL

1982

2.0 MILL

1979 1.5

FRESA DERIVADORA LA GASHIDA

ARANDAS

IRAPUATO

EL CARMEN

PUEBLO DEL AYUTLA

GUICHUATO

CARRILLO

EL VENADO

EL VENADO

AGUA SANTA RIO

ESTADO DE MEXICO

R.F.C.G.

(R-40)

(R-50)

(R-5)

GUADALUPE DE ROSO BLANCO

VENADO

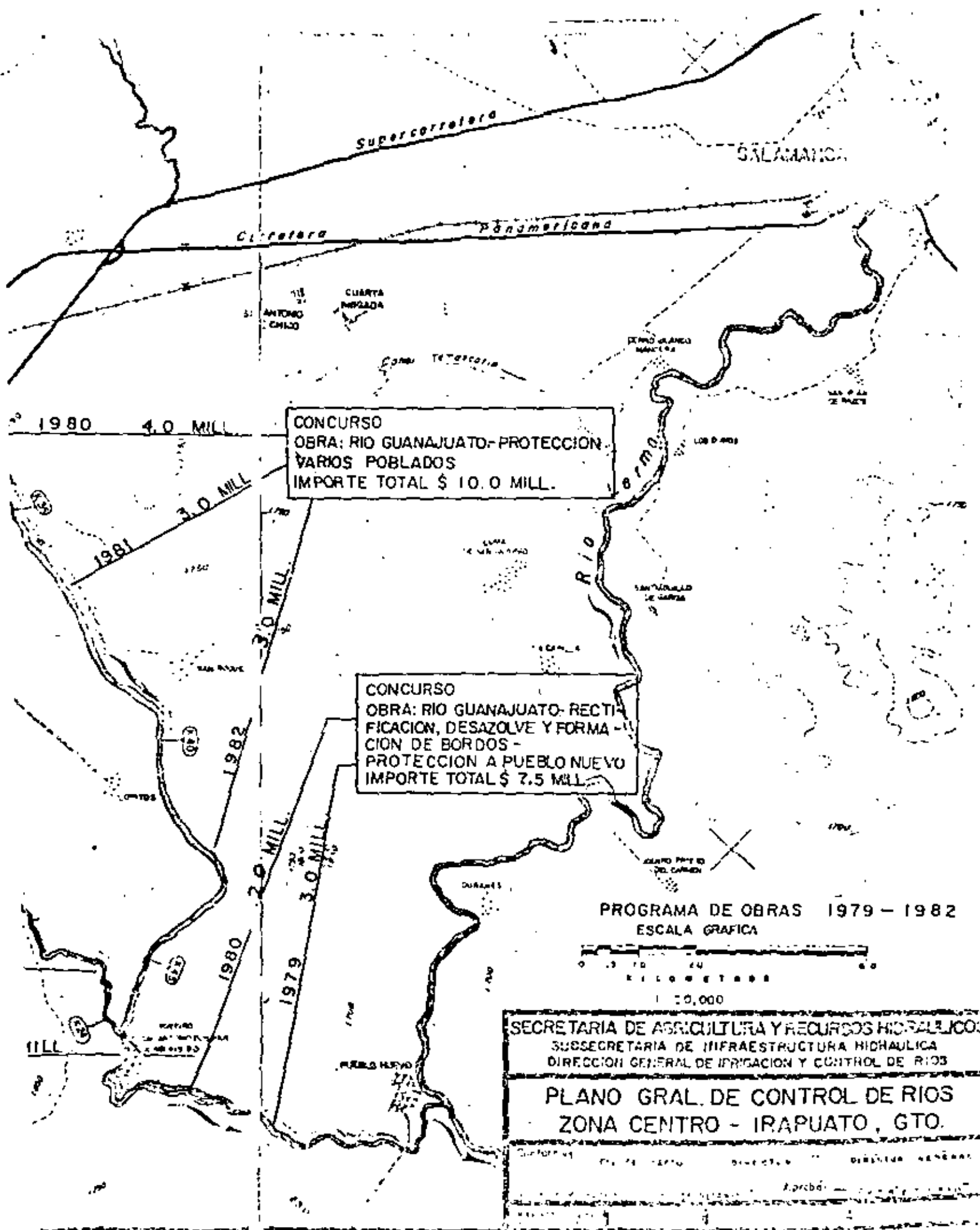
VENADO

VENADO

VENADO

VENADO

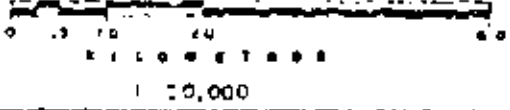
II



CONCURSO
 OBRA: RIO GUANAJUATO- PROTECCION
 VARIOS POBLADOS
 IMPORTE TOTAL \$ 10.0 MILL.

CONCURSO
 OBRA: RIO GUANAJUATO- RECTI-
 FICACION, DESAZOLVE Y FORMA-
 CION DE BORDOS -
 PROTECCION A PUEBLO NUEVO
 IMPORTE TOTAL \$ 7.5 MILL.

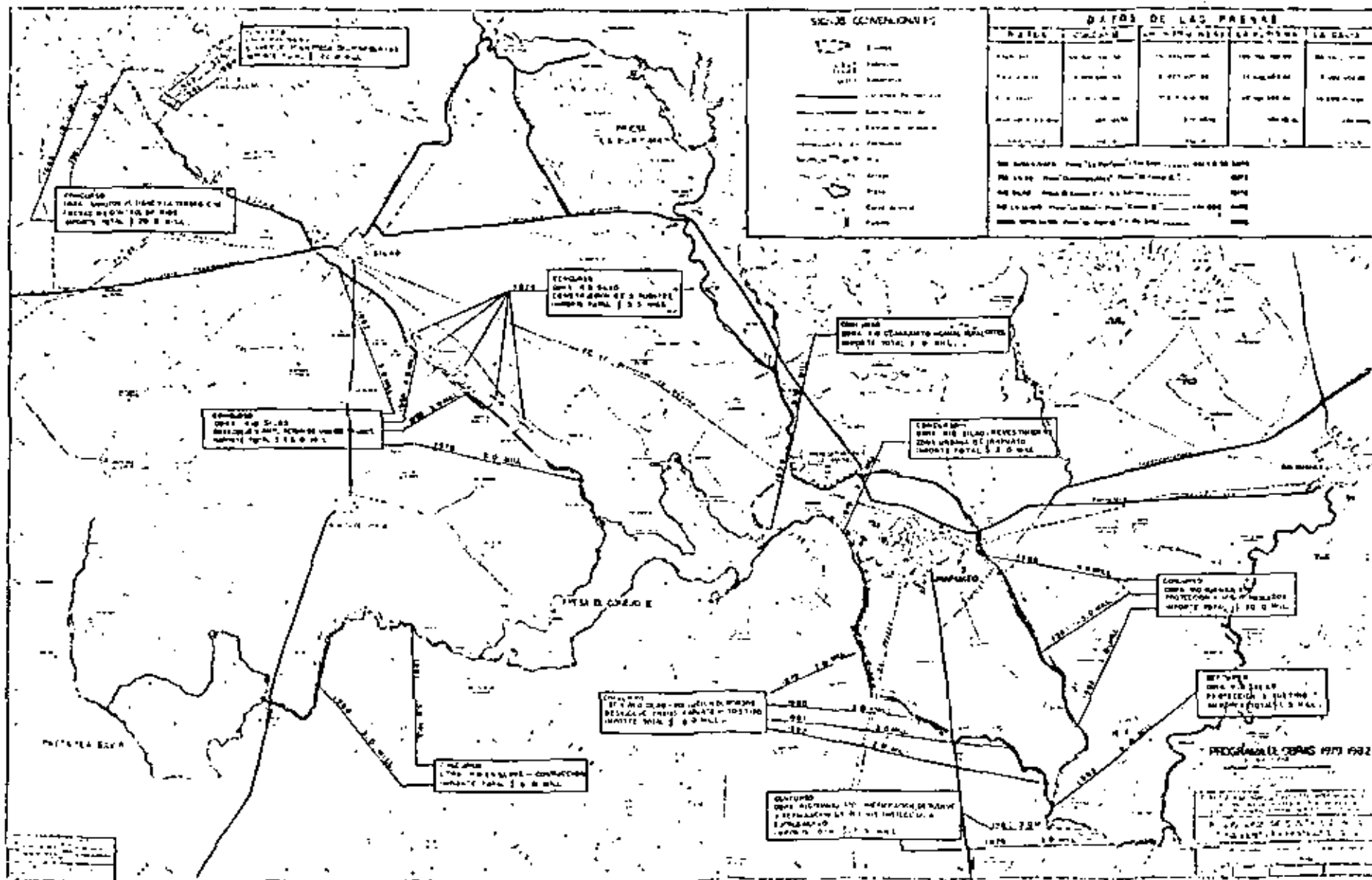
PROGRAMA DE OBRAS 1979 - 1982
 ESCALA GRAFICA

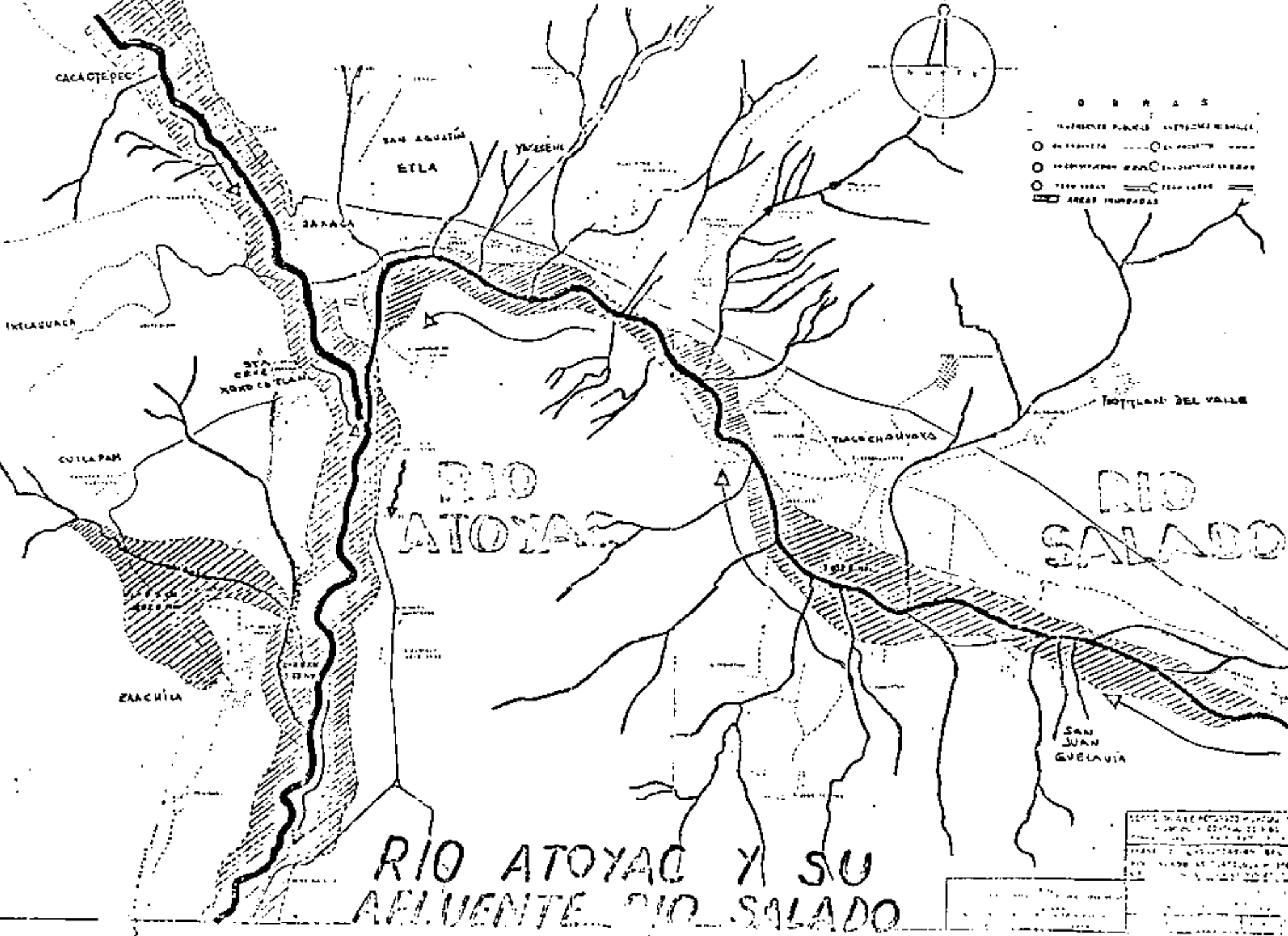


SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

PLANO GRAL. DE CONTROL DE RIOS
 ZONA CENTRO - IRAPUATO, GTO.

Director General de Irrigación y Control de Ríos
 Director General

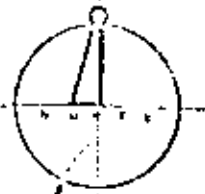




CACAOTEPEC

SAN AGUSTÍN
ETLA

YACESEÑE



- OBRAS**
- ANTIQUO PUENTE
 - PUENTE
 - DAMO
 - TUNEL
 - AREA INUNDADA
 - ANTIQUO CANAL
 - CANAL
 - CANAL
 - CANAL
 - CANAL

IXELASUACA

STA. CRISTINA
XOXO CO TLALAM

CUTLAPAM

RIO
ATOYAC

TACHAHUATO

RIO
SALADO

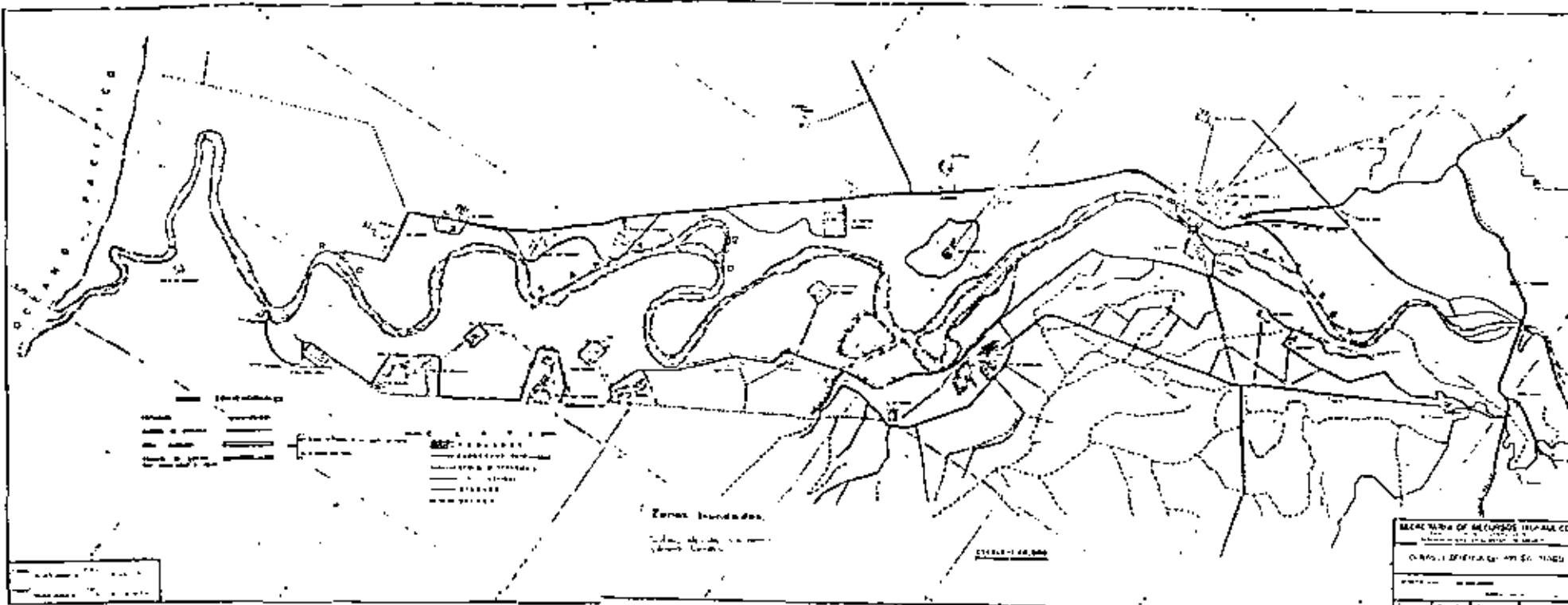
TOTOTLAN DEL VALLE

ZACHILA

SAN
JUAN
GUELAVIA

RIO ATOYAC Y SU
AFLUENTE RIO SALADO

SECCION DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL
CANAL DE ATOYAC Y SALADO
ESTADO DE OAXACA
MEXICO
1950



--- Camino
--- Camino
--- Camino
--- Camino
--- Camino

--- Zona Insular
--- Zona Insular
--- Zona Insular
--- Zona Insular
--- Zona Insular

Zona Insular
Código de identificación
de la Zona Insular

ESCALA: 1:50,000

REGION DE MALDONADO, URUGUAY
CARTAS DE BARRIO: 100-21-100



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

TIPO DE ESTRUCTURAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS
CRITERIOS DE DISEÑO Y REVISIÓN DE OBRAS FLUVIALES

ING. GUILLERMO VELEZ VALADEZ

FEBRERO, 1979

I N D I C E

a.1.- INTRODUCCION

a.2.- PRESAS DERIVADORAS

a.2.1.- Objeto

a.2.2.- Selección

a.2.3.- Localización

a.2.4.- Estructuras que integran una Presa Derivadora

a.3.- PRESAS DE ALMACENAMIENTO

a.3.1.- Generalidades

a.3.2.- Presas de Tierra

a.3.3.- Presas de Enrocamiento

a.3.4.- Presas de Concreto Tipo Gravedad

a.3.5.- Presas de Concreto Armado

a.4.- PRESAS REGULADORAS

a.5.- REPRESAS

a.6.- CANALES DE ALIVIO

a.7.- DESVIO PARCIAL DE AGUAS EN FORMA TEMPORAL HACIA ZONAS DE
POCA UTILIDAD O LAGUNAS ADYACENTES.

a.8.- BORDOS PERIMETRALES

a.9.- BORDOS MARGINALES

a.10.- CORTE DE MEANDROS

a.11.- ESPIGONES

a.1.- INTRODUCCION

Resulta difícil predecir hasta qué punto pueden protegerse las zonas afectadas por los desbordamientos e inundaciones que provocan las avenidas máximas en los ríos, ya que aún contando con ciertas obras de protección, existe la posibilidad de que vuelvan a inundarse, aunque con menos frecuencia y de menor importancia.

Según experiencias, se ha demostrado que no deben hacerse trabajos parciales de control de zonas aisladas, pues es necesario abarcar una cuenca o subcuenca, principiando por las vertientes superiores.

Para establecer normas o principios generales recomendables en toda obra de Control de Ríos, y como premisa fundamental, deberá tenerse en cuenta que existe una estrecha relación entre agua, vegetación y suelo. Es inadmisibles pensar en el control de agua o el aprovechamiento de cualquiera de estos recursos separadamente; es indispensable prestar atención a los tres simultánea y coordinadamente, por las acciones mutuas y recíprocas que ejercen unos sobre otros, en una cuenca.

En general, para las cuatro zonas en que se divide una cuenca (superior, media inferior y desembocadura), se recomiendan los siguientes puntos:

- 1.- Debe controlarse el escurrimiento del agua desde sus orígenes en las partes más altas de las vertientes, para que no se precipite en forma torrencial por las laderas y ocasione la erosión del suelo. Para ello es preciso hacer reformas, pastizaciones, pequeños vasos de regularización y -

los trabajos clásicos de conservación del suelo y agua (terrazas).

- 2.- En la parte media de las cuencas, deben construirse Presas de Regularización y de Almacenamiento, que retengan los grandes volúmenes de agua que llegan en unas cuantas horas, para dejar pasar las aguas que de antemano se sabe que no causarán perjuicios en la parte baja. Se procurará que los vasos sean de uso múltiple para control de avenidas, riego y generación de energía eléctrica. Estos vasos siempre se localizan donde se ensancha el cauce del río y se forman valles aptos para la agricultura, donde se establecen por razón natural, los centros de población. Así, la construcción de las presas se hace necesaria, porque por cada Ha. inundada por el embalse de la presa, pueden protegerse por ejemplo, 10 o 20 Has., aguas abajo.
- 3.- En el cauce inferior del río, frecuentemente se construyen, después de haber hecho las Presas, bordos de tierra más o menos paralelos a las márgenes, para confinar las aguas y evitar que inunden los terrenos aledaños con las descargas de los vertedores de demasías de las Presas. Además, como en esta parte inferior los cauces son divagantes, se hacen rectificaciones con el corte de meadros, disminuyendo su longitud, aumentando su pendiente, velocidad y caudal.
- 4.- Cerca de la desembocadura al mar, la pendiente de los ríos es casi nula, la velocidad disminuye y se depositan los azolves, formando las deltas y las barras. Las aguas se remansan e inundan durante las crecientes, las zonas situadas varios kilómetros aguas arriba.

a.2.- PRESAS DERIVADORAS

a.2.1.- Objeto.

Es una estructura que obstruye el cauce de un río o arroyo con la finalidad primordial de elevar el tirante del agua en el mismo y mantenerlo con la carga necesaria para derivar un gasto determinado y poder satisfacer las demandas de un canal, una planta de bombeo. Además, se requiere que funcione en forma apropiada como vertedor, para dar paso a las avenidas.

Generalmente se construyen las presas derivadoras en corrientes de anchos considerables, con relación al caudal de escurrimiento, ya que el cauce del río en épocas de estiaje, se subdivide en pequeños cauces, lo que hace imposible recoger el total o la mayor parte del agua que escurre.

a.2.2.- Selección.

Para seleccionar el tipo de sección vertedora en un sitio determinado, se deben considerar los siguientes factores:

- a) Clase y resistencia de la cimentación.
- b) Disponibilidad de materiales de construcción.
- c) Necesidad de control en la cresta vertedora.
- d) Costos.

a.2.3.- Localización.

En una corriente se presentan varios tramos en los cuales puede ser factible la construcción de la presa derivadora, debiéndose

elegir el que satisfaga los siguientes requisitos:

- a) Que el nivel del agua máxima en el sitio de la derivación, - sea suficiente para dominar la zona de riego.
- b) Que el terreno de cimentación sea resistente para soportar - el dique vertedor y sus estructuras.

Un factor decisivo para la localización, es estudiar la alternativa más económica entre:

- a) Localizar el sitio de un punto lejano a la zona de riego, -- construyendo un dique vertedor de mayor altura y un canal de conducción más corto, en un sitio cercano a la zona de riego.
- b) La construcción de un dique vertedor de mayor altura y un canal de conducción más corto.

a.2.4.- Estructuras que Integran una Presa Derivadora.

- a) Cortina.
 - b) Obra de Toma.
 - c) Estructura de Limpia o Desarenador.
 - d) Obras Complementarias.
- a) Cortina.

Es un dique vertedor construído sobre el cauce del río que - obstruye el escurrimiento del mismo. Se clasifica con res-- pecto a su:

1.- Planta en:

- a) Curva
- b) Recta

2.- Referente a la posición del eje de la cortina, en el sentido del escurrimiento del río en:

- a) Normal
- b) Esviajada

3.- Por lo que toca al flujo de avenidas:

- a) Vertedora
- b) No vertedora

4.- Con respecto al funcionamiento del paso del agua sobre la cresta:

- a) Controlada
- b) Sin control

5.- Teniendo en cuenta el terreno de cimentación:

- a) En roca
- b) En material de acarreo

6.- En cuanto a los materiales empleados:

- a) Concreto
- b) Mampostería
- c) Materiales graduados con enrocamiento con pantalla impermeable (tipo indio)

b) Obra de Toma.

Es una estructura que sirve para extraer en forma regulada, - gastos de un embalse, para conducirlos a un sistema de riego.

El propósito de la obra de toma, es controlar y regular el - gasto que entra al canal de conducción. La falla de la misma ocasionaría daños considerables al sistema de canales y a las tierras localizadas aguas abajo del canal de conducción. Este factor y la confiabilidad de operación, deben de tomarse en cuenta al diseñar la estructura.

La Obra de Toma deberá localizarse en un lugar apropiado, pa - ra evitar procedimientos de construcción costosos, como túne - les, cortes profundos, rasante del canal de conducción arri - ba del terreno natural, etc., en un lugar que no esté expues - to a las erosiones causadas por el río; donde se disponga de un terreno de cimentación resistente, impermeable, poco pro - fundo; en un tramo donde la velocidad del río sea menor que - la velocidad del canal de conducción para que los depósitos - se hagan en el río; se procurará que su ubicación esté cerca del dique vertedor y de la estructura de limpia, para que - los azolves depositados frente a ella, sean removidos efica^z - mente.

c) Estructura de Limpia o Desarenador.

Su función es desalojar el azolve depositado a la entrada de la obra de toma, y regular el nivel de aguas dentro de ciertos límites cuando sean pequeñas las variaciones del nivel - del río. Es recomendable instalar el desarenador tan cerca - de la obra de toma como sea posible, en dirección normal al-

eje del dique vertedor, para que su descarga sea paralela a la corriente del río, y consta de las siguientes partes:

- 1.- Canal de acceso o de llamada
- 2.- Estructura de limpia propiamente dicha
- 3.- Canal de salida o desafogue

d) Obras Complementarias.

- 1.- Puente vado, que se utiliza para el paso de vehículos de una margen a otra.
- 2.- Diques de tierra, que son secciones de tierra, que están constituidos por un núcleo central de arcilla compactada, debiéndose proteger sus taludes por capas de grava o rezaña y, éstas a su vez, por enrocamiento para garantizar su estabilidad. El ancho de la corona debe ser suficiente para permitir el tránsito de camiones o vehículos para inspección, mantenimiento y acceso a la sección vertedora y a las obras de toma.

Los taludes de aguas arriba se deben proteger en contra de la erosión producida por el oleaje y el trabajo destructivo de los roedores. Esta protección se puede proporcionar con roca. El talud de aguas abajo generalmente se protege con pasto, a menos que el nivel del agua alcanzado en épocas de avenidas, ascienda hasta una altura considerable sobre el terraplén. El bordo libre se proporciona para impedir derrames por acción del oleaje y para suministrar un factor adicional de seguridad.

a.3.- PRESAS DE ALMACENAMIENTO

a.3.1.- Generalidades.

Cuando se cierra una barranca con una cortina, se forma un depósito que permite almacenar el agua de las avenidas y después extraerla, de acuerdo a las necesidades de riego o generación de energía eléctrica. A este depósito se le llama presa de almacenamiento y puede considerarse como una de las obras más efectivas para el control de avenidas.

En base a los materiales de que están formadas, se clasifican en:

a.3.2.- Presas de Tierra.

a.3.3.- Presas de Enrocamiento.

a.3.4.- Presas de Concreto del tipo de Gravedad.

a.3.5.- Presas de Concreto Armado.

a.3.2.- Presas de Tierra.

Las cortinas de tierra están formadas de materiales que generalmente se toma de las cercanías del sitio de la boquilla, teniendo en cuenta la forma de diseñarlas, se constituyen los siguientes grupos:

- De simple terraplén.
- De distintos materiales en la sección (materiales graduados).
- De diafragma.

a.3.2.1.- Cortina de Simple Terraplén.

Este tipo consiste en que el dique se forma de un mismo material, lo más uniforme que sea posible, en toda su sección transversal sin diafragmas, ni núcleos de material especial. El ta-

lud de aguas arriba pueda tener un recubrimiento de material más impermeable, el cual puede extenderse en el fondo del cauce.

a.3.2.2.- Cortina de Distinto Material en la Sección.

Este es el tipo más utilizado; su sección se encuentra formada de diversas partes, cada una de las cuales está hecha de material diferente y seleccionado. Una de estas partes se construye con el material más impermeable y forma el núcleo. Estos diques pueden tener un recubrimiento en el talud de aguas arriba.

a.3.2.3.- Cortina con Diafragma.

Este tipo tiene un diafragma impermeable generalmente angosto, formado por concreto, madera o acero. En este tipo se encuentran los diques de diafragma parcial. En el tipo de diafragma completo, éste se extiende de la parte más alta en que se satura el dique, hasta la cimentación donde se encuentra una capa prácticamente impermeable. El tipo con diafragma parcial es aquel en que el diafragma, o no llega hasta el nivel máximo en que pueda saturar el dique, o bien puede no llegar a la cimentación impermeable, sino que el diafragma llega sólo a la profundidad necesaria para que dentro de la cimentación permeable se obligue al agua a hacer un recorrido igual al paso de la filtración; a este diafragma se le llama generalmente dentellón.

a.3.3.- Presas de Enrocamiento.

Las presas de enrocamiento son terraplenes formados por fragmento de roca de varios tamaños, cuya función es dar estabilidad, por medio de una membrana que es la que proporciona impermeabilidad.

Se han utilizado muchos materiales diferentes para la formación de la membrana, incluyendo la tierra, el concreto, el acero, el asfalto y la madera. El costo de producción de grandes cantidades de roca para la construcción de presas de enrocamiento, hace que este tipo de presas sea económico, solamente en las regiones donde el costo del concreto sea elevado, o en las regiones donde hay escasez de materiales para terraplenes y el único material de que se dispone es la roca dura.

La membrana impermeable debe construirse en el talud de aguas arriba, donde se puede observar su estado cuando se vacía y así se pueden efectuar las reparaciones necesarias. Los requisitos de la cimentación en este tipo de presas, son menos exigentes que los necesarios para las presas de gravedad de concreto, pero más que los necesarios para las presas de tierra.

a.3.4.- Presas de Concreto del Tipo de Gravedad.

Las presas de concreto son estructuras de dimensiones tales, que por su propio peso resisten las fuerzas que actúan en ellas. Si se construyen en cimentaciones buenas, las presas sólidas de concreto son estructuras permanentes, que requieren poca conservación; se adaptan en los lugares que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana; se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esa ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra. Para el proyecto de las presas de concreto del tipo de gravedad, es necesario determinar las fuerzas que se supone afectan la estabilidad de la estructura.

a.3.5.- Presas de Concreto Armado.

Se diseñan otros tipos de presas que son de concreto armado, -- del tipo de contrafuertes, y comprenden:

- a) Las de losas
- b) Las de arco

Requieren aproximadamente el 60 % menos de concreto que las presas macizas de gravedad. Pero los aumentos debidos a los moldes y al refuerzo de acero necesario, generalmente contrarrestan las economías en concreto. Generalmente este tipo de obra, no puede competir con los otros tipos de presas, cuando la mano de obra es cara.

Para el proyecto de las obras de contrafuertes, es de capital importancia el conocimiento y criterio que se adquiere de la experiencia especializada en este tipo de obras.

Como obras complementarias de las presas de almacenamiento, se tienen: el vertedor de demasfas, la obra de toma, diques, pero no se mencionan aquí, ya que se describieron en el inciso a.2 - (presas derivadoras) y vienen a ser lo mismo en cuanto a funciones y requisitos para su operación, localización, etc.

a.4.- PRESAS REGULADORAS

Estas estructuras se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos: en uno de ellos el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle -

o por los estratos de grava y arena de la cimentación, porque - su objeto principal es recargar los acuíferos. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos y se le llaman presas de arrastre.

a.5.- REPRESAS

Las represas son pequeñas presas que se emplean en los torrentes para disminuir la pendiente, evitar la erosión del lecho y consolidar las laderas por medio de la elevación del fondo. Su fabricación puede ser de concreto, mampostería, madera, o una combinación de estos materiales, de preferencia los que se localizan o abundan en los alrededores de la obra.

Al pie, aguas abajo, se debe construir una protección para evitar la socavación; como dato teórico, la longitud de la protección debe ser de 1.5 a 2 veces el desnivel.

a.6.- CANALES DE ALIVIO

Estos canales permiten el desvío definitivo de un volumen de agua considerable. Es un procedimiento que sirve para bajar la avenida del río en un cierto tramo y, por lo tanto, la reducción de la altura de los bordos. Su principal efectividad se nota aguas abajo de donde se hizo el desvío.

Para la operación de los canales de alivio, generalmente se requiere de estructuras derivadoras en el río por desviar y, en ocasiones, a la entrada del canal de alivio.

a.7.- DESVÍO PARCIAL DE AGUAS EN FORMA TEMPORAL, HACIA ZONAS DE POCA UTILIDAD O LAGUNAS ADYACENTES.

Uno de los principales problemas que se presentan al construirse bordos marginales, consiste en que al concentrar el pico del hidrograma a éstos, la elevación que requieren los bordos puede llegar a ser muy alta y consecuentemente muy costosa y, además, una falla de esta naturaleza puede ocasionar daños considerables. Esto puede remediarse dando una separación mayor entre los bordos y así poder diseñar bordos de una altura menor, pero hay veces que esto no es posible, ya que se pueden presentar problemas de tenencia de tierra; entonces una alternativa para reducir la altura y separación entre los bordos, es desviar el pico de la avenida hacia zonas previamente designadas como áreas de inundación, las cuales se pueden rodear también de bordos para delimitarlas y proporcionarles mayor volumen de control.

Estos almacenamientos deberán contar con estructuras de control adecuadas, tanto para el acceso como para el desfogue de las aguas inmediatamente después de ocurrida la avenida.

a.8.- BORDOS PERIMETRALES

Cuando una zona comienza a desarrollarse, es conveniente construir diques o bordos de protección alrededor de esa zona o centro de población. Estos tienen la ventaja de que no alteran el hidrograma normal del rfo y de este modo se evitan problemas que pudieran presentarse aguas arriba (si la pendiente es suave), o bien aguas abajo. Este método es conveniente y económico en las zonas donde no se tienen estudios hidrológicos completos, de la corriente que se quiere manejar, y hasta si no se tiene ningún estudio.

a.9.- BORDOS MARGINALES

Este es uno de los métodos más efectivos y más usuales para proteger las márgenes de un río contra las inundaciones, ya que encausan la corriente para gastos que antes de construirse los bordos, anegaban las tierras vecinas.

La altura de los bordos tiene que ser relativamente reducida por razones constructivas y económicas; lo mismo puede decirse respecto a la separación de los bordos, lo cual trae consigo una limitación en la magnitud del gasto que puede conducir. Por las razones expuestas se puede sugerir que, este tipo de obras puede quedar dentro de la seguridad, si se trabaja con períodos de retorno de 50 años, la construcción de bordos puede traer consigo un falso sentido de seguridad, por lo que debe hacerse del conocimiento de la obra, a los habitantes de la zona protegida de esta manera, ya que como se dijo anteriormente, para proteger definitivamente una zona de inundaciones frecuentes, es indispensable la construcción de Presas de Almacenamiento, para el control de avenidas aguas arriba de la zona que se protegerá con bordos marginales.

Es de hacerse notar la necesidad de proteger los taludes del lado mojado de los bordos, para evitar las erosiones, ya sea sembrando pasto, enrocamientos o gaviones; así como también al pie del talud se pueden utilizar tablaestacados de madera, concreto o acero para protección contra la socavación en esa zona y mantener la estabilidad del mismo.

También es conveniente poner un recubrimiento a la corona del bordo, ya que estas protecciones marginales comúnmente se utilizan como bordo-camino.

a.10.- CORTE DE MEANDROS

Se lleva a cabo la eliminación de los meandros, cuando el cauce nuevo se alojará en terrenos que nunca o raras veces han sido cruzados por las avenidas. En algunos casos se excava únicamente una parte en forma de cauce piloto y el resto se deja a que sea labor de la fuerza de la corriente del agua. Con este método la longitud del cauce, se incrementa la pendiente, la velocidad y el caudal, por lo que existe una tendencia a erosionar el fondo y las paredes del río, ya que se incrementa la capacidad de transportar sólidos. Aguas abajo del corte, el cauce conserva su capacidad original de transporte de sólidos, por lo que el material de transporte excedente de aguas arriba, tiende a depositarse en esos sitios, disminuyendo su capacidad de conducción.

a.11.- ESPIGONES

Son estructuras apoyadas o empotradas en la orilla de un río y que están dentro de la corriente. Desvían a la línea de la corriente, alejándola de la orilla, además facilitan que entre ellas se depositen los materiales que arrastra el río. Los espigones son simples de construir y mantener y por consiguiente económicos. El costo de su mantenimiento disminuye con el tiempo, ya que aún erosionada la punta de espigón, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uso de ellos no pone en serio peligro a los demás. Una de las desventajas que tienen es que aumentan la rugosidad en las orillas; no se pueden utilizar en ríos con curvas de radio muy reducido y no fijan en forma definitiva la orilla que están protegiendo.

b) CRITERIOS DE DISEÑO Y

REVISION DE OBRAS FLUVIALES

Ing. Laureano Mendoza Camacho.

Ing. Fernando A. Yáñez Mota.

I N D I C E

b.1.- I N T R O D U C C I O N

b.2.- D I S E Ñ O D E O B R A S

b.3.- Elementos necesarios para el Diseño de Obras Fluviales

b.3.1.- Levantamiento Topográfico.

b.3.2.- Estudio Hidrológico.

b.3.3.- Estudio Socio - Económico.

b.3.4.- Diseño Hidráulico.

b.3.5.- Condiciones Básicas de Diseño.

b.4.- E L A B O R A C I O N D E L P R O Y E C T O D E
F I N I T I V O

b.5.- R E V I S I O N D E O B R A S F L U V I A L E S

b.6.- C O N C L U S I O N E S

b.1.- I N T R O D U C C I O N

En el desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidrálicos, uno de los principales problemas corresponde a la plancación, diseño, construcción y operaciones para control y utilizacion del agua. Básicamente ésta es una funcion del Ingeniero Civil el cual debe de apoyar se en otros campos profesionales, para tener en cuenta las consideraciones económicas básicas, éticas y políticas, ligadas a criterios técnicos fundamentales de Hidrología, - Geología, Hidráulica y diseño estructural y otras especialidades de ciencias naturales y sociales.

Cada proyecto es un caso especial y único, ya que se encuentra a un grupo de condiciones físicas diferentes a -- las cuales debe adaptarse, debido a ésto es casi imposible, tener uniformidad en los criterios y no se debe caer en el riesgo de obtener diseños estandarizados o tipificados que lleven a soluciones simples, las cuales pueden -- ser inadecuadas para un problema específico.

Es importante establecer una metodología para el diseño - de las obras hidráulicas relacionadas con el control de - avenidas y de otro tipo de estructuras, la cual nos indicaría como dimensionar los elementos de la obra a partir de un procedimiento técnico rígido.

Para el diseño y revision desde el punto de vista hidrálico de estructuras de control de ríos, es importante definir la metodología a seguir en base a la informacion -- disponible y tipo de obra a proyectarse, no olvidando que

hay que partir de la idea de que las obras han de adaptarse hasta cierto punto a la naturaleza a menudo inestable del cauce de un río, sin que pierdan su coherencia y finalidad para el cual fueron destinadas.

No obstante, es importante puntualizar que para lograr un mejor desempeño al momento de elegir la solución o al efectuar la revisión, se tome en consideración la experiencia obtenida con el tiempo por parte del Ingeniero, el cual - tenga a su cargo una determinada obra fluvial o de cualquier otra índole, ya que con ello se podrá visualizar más ampliamente el proceso a seguir, tomando en cuenta que el trabajo realizado realmente cumpla con el objetivo para el cual fue hecho.

Será motivo de gran importancia, poder cumplir con los objetivos que se fijaron al trazar los siguientes lineamientos que normarán un criterio en el diseño y revisión de obras fluviales.

b.2.- DISEÑO DE OBRAS

Como punto de partida en el criterio que se debe tener para el diseño de obras fluviales, es el de conocer los diferentes tipos de obras y estructuras por medio de las cuales nos podremos valer al efectuar un proyecto, las cuales se clasifican en grandes y pequeñas dependiendo de su magnitud, siendo estas a su vez longitudinales o transversales según su posición respecto a la corriente.

De las diferentes obras con las que se cuentan podemos --

mencionar las siguientes:

- a) Bordos de protección
- b) Rectificaciones
- c) Protecciones marginales
- d) Cauce de alivio
- e) Puentes y vados
- f) Estructuras para control de azolves y erosiones
- g) Alcantarillas
- h) Sistemas de drenaje
- i) Estructuras combinadas
- j) Presas

Es de vital importancia para todo proyectista, el tener - el conocimiento del funcionamiento y diseño de todas las diferentes obras mencionadas, para así, poder efectuar la elección adecuada al resolver un problema.

Cabe mencionar, que la mejor elección que se realice para la construcción de una determinada obra, estará en función de los siguientes aspectos:

- a) Conocer ampliamente el problema por resolver.
- b) Analizar adecuadamente la relación beneficio-costos.
- c) En base a la solución o soluciones propuestas, conocer la disponibilidad de mano de obra, obtención de materiales y facilidad para transportar y elaborar equipo y materiales propios para la solución propuesta.
- d) Efectuar visitas periódicas al lugar, para poder determinar los períodos de construcción de las obras.

- e) Es de vital importancia para poder elegir la solución más adecuada, el tener conocimiento del sitio donde se puede ubicar las obras propuestas para poder conocer el índice de probables afectaciones que se generen con ésta. Es también importante el conocer el sentir de los beneficiados con las obras que se pretendan diseñar, ya que de ello puede depender que se haga una buena elección de la solución propuesta.

Es muy importante analizar los problemas fluviales debido a que su solución es muy compleja y se debe evitar a toda costa cualquier error que ponga en peligro el funcionamiento de la estructura, pues es de todos sabido que desde el punto de vista público, en el control de avenidas, se considera a los proyectos como perfectos, y que van a evitar las inundaciones todo el tiempo, lo que ocasiona que los habitantes se sientan seguros dentro de una protección que puede ser inadecuada y no tomar ninguna medida de prevención contra una posible falla de las estructuras, la que si llega a suceder ocasionaría graves daños dentro de los cuales podemos mencionar los siguientes:

- 1.- Pérdidas de vidas humanas.
- 2.- Destrucción de las construcciones urbanas.
- 3.- Pérdidas en la Ganadería.
- 4.- Pérdidas en la Agricultura.
- 5.- Interrupción o destrucción de las vías de comunicación.

- 6.- Interrupción a los servicios eléctricos, agua potable y drenaje.
- 7.- Propagación de enfermedades y epidemias.

b.3.- ELEMENTOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS FLUVIALES

Cualquier estructura fluvial tiene como finalidad modificar la forma natural del río en otra más favorable, para la agricultura, la ganadería, los núcleos de población, -- etc. Para poder efectuar un buen diseño es necesario contar con los estudios preliminares los que son la base de los proyectos y comprenden:

- 1.- Levantamiento topográfico del lugar en estudio.
- 2.- Estudio hidrológico del cauce en estudio.
- 3.- Datos del comportamiento hidráulico del cauce.
- 4.- Costo máximo probable que deben tener las obras que se pretendan proyectar.
- 5.- Información socio-económica del lugar.

b.3.1.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

De los datos que se necesitan al resolver un problema, es de vital importancia el tener lo más completo posible la información concerniente al levantamiento topográfico, debiendo ser ésta lo más actualizada posible, ya que de ello dependerá el no tener que efectuar modificaciones posteriores por no haber considerado algún punto de importancia al hacer los trazos de la solución propuesta.

Esta información topográfica deberá constar de lo siguiente:

b.3.1.1.- Planta Topográfica.- Esta deberá tener trazadas lo más exacto posible las curvas de nivel que nos representarán el lugar de problema, -- siendo estas plantas a una escala adecuada que permita trabajar con toda exactitud. Es importante que en cada planta estén indicados todos los elementos que constituyan un obstáculo o una ayuda, tales como: casas; bancos de préstamo (si existieran); terrenos de cultivo; estructuras existentes; caminos; etc.

b.3.1.2.- Secciones Transversales.- Es importante que todo proyecto tenga estos datos, ya que en algunas ocasiones puede presentarse que la planta tenga un error y por medio de las secciones se puede hacer la corrección. Estas secciones preferentemente deberán estar a una misma escala, si esto no sucede, el ingeniero deberá tener cuidado al efectuar un trazo tomando en cuenta las escalas a las que están trazadas dichas secciones.

Sería de mucho valor el poder tener marcadas en las secciones las huellas de los niveles máximos presentados en los períodos de avenidas máximas, ya que con este dato podremos evaluar mejor el gasto máximo con el cual diseñaremos nuestra obra.

b.3.1.3.- Poligonales de apoyo.- En toda la planta -- topográfica y secciones transversales, es ne

cesario que tengan indicadas la o las poligonales de apoyo por medio de la cual se efectúe el trazo, ya que por medio de ellas nos valdremos para ubicar una nueva poligonal o alguna estructura proyectada.

b.3.2.- ESTUDIO HIDROLOGICO

b.3.2.1.- Estudio Hidrológico.- El estudio hidrológico es de vital importancia, ya que nos proporciona el gasto de diseño en base a un período de retorno, el cual es asignado a un evento para el diseño de una obra hidráulica, ~~tomando~~ en cuenta:

- a) Costo de la obra.
- b) Daños que pueden tener al presentarse una falla.
- c) Costo de mantenimiento.
- d) Riesgo de vidas humanas.
- e) Relación de beneficio costo.

Normalmente es difícil tomar en cuenta los aspectos anteriores, por lo que es común utilizar para la selección del gasto de diseño, períodos de retorno y criterios preestablecidos. Cabe mencionar que los estudios hidrológicos generalmente se realizan por medio de métodos que pueden ser empíricos, estadísticos o racionales.

b.3.3.- Estudio Socio-Económicos.- Para todo proyecto es necesario contar con un estudio socio-económico del sitio problema, ya que por medio de éste podremos obtener datos que puedan permitir un mejor criterio para el diseño de una determinada obra propuesta.

Por medio de este estudio se puede obtener la relación de beneficio-costos e índices de afectación y beneficio, los cuales son parámetros definitivos en la construcción de cualquier tipo de obra.

b.3.4.- Diseño Hidráulico.- Una vez teniendo la topografía y el estudio hidrológico, se procede al tránsito de avenidas, el cual nos proporciona los niveles de agua y velocidades que se presentan en el cauce. Es recomendable efectuar este análisis considerando las condiciones naturales del cauce y posteriormente, suponiendo que ya existen las estructuras que se proyectan, con el objeto del poder conocer el comportamiento del río antes y después de la colocación de las estructuras, lo que nos lleva a obtener un mejor criterio en el diseño y dimensionamiento de las obras a proyectarse, las cuales pueden ser longitudinales o transversales, dependiendo del problema que se quiera resolver, el cual puede ser proteger contra inundaciones, erosiones y control de azolves.

Determinados los comportamientos del cauce y analizado el problema, se estará en condiciones de proponer una buena solución, siendo ésta, adecuada tanto técnica como económicamente para el problema que se quiera resolver.

Existen algunas estructuras cuyo diseño es muy complejo, debido a que alteran notablemente las características físicas de la corriente y es por esto que, se debe de tener cuidado al proyectar dichas obras (estructuras de cruce, presas, espigones, etc.), ya que pueden influir determinadamente fenómenos del tipo de remanso, socavaciones, erosiones marginales entre otras.

b.3.5.4 Consideraciones Básicas de Diseño.- A continuación mostraremos algunos criterios para el diseño de obras fluviales, que deben tomarse en cuenta en el criterio de las mismas.

b.3.5.1.- Altura de bordo.- La altura de bordo se fija a partir del nivel de agua máximo que haya registrado con anterioridad, el cual se puede observar en las huellas dejadas por la avenida máxima, o bien por los niveles de agua obtenidos al realizar el tránsito de avenidas para el gasto de diseño, el cual está asociado a un período de retorno, y dependerá generalmente de la disponibilidad económica. Además se incrementará con la altura de bordo libre.

b.3.5.2.- Taludes.- Los taludes dependerán del estudio de estabilidad del material que lo forme, procurando tener taludes que no sobrepasen el ángulo de fricción interna o de reposo del mismo

b.3.5.3.- Ancho de la Corona.- El ancho de la corona recomendable es de 3 m, el cual permite el tránsito del equipo para obtener una buena compactación. Este podrá

variar de acuerdo a los requerimientos que se presenten al efectuar la construcción.

b.3.5.4.- Tipo de Material.- Al formar un bordo es recomendable utilizar el material existe en la zona, el que puede ser permeable o impermeable, en caso de ser permeable el ancho de la base queda suspendido a un ancho no menor que la longitud de recorrido que resulte del estudio de infiltración y tubificación.

b.3.5.5.- Otro tipo de obras para el control de avenidas son las rectificaciones, los encausamientos y obras de desazolve. Para dimensionar las características de una rectificación, es necesario diseñar y comparar resultados por varios métodos, dentro de los cuales mencionaremos el de sección más estable por Blench y King, sección más económica y otros métodos, para que sirvan el diseño de canales, como lo son el de fuerza tractiva y el de velocidad máxima permisible. Una vez teniendo varias secciones cuyo funcionamiento hidráulico sea adecuado, se elige la que presente mayores ventajas -- constructivas y económicas ya que ésta será la óptima.

b.3.5.6.- Obras de Protección contra Erosiones.- Dentro de las estructuras que tienen como finalidad evitar o frenar los procesos erosivos podemos mencionar -- las presas de control de azolves y las protecciones -- marginales. Las presas de control de azolves tienen -- como finalidad proteger el tramo de aguas abajo contra un exceso de acarreo. Los terrenos sueltos o de roca blanda y el arrastre de la capa de tierra vegetal pro--

ducidos por las pendiente fuertes, son detenidas en estas estructuras, evitando así que en el tramo inferior del río constituyan un obstáculo que pueda ocasionar graves problemas. Las protecciones marginales frenan el proceso erosivo en la margen afectada que generalmente se ubican en las partes concavas de las curvas o en tramos que son afectados por el efecto de algún obstáculo que modifique el sentido de las líneas de corriente de un río. Estas obras generalmente se construyen de diferentes maneras, de las cuales mencionamos algunas:

- a) Chapas de enrocamiento.
- b) Revestimiento con gaviones.
- c) Revestimiento con bolsacreto.
- d) Estacados al pie del talud.
- e) Revestimiento de concreto.

La selección del tipo de obra a realizar está en función de las características hidráulicas y físicas de la corriente, como son velocidad, tirante, pendiente y material disponible que exista en la región.

b.3.5.7.- Existe gran variedad de obras que son construidas por el hombre en las corrientes naturales, las cuales se convierten en un obstáculo al flujo. Entre ellos podemos citar: los puentes, presas derivadoras para irrigación, pozos para toma de agua, espigones de encauzamiento o de protección, represas, esclusas, presas de almacenamiento y de otros tipos, los cuales modifican considerablemente las características de escu-

rrimimiento de la corriente, siendo así más complejo el diseño de ellas, teniéndose que analizar los efectos producidos por la construcción de dichas obras, ya sea aguas abajo o aguas arriba.

El efecto de los espigones es de mayor cuantía y su efecto principal se traduce en aumento de rugosidad en las orillas. El estrechamiento que ocasiona en la sección en donde se localizan, se compensa con un aumento de área hidráulica por la socavación local que se produce frente a ellos, como por el aumento general del tirante cuando se colocan muy cerca uno de otro.- Los pozos Raney producen una alteración muy localizada, la que se traduce en socavación local al pie de la estructura. Las pilas de puentes tienen el mismo efecto que los pozos, por lo que también causan socavación local.

b.4.- ELABORACION DEL PROYECTO DEFINITIVO

Como consecuencia del análisis detallado que de un problema específico se halla realizado, se obtienen diferentes soluciones de las cuales se eligirá la más conveniente, teniéndose la seguridad de que ésta cumplirá con los objetivos que se fijaron de antemano, siendo ésta la solución definitiva, restando únicamente la elaboración de planos, cuantificación de cantidades de obra y el costo total con lo cual puede dar por concluida la etapa de proyecto, quedando pendiente la construcción y mantenimiento, con lo cual se llega a la consumación de la obra.

b.5.- REVISION DE OBRAS FLUVIALES

En la construcción de obras fluviales y de cualquier otro tipo, frecuentemente se presentan problemas que pueden alterar el diseño original de éstas. Lo cual generalmente se debe a que en un momento dado la información existente no es la completa que se requiere, ocasionando con ello - que se generen efectos que puedan modificar el diseño original. En algunos casos las estructuras llegan a fallar parcial o totalmente por causas no previstas en su diseño.

Es de vital importancia que cualquier estructura cumpla con los lineamientos requeridos, los cuales han sido previamente establecidos en las normas y especificaciones para diseño, los que son producto de las experiencias obtenidas tanto en el laboratorio como en el campo.

b.5.1.- Lineamientos para Revisión de Obras Fluviales.

A continuación se explicarán brevemente algunos puntos que son importantes en la revisión de obras.

b.5.1.1.- Observar los efectos que ocasiona la existencia de una obra al modificar el cauce de un río, ya que en determinado momento el haber alterado -- las condiciones naturales se pueden presentar - beneficios o graves daños que cambien las condiciones económicas, ecológicas y sociales de la región.

b.5.1.2.- Otro punto que se debe tomar en cuenta al efectuar una revisión, es el de verificar si los li

neamientos marcados en el proyecto, fueron respetados en su mayoría y sólo cobinando los que a juicio del constructor fueron necesarios.

b.5.1.3.- Cuando por efecto de las condiciones naturales del lugar sea necesario modificar la localización o dimensiones de algún elemento de la obra es conveniente que estos cambios sean reportados y consignados a las autoridades o instituciones que hayan intervenido en la elaboración de dicho proyecto.

b.6.- CONCLUSIONES

Es necesario que las personas que se encarguen de diseñar o revisar un proyecto de obras de cualquier tipo, conozcan a fondo el problema con el objeto de que pueda dar o emitir una solución o recomendación adecuada al problema a tratar.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

METODOLOGIAS PARA LOS BANCOS DE INFORMACION

ING. PEDRO PABLO PUIG LLANO
ING. ALFREDO HECTOR PEYROT Y GONZALEZ
ING. JOAQUIN MONTERRUBIO GOMEZ

FEBRERO, 1979

METODOLOGÍAS PARA LOS BANCOS DE INFORMACION

POR: PEDRO PABLO PUIG LLANO*
ALFREDO HECTOR PEYROT Y GONZALEZ**
JOAQUIN MONTERUBIO GOMEZ***

- * Subdirector de Información y Coordinación.-Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica.
- ** Jefe del Departamento de Sistemas de Información.-Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica.
- *** Depto. de Sistemas.-Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica.

1.- INTRODUCCION

En este capítulo se comenta sobre las características generales de la información y los bancos de información para fines de control de ríos, de la consideración de dichas características se obtienen medidas de efectividad que orientan y norman el desarrollo, implementación y funcionamiento de los diversos tipos de bancos de información.

En el ámbito de control de ríos, la información puede considerarse un bien perecedero, esto significa que una de sus principales cualidades, debe ser su oportunidad. En su obtención y manejo, se vé afectada por "ruido" que afecta su confiabilidad o veracidad, ésta es otro de sus aspectos que puede ser empleado como medida de bondad.

Entre las cualidades distintivas de los bancos de información se destacan la cantidad de datos que contiene, el orden en que se organizan, la vigencia o actualización de los mismos, la facilidad y rapidez de acceso a ellos.

La finalidad con que se establecen dichos bancos es la de proporcionar información oportuna y suficiente para el aprovechamiento de los volúmenes escurridos, y la minimización de los posibles daños que éstos pueden provocar. Su contenido primordialmente consiste en datos hidrometeorológicos.

La creación de un banco de información generalmente surge de la necesidad de optimizar una acción en el tratamiento de información. De tal manera que la creación del banco de datos tenga - el caracter de solución de un problema, el cual puede ser, por ejemplo:

- a) Se tiene que manejar un volumen grande de información.
- b) El manejo de la información es inadecuado.
- c) Se requiere mayor agilidad en la consulta de la información.

Los casos anteriores son solamente algunas de las circunstancias que pueden llevar a la conclusión de que es necesario modificar o crear nuevos métodos y procedimientos de manejo de información.

Ejemplos de índices de acción a optimizar son los siguientes:

- a) Minimizar los errores que se producen al manipular la información.
- b) Reducir el tiempo de acceso a la información.
- c) Reducir costos de operación que involucra el tratamiento de dicha información.

La coordinación de las diferentes áreas involucradas en el proyecto, será vital en su desarrollo y éxito, para ello es conveniente considerar las siguientes recomendaciones.

A nivel directivo se deben ver todos los posibles aspectos de un argumento y sus posibles consecuencias, y se debe estar seguro de que desde las consideraciones iniciales, hay intervención de todas las diferentes áreas que se plantea tomen parte en el desarrollo del banco de datos. Es conveniente, que al menos -- una persona tenga un buen conocimiento de computación.

Los resultados de haber hecho suposiciones equívocas, en los caminos a la solución de un problema, es que serán también equívocos. Al hacer una justificación correcta de suposiciones, será posible identificar objetivos, darles prioridades al igual que esperar sus beneficios.

Existen dos tipos de información, activa y reactiva, el caso -- más común es información reactiva, típicamente datos históricos en sistemas, los cuales pueden cuando mucho producir una decisión reactiva ó simplemente no producir una reacción (lo cual es el caso de muchos sistemas actuales). Los sistemas de información deben tener en cuenta la información activa, o sea la que produce acciones relevantes.

La sofisticación de un banco de datos se incrementa conforme la complejidad y profundidad del problema se incrementa.

Es conveniente recordar que los datos son los ingredientes para un sistema de computación, el cual tiene como producto reportes de información, por tanto la utilidad de un dato depende de su proceso para una decisión.

El proceso de creación de un banco de datos, desde su concepción hasta su implantación se divide en las siguientes partes o grupos generales.

1.- Definición preliminar

- Definición del problema
- Determinar áreas involucradas
- Identificar necesidades
- Definir términos

- Desarrollar objetivos
 - Desarrollar metas para comparaciones
- 2.- Estudio de condiciones actuales.
 - Identificar y evaluar recursos
 - Establecer entradas iniciales, productos requeridos y funciones.
 - 3.- Metodos de solución (Proposiciones de)
 - Investigación de posibilidades técnicas.
 - 4.- Plan de desarrollo.
 - Clasificación de objetivos.
 - Preparar un plan de desarrollo asociando un posible - costo.
 - 5.- Diseño General.
 - Objetivos específicos
 - Restricciones: Internas
Externas
 - 6.- Diseño Detallado.
 - Desarrollo de procedimientos
 - Diseño de formas de alimentación al banco de datos.
 - Diseño de archivos.
 - 7.- Desarrollo del banco de datos.
 - 8.- Pruebas al banco de datos
 - 9.- Documentación
 - 10.- Implantación del banco de información

2.- NECESIDADES DE INFORMACION SEGUN EL CASO

A partir del ciclo hidrológico se pueden definir tres tipos de información para los fines del Control de Ríos:

Información Admosférica, Información Sobre Precipitación e Información Sobre ~~Deseubnimientos~~ y Almacenamientos.
ESCURRIMIENTOS

La intencidad de los fenómenos lluviosos le dá características dinámicas a la necesaria información, así los datos recopilados al principio de la temporada de lluvias, varían algunas de sus características a medida que esta época transcurre y adquiere matices muy particulares en situaciones extremas.

Se presenta un esquema en el cual se señalan los objetivos, algunos de los parámetros de interés, equipos empleados en la medición y organizaciones responsables de este último.

Elementos del ciclo hidrológico

Volumen

(Miles de millones de m³)
 Medio anual Almacenado

1. Agua atmosférica

• Precipitación (renovable)

1,530

2. Agua superficial

• Escurrimiento fluvial = Disponibilidad potencial renovable = escurrimiento superficial + flujo base.

410

• Almacenamiento
 Capacidad de lagos naturales
 Capacidad de vasos en operación y construcción.
 Evaporación de vasos y lagos

14

107

9.3

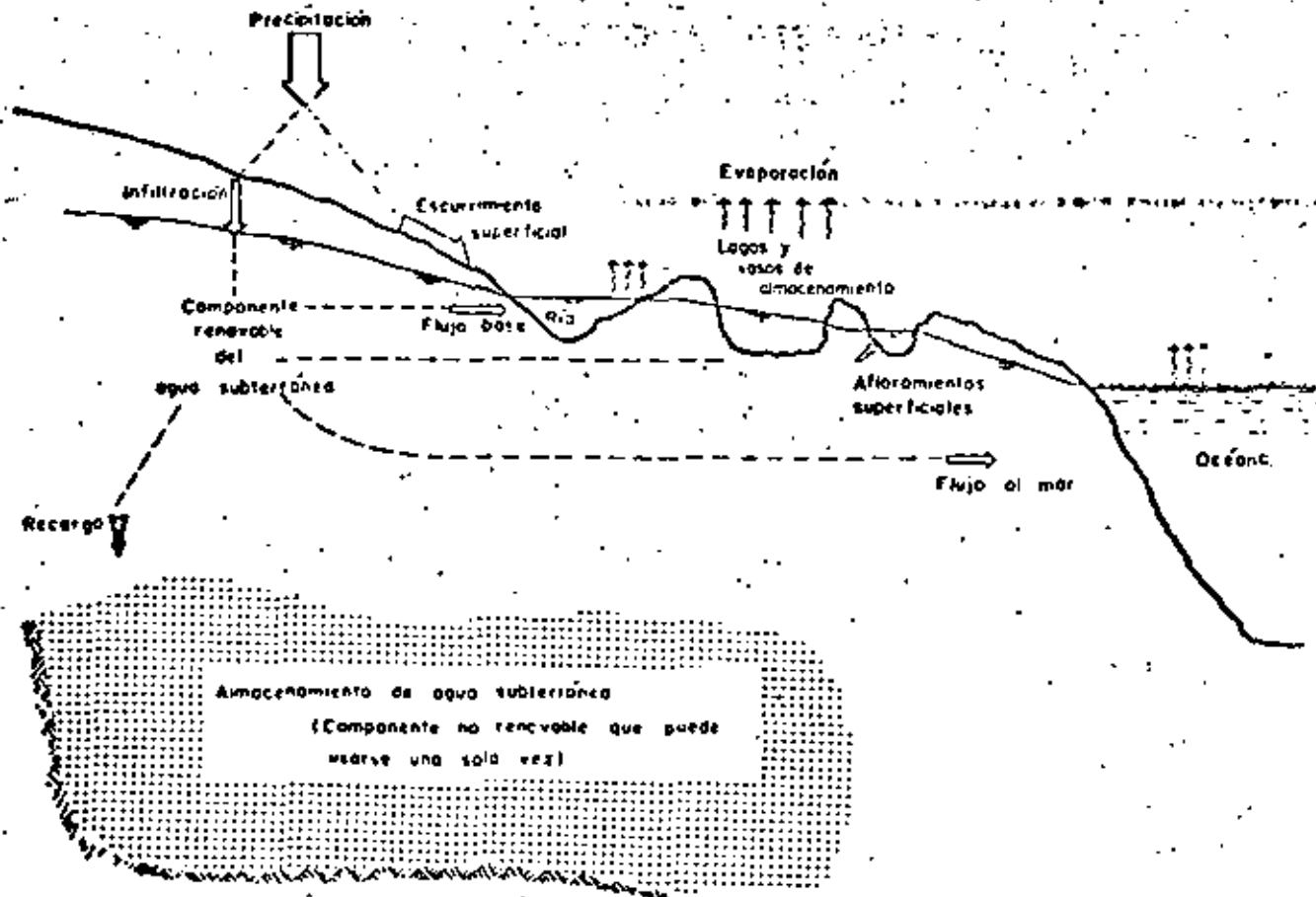
3. Agua subterránea
 Estimaciones regionales en el 37% del territorio nacional.

• Extracción permanente (renovable)

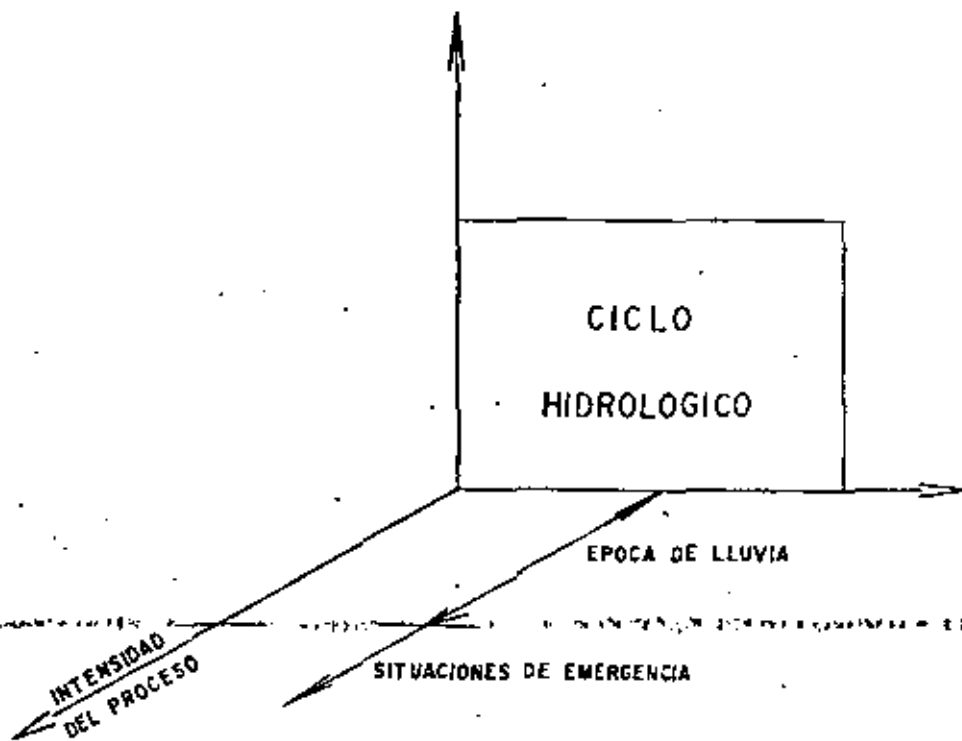
3 a 10

• Almacenamiento aprovechable para agricultura (no renovable)

60 a 80



NECESIDADES DE INFORMACION SEGUN EL CASO



EFFECTO DINAMICO DEPENDIENDO DE
LA INTENSIDAD DE LOS PROCESOS

	O B J E T I V O	PAROMETROS QUE SE MIDEN	METODO PARA MEDIRLOS	FUENTE DE INFORMACION
INFORMACION ADMOSFERICA	ESTABLECER PRONOSTICOS DE PRECIPITACION	Presión, Temperatura y Humedad en la Su- perficie. Presión, Temperatura y Humedad en la Al- tura. Humedad relativa	RADIOSONDEO HIDROMETRO	SERVICIO METEOROLO- GICO NACIONAL RAMSA
INFORMACION SOBRE PRECIPITACION	MEDICION DE LA CANTIDAD DE LLUVIA	Altura de lámina de agua en milímetros	PLUVIOMETROS PLUVIOGRAFOS	S A R H SUBDIR. HIDROLOGIA S M N C F E D F C I L A
INFORMACION DE ESCURRIMIENTO Y ALMACENAMIENTO	CONTROL DE AVENIDAS	Gasto Elevaciones Infiltración	SELECCION DE CONTROL LIMNIGRAFOS	S A R H SUBDIR. HIDROLOGIA C. AGUAS DEL VA. NEX. C. DEL PAPALOAPAN

4.- METODOLOGIA PARA LA CAPTURA Y VERIFICACION DE INFORMACION

La captación de la información tiene primordial importancia - dentro del desarrollo de un banco de datos ya que es prácticamente la estructura sobre la cual descansará la confiabilidad del banco.

Tanto la captura como la verificación de los datos dependen - en gran medida del caso específico de que se trate y por lo - tanto el establecimiento de métodos será también un problema - con un alto grado de particularidad.

Sin embargo, podemos establecer algunos puntos que deberán cu-
brirse siempre que se recabe información:

- 1.- Identificación de fuentes.- Se trata de localizar y - situar físicamente todos los puntos de donde puede - obtenerse la información.
- 2.- Cuantificación.- Estimar volúmenes para cada fuente.
- 3.- Clasificación.- En este punto deberá hacerse un análisis cualitativo de la información, con respecto a su confiabilidad, continuidad, uso, complejidad, etc.
- 4.- Proposición de alternativas de captura. Se sugieren las posibles técnicas por medio de las cuales puede - lograrse la recopilación.
- 5.- Selección de la mejor alternativa en base a una evaluación de las mismas, la cual desde luego involucra estudio de costos.
- 6.- Establecimiento y ejecución de la técnica de capta-
ción escogida.

Una vez establecida la técnica de captación deberá implantar - se un plan de verificación de la información; esto permitirá -

que la distorsión que sufran los datos durante su recopilación sea mínima. Dependiendo desde luego de la aplicación específica, podrán implementarse filtros de información que validen algunos aspectos de la misma, cifras de control para comparaciones, etc. que reducirán en determinadas formas la incidencia de errores. No obstante siempre existirá un riesgo con el dato de campo, ya que su confiabilidad queda totalmente a expensas de quien lo toma.

Citaremos ahora algunas técnicas tradicionales para recopilación de datos. La técnica más simple de acopio de información es la lectura física de un dato en el lugar donde se genera o produce.

Enseguida tendremos la recopilación de datos que se generan a distancia del punto de acopio; en este caso tenemos la siguiente clasificación de técnicas:

1.-Por el producto obtenido:

- a) Escrita
- b) Gráfica
- c) Audible

2.-Por el medio de transmisión:

- a) Ondas de radio
- b) Líneas de transmisión

3.-Por la forma de transmitirse:

- a) Analógica
- b) Digital

4.- Por el equipo empleado:

- a) Telégrafo
- b) Teléfono
- c) Teletipo
- d) Facsimil
- e) Radio
- f) Pantallas

Actualmente se desarrollan tecnologías de índole automático para la captura de datos; es decir, aquellas formas en las que la intervención del ser humano se minimiza .

En este punto se puede citar:

- a) Estaciones de monitoreo
- b) Redes telemétricas
- c) Equipos de creación directa de archivos magnéticos. Ejem: el equipo CYBERDATA con que cuenta la SARII, el cual permite la grabación de discos y cintas magnéticas con formato, lo cual disminuye el tiempo de creación de archivos, el costo (ya que no se usan tarjetas perforadas), - el número de programas de un sistema ya que no es necesario hacer programas de carga.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGIONES CON ALTA INTENSIDAD DE LLUVIA

ING. PEDRO PABLO PUIG LLANC

FEBRERO, 1979

1.- INTRODUCCION

Para definir las regiones con alta intensidad de lluvia es necesario considerar la forma como se distribuye la precipitación en el tiempo y en el espacio para esto se emplean los datos históricos de lluvia y una diversidad de técnicas. Se describen a continuación algunos de los resultados de este tipo de análisis y se comenta sobre las técnicas empleadas.

El uso de los datos de lluvia en Hidrología ha surgido, entre otras razones, por la facilidad y bajo costo en su recopilación.

De las alturas de lluvia se puede obtener información del flujo en cauces por medio de técnicas, que serán tratadas en capítulos posteriores y que brindan una precisión que en algunos casos es cercana a la de medición directa; también se pueden obtener valores extremos, precipitación máxima probable, mediante el empleo de técnicas de estadísticas de probabilidad.

La siguiente tabla recomienda tamaños de series históricas para diversos usos y persigue distribuciones de frecuencia estables.

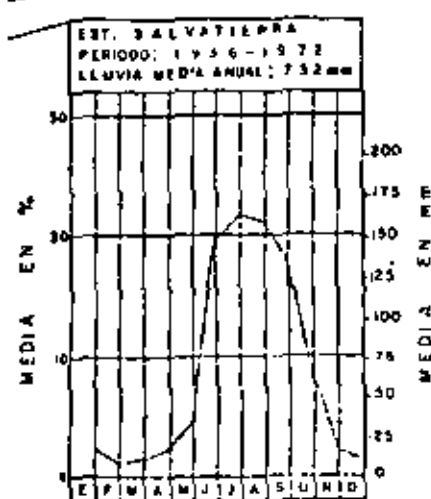
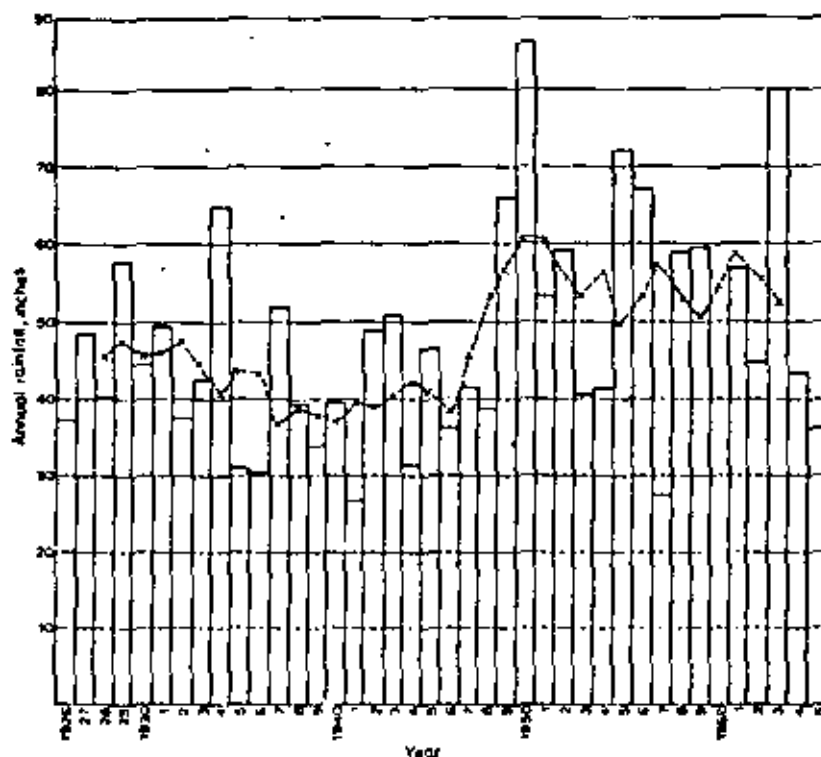
Tamaño requerido de las Series Históricas de Elementos Meteorológicos recomendado para obtener Distribuciones de Frecuencia Estables:

Elemento Climatérico	Reg. Extra Tropicales				Regiones Tropicales			
	Is.	Csta.	Valles	Monts.	Is.	Csta.	Valle	Monts.
Temperatura	10	15	15	25	5	8	10	15
Humedad	3	6	5	10	1	2	3	6
Precipitación	25	30	40	50	30	40	40	50
Nublado o Soleado	4	4	8	12	2	3	4	6

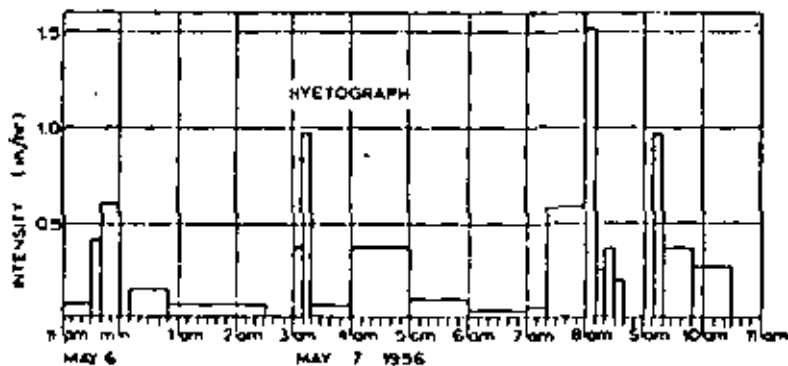
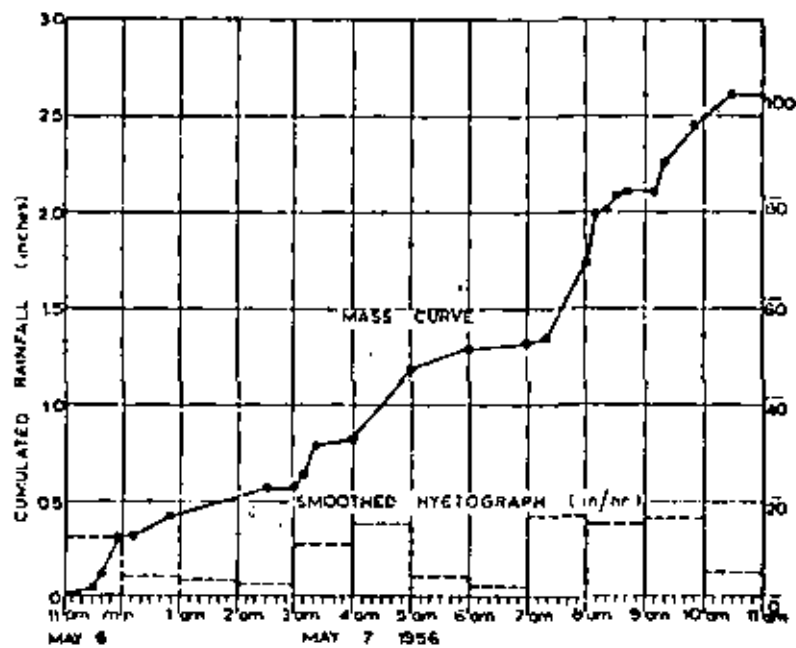
2.- LA PRECIPITACION Y SU RELACION CON EL TIEMPO

Análisis cronológico de la precipitación.

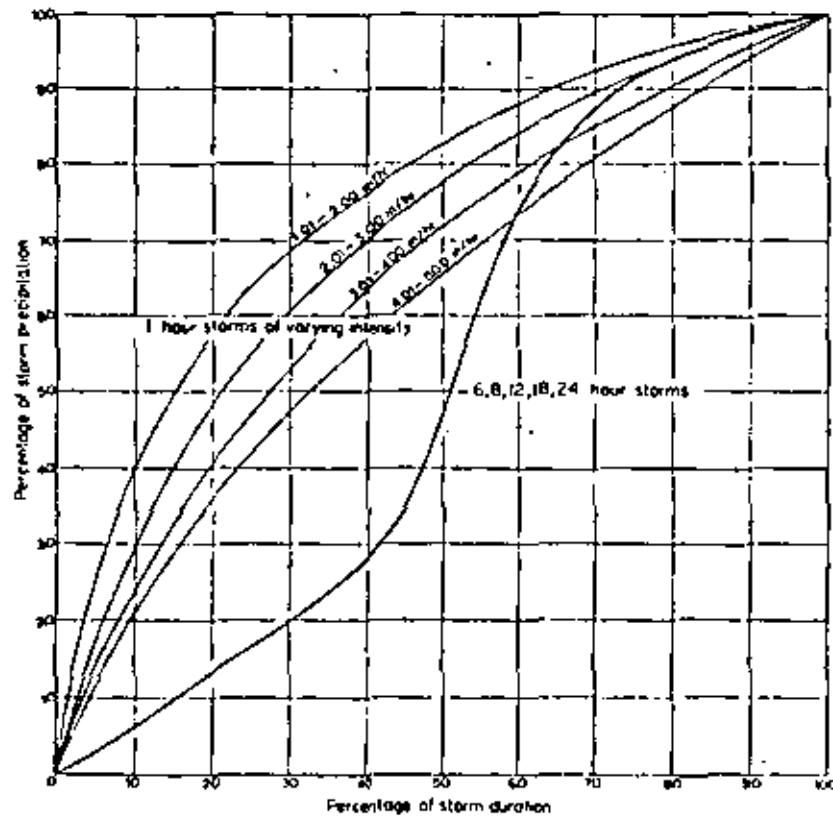
Consiste en ordenar la lluvia registrada con relación al tiempo. La forma usual de presentar los resultados es utilizar como unidad de tiempo años, meses, días u horas tal como se muestra en los siguientes ejemplos. Este tipo de análisis se utiliza principalmente para conocer la distribución de la precipitación en el tiempo:



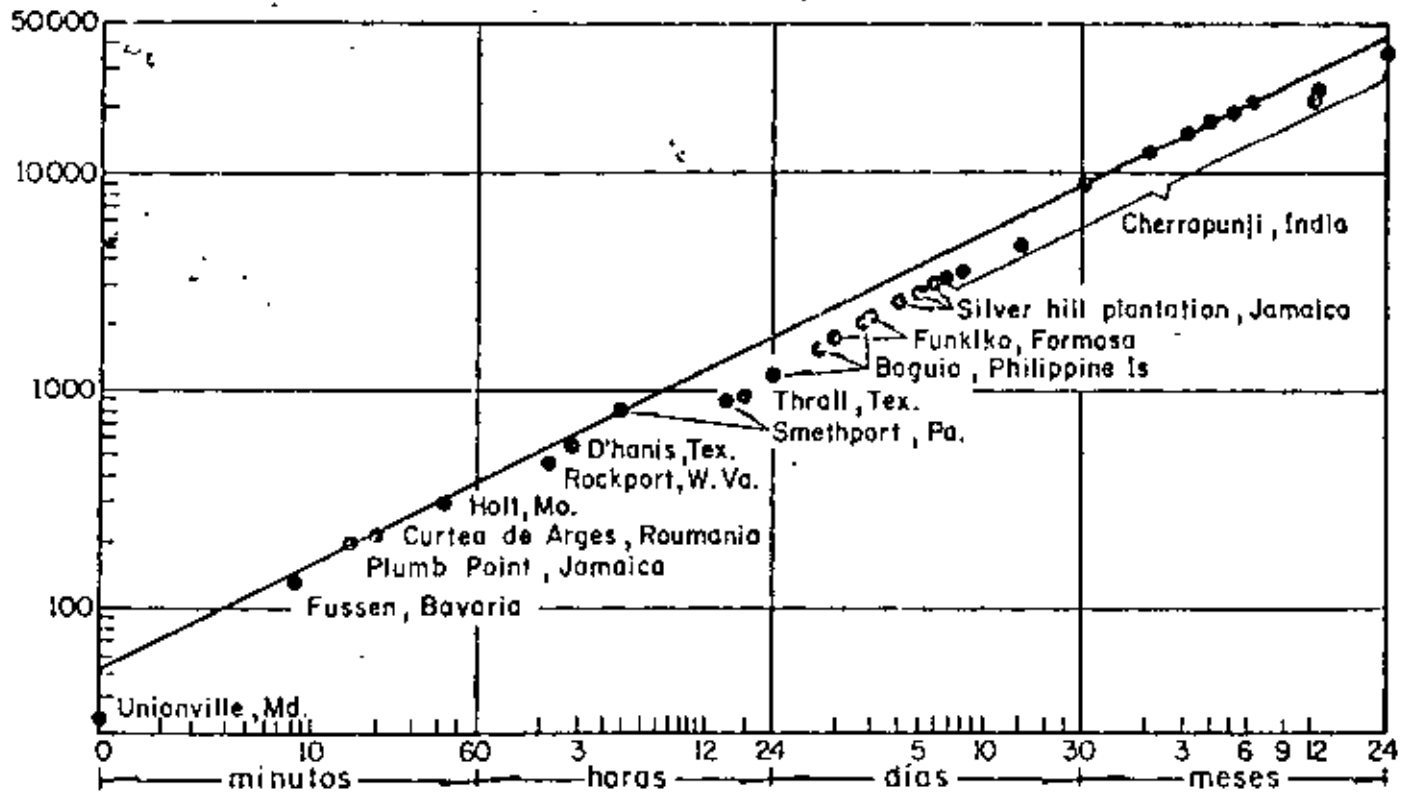
Disminuyendo la escala del tiempo tipos similares de gráficas se pueden construir para mostrar la variación horaria de una tormenta (hietograma) y la curva masa de la misma (precipitación acumulada).



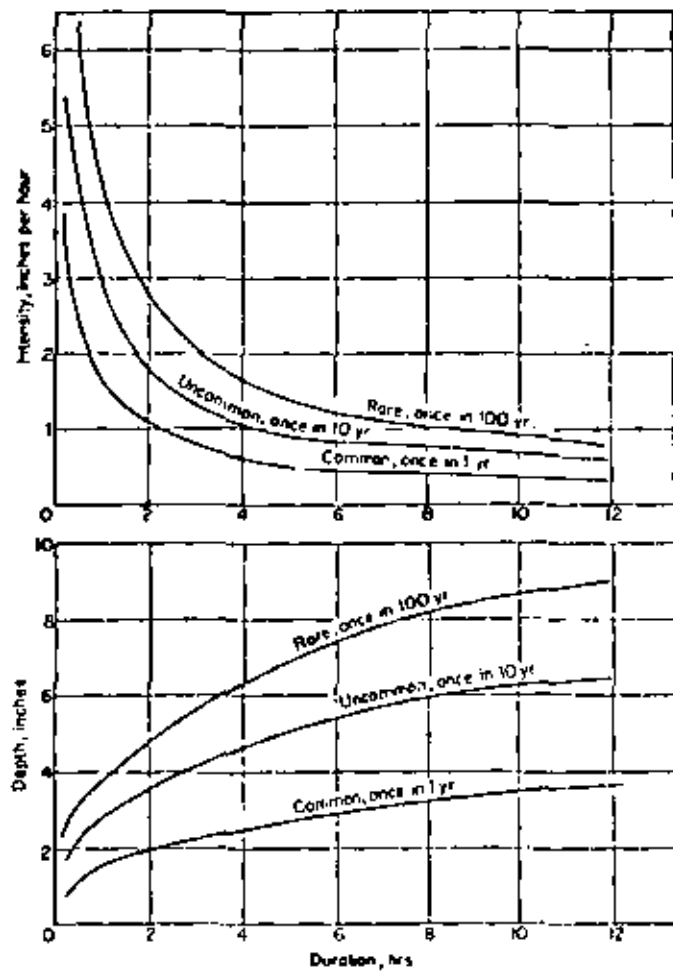
Utilizando técnicas estadísticas se puede establecer correlaciones entre la precipitación acumulada, la duración de las tormentas y la intensidad de lluvia tal como se muestra en la siguiente figura:



Altura de lluvia,
en mm



Del análisis de la intensidad y frecuencia de las tormentas se puede obtener los periodos de retorno de las mismas una de cuyas representaciones gráficas se muestra a continuación.



3.- LA PRECIPITACION Y SU RELACION EN EL ESPACIO

Los registros de pluviómetros o pluviógrafos, representan una muestra muy pequeña de la lluvia caída en un área. Sin embargo, existen técnicas, que permiten extrapolar los registros obtenidos en la red de estaciones de una región. En la siguiente figura se muestra la precipitación media anual en la República Mexicana expresada por medio de un mapa de isoyetas en un caso y otro que clasifica el tipo de precipitación acumulada.



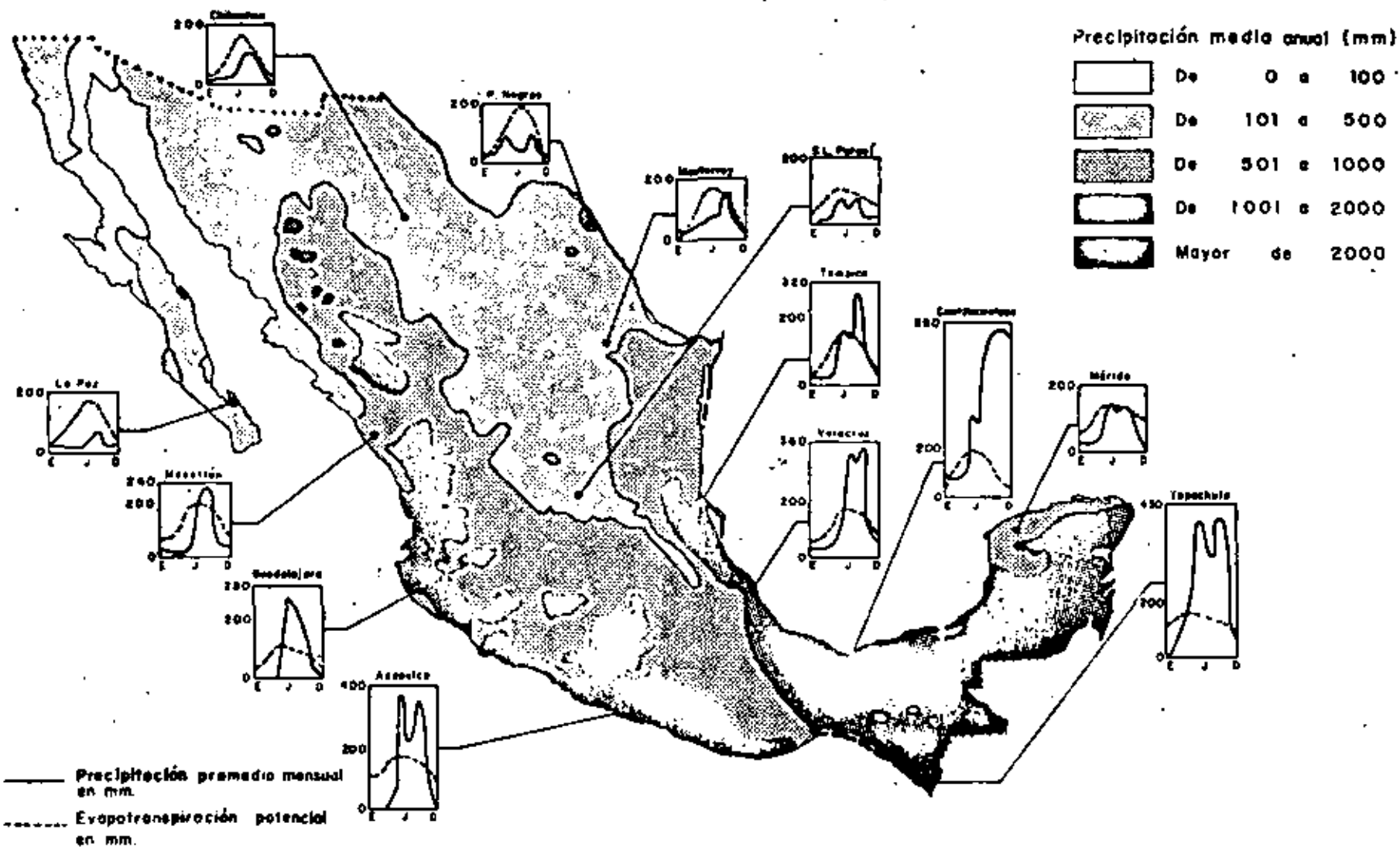
Isoyeta	Precipitación, en mm
0.1	100
0.2	200
0.3	300
0.5	500
1.0	1000
1.5	1500
2.0	2000
2.5	2500
3.0	3000
4.0	4000
5.0	5000

Precipitación media anual en la República Mexicana

(Datos tomados del plano obtenido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos)



Precipitación



Precipitación y evaporación potencial.

Para obtener las isoyetas, puntos de igual precipitación, de un área se emplean diversas técnicas la más sencilla consiste en interpolar linealmente entre estaciones. Utilizando diversas características de la precipitación se pueden obtener resultados semejantes a los que se muestran a continuación:


ESTADOS UNIDOS DE AMERICA



GOLFO DE MEXICO

OCEANO PACIFICO

SIMBOLOGIA

- +--- LIMITE DE ESTADO
- ~~~~~ RIO
-  ALMACENAMIENTO DE AGUA

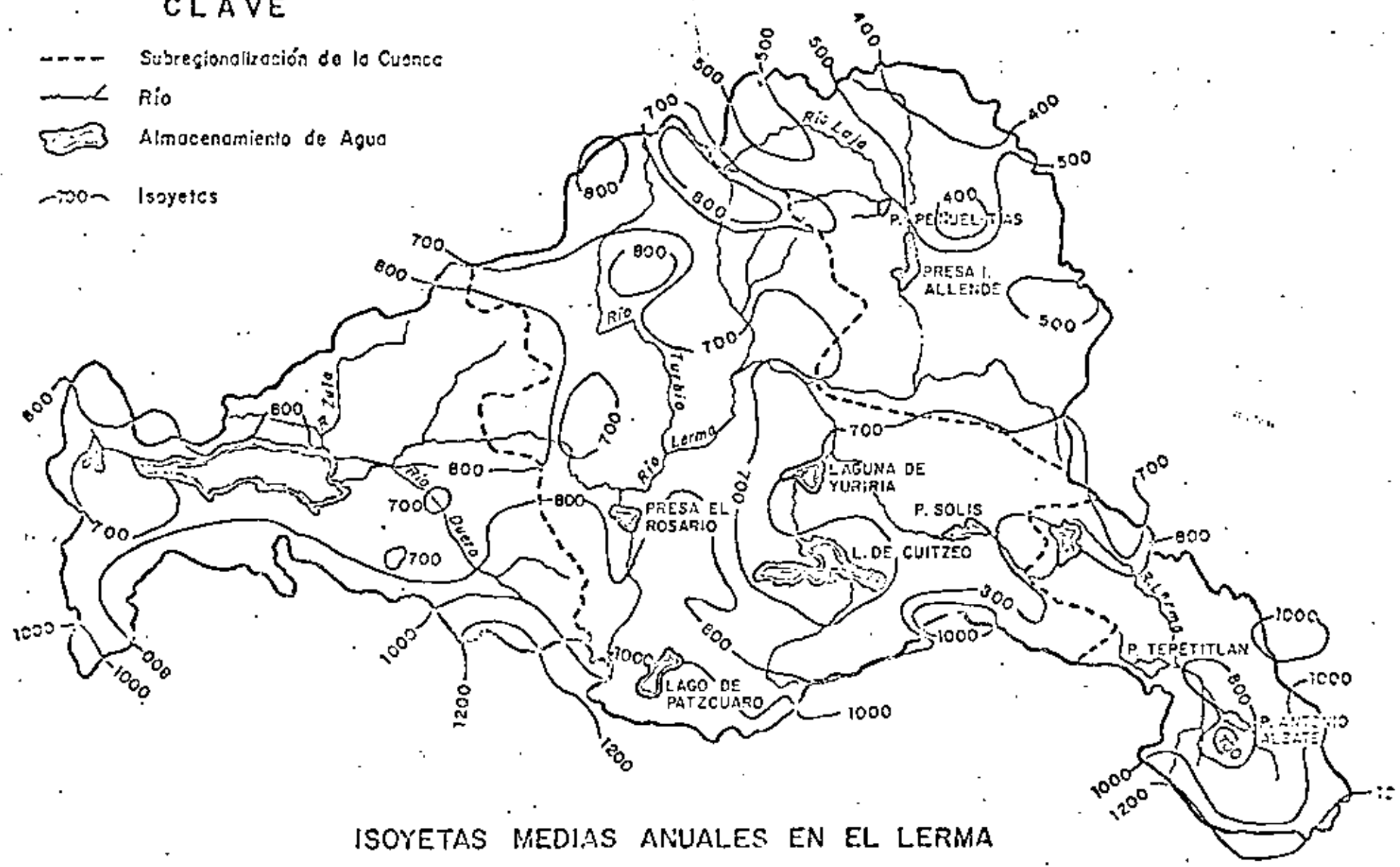
PLANO DE LOCALIZACION



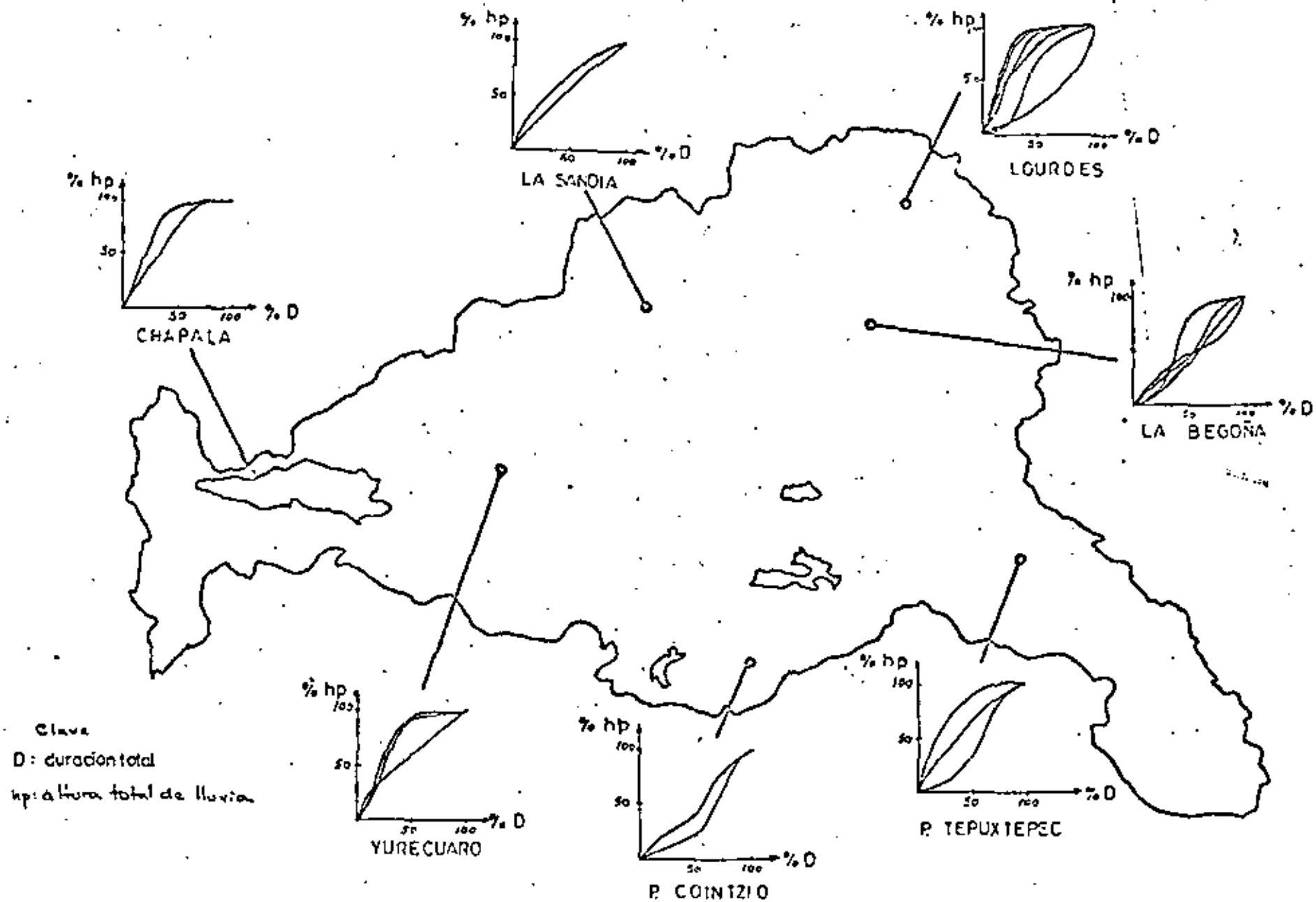
CUENCA DEL RIO LERMA

CLAVE

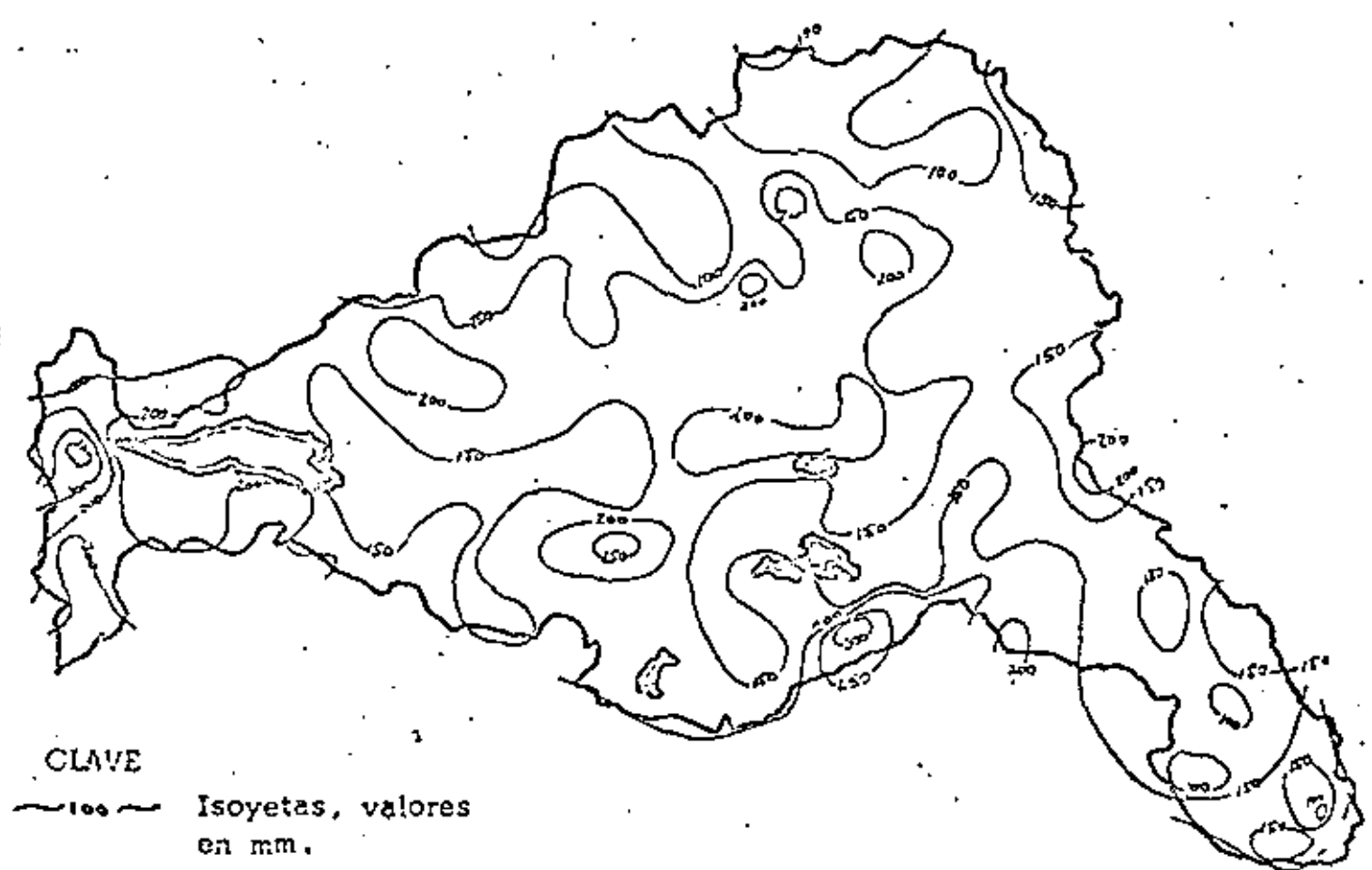
- Subregionalización de la Cuenca
- Río
- ☞ Almacenamiento de Agua
- ~700~ Isoyetas



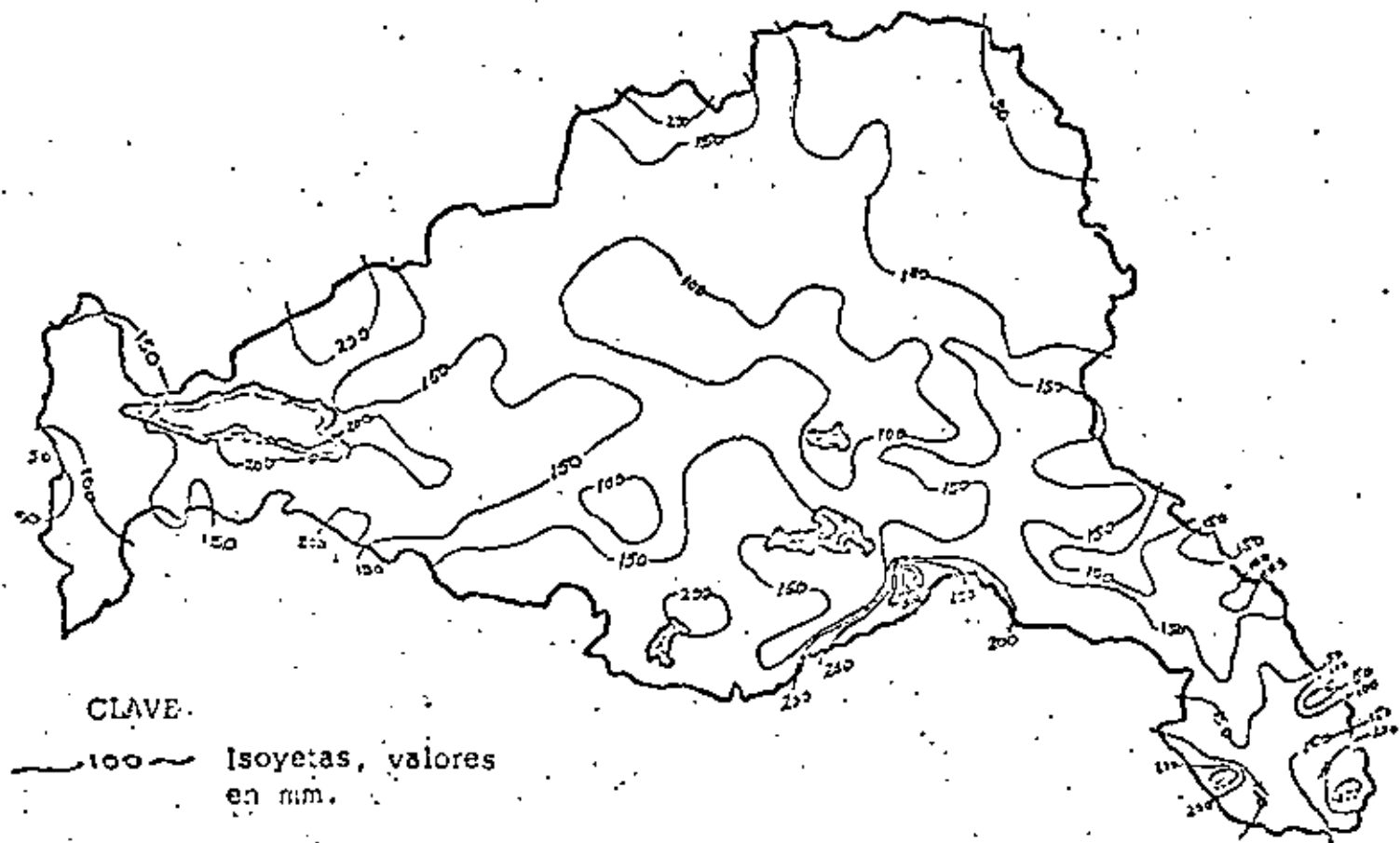
ISOYETAS MEDIAS ANUALES EN EL LERMA
PERIODO 1931-1970



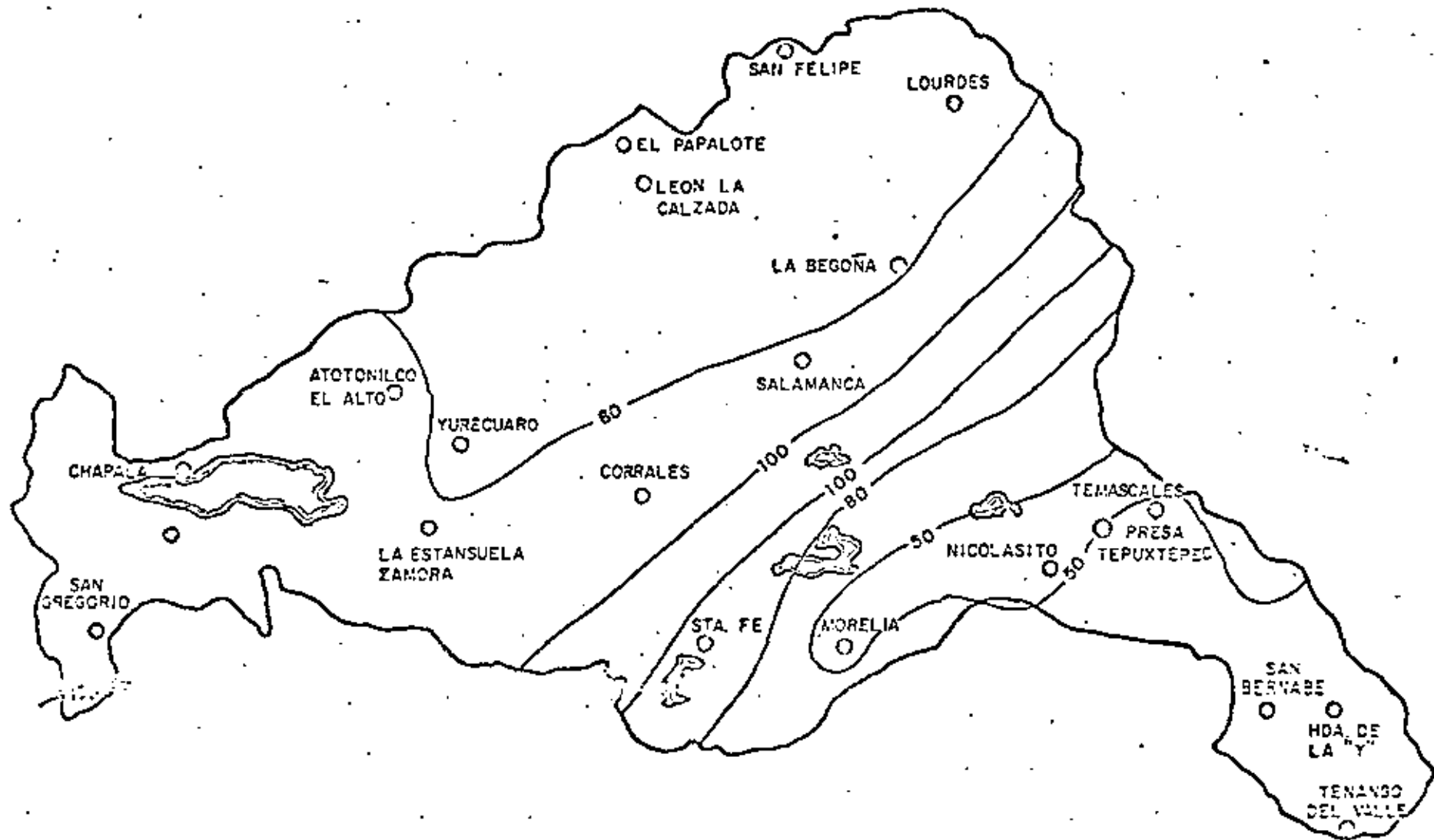
CURVAS MASA ADIMENSIONALES DE TORMENTAS OCURRIDAS EN EL LERMA.



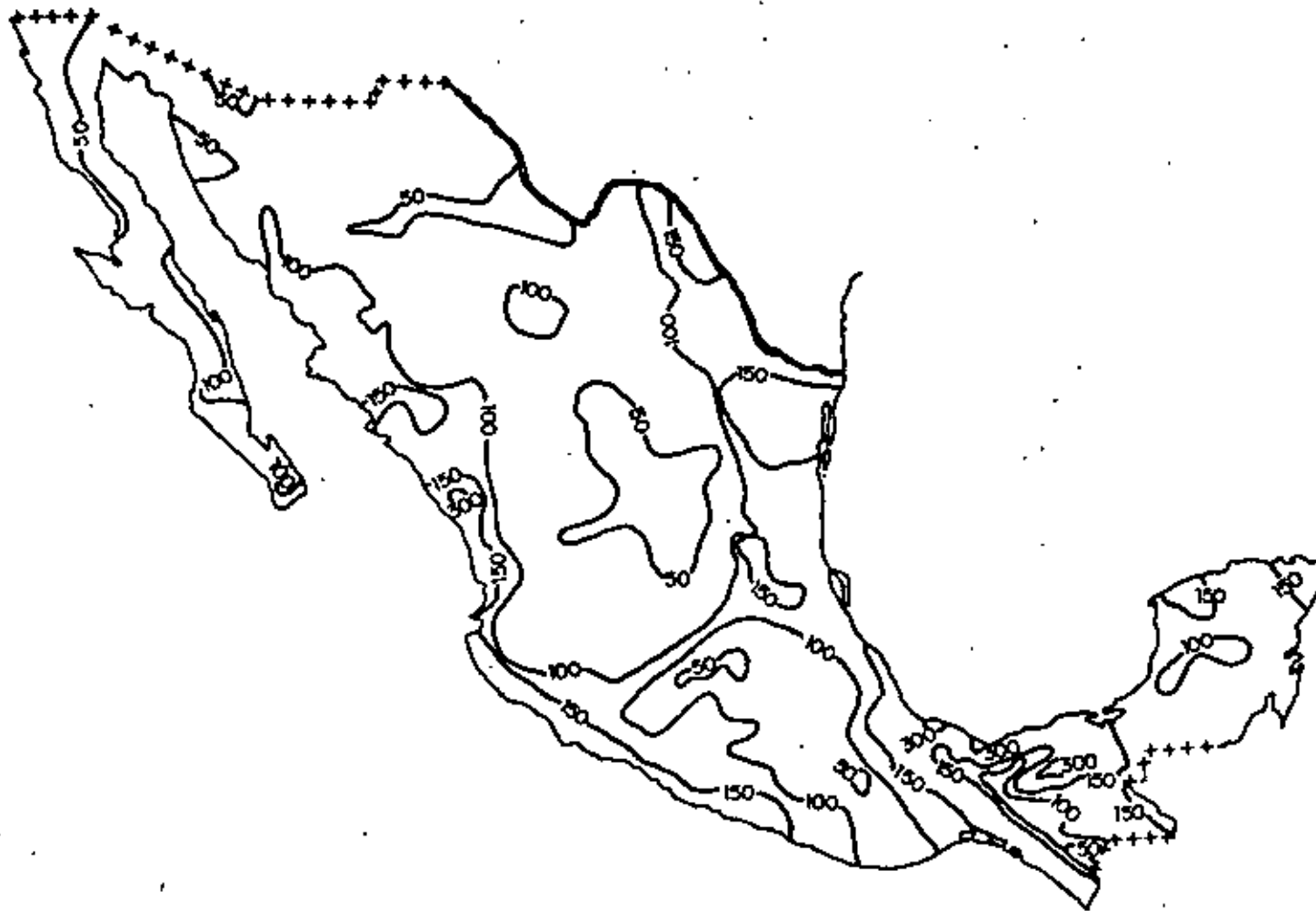
ISOYETAS DE LAS TORMENTAS OCURRIDAS DEL 15 DE SEPTIEMBRE AL 7 DE OCTUBRE DE 1957, EN LA CUENCA DEL RIO LERMA.



ISOYETAS DE LAS TORMENTAS OCURRIDAS DEL 10. AL 31 DE SEPTIEMBRE DE 1973 DE 1973- EN LA CUENCA DEL RIO LERMA.



PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. (Tr= 10 años)
 EN LA CUENCA DEL RIO LERMA



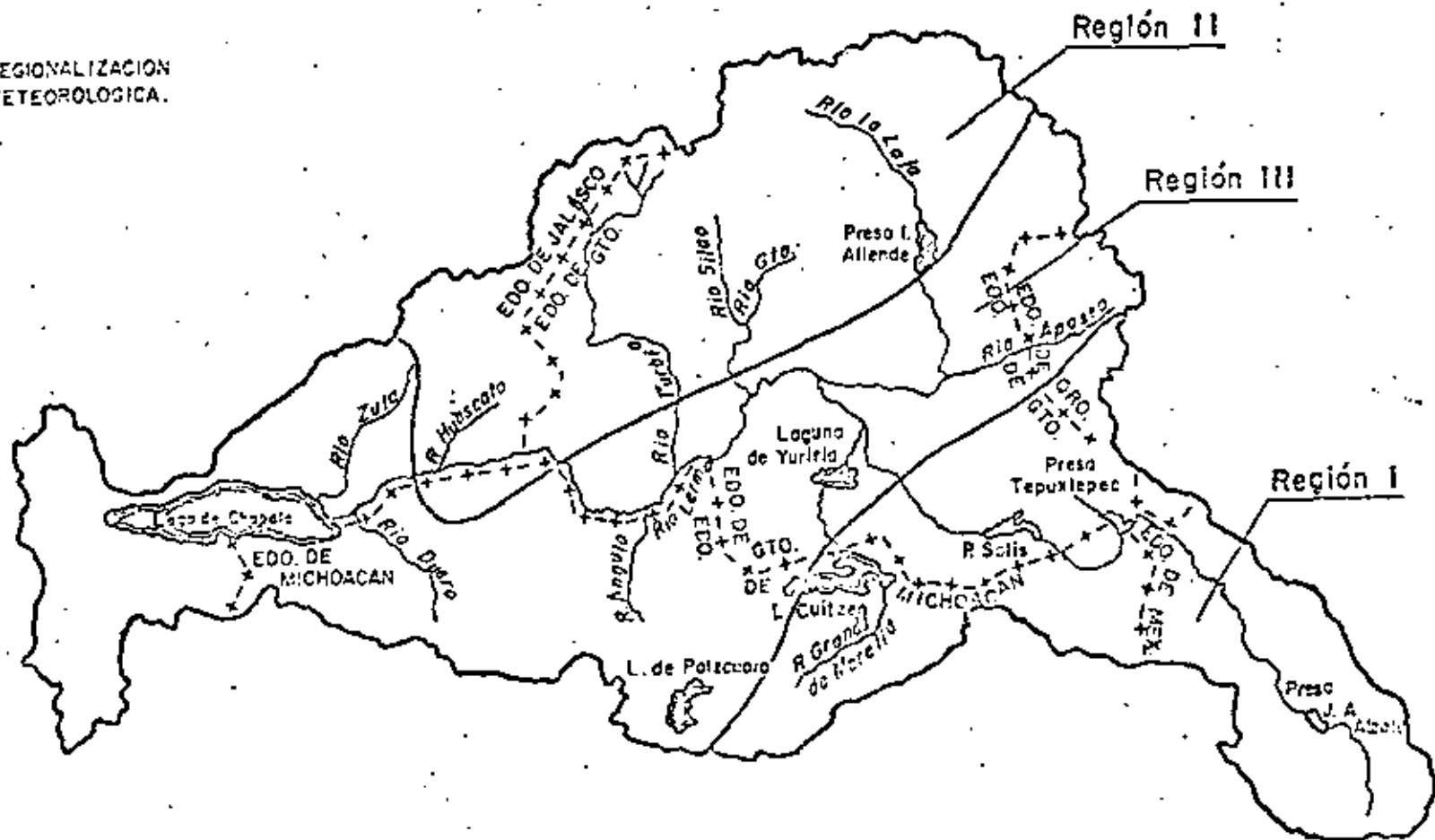
Isoyetas de precipitación máxima anual en 24 horas con período de retorno de 10 años (mm).

—+— LIMITE DE ESTADO

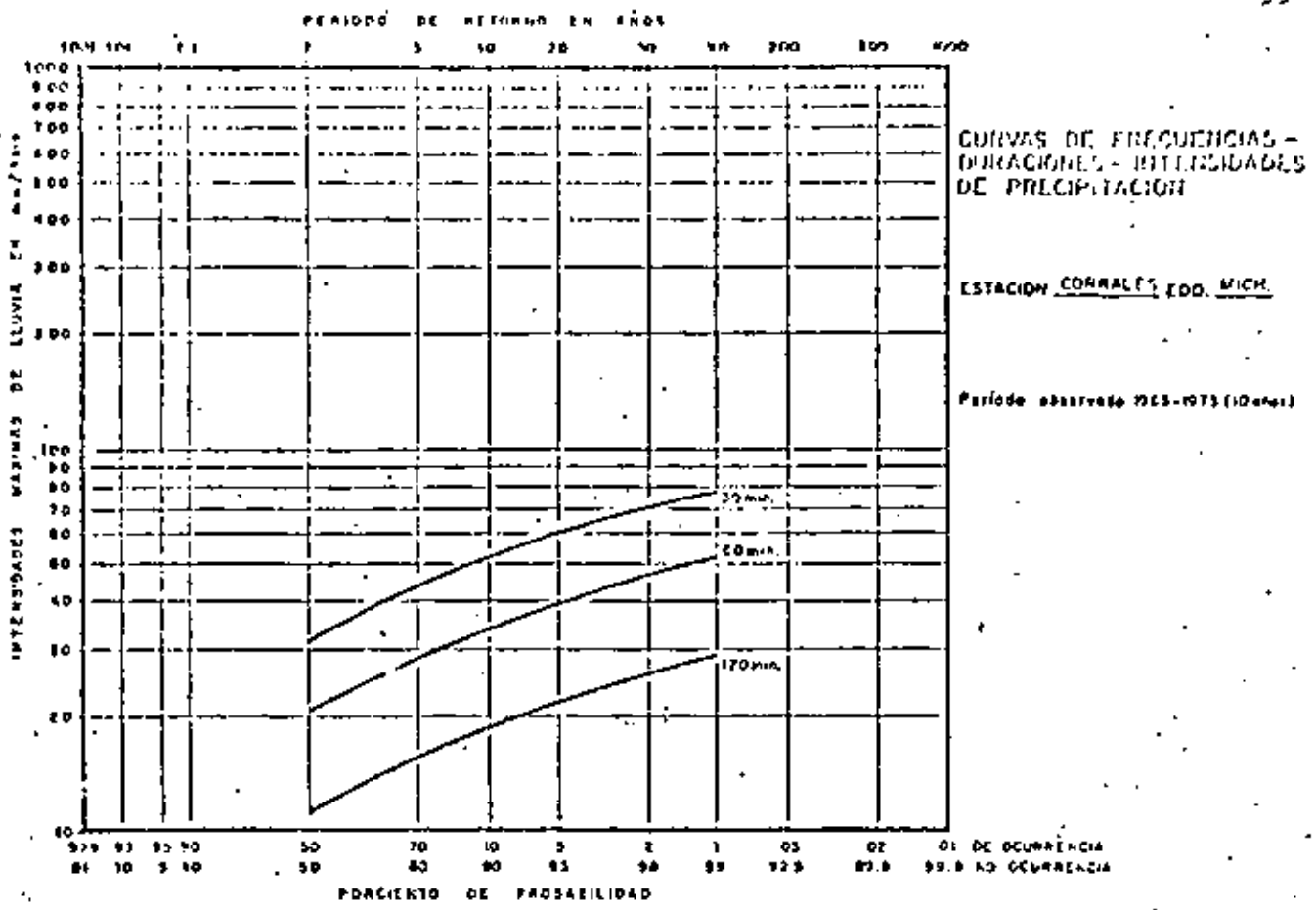
— RIO

— ALMACENAMIENTO DE AGUA

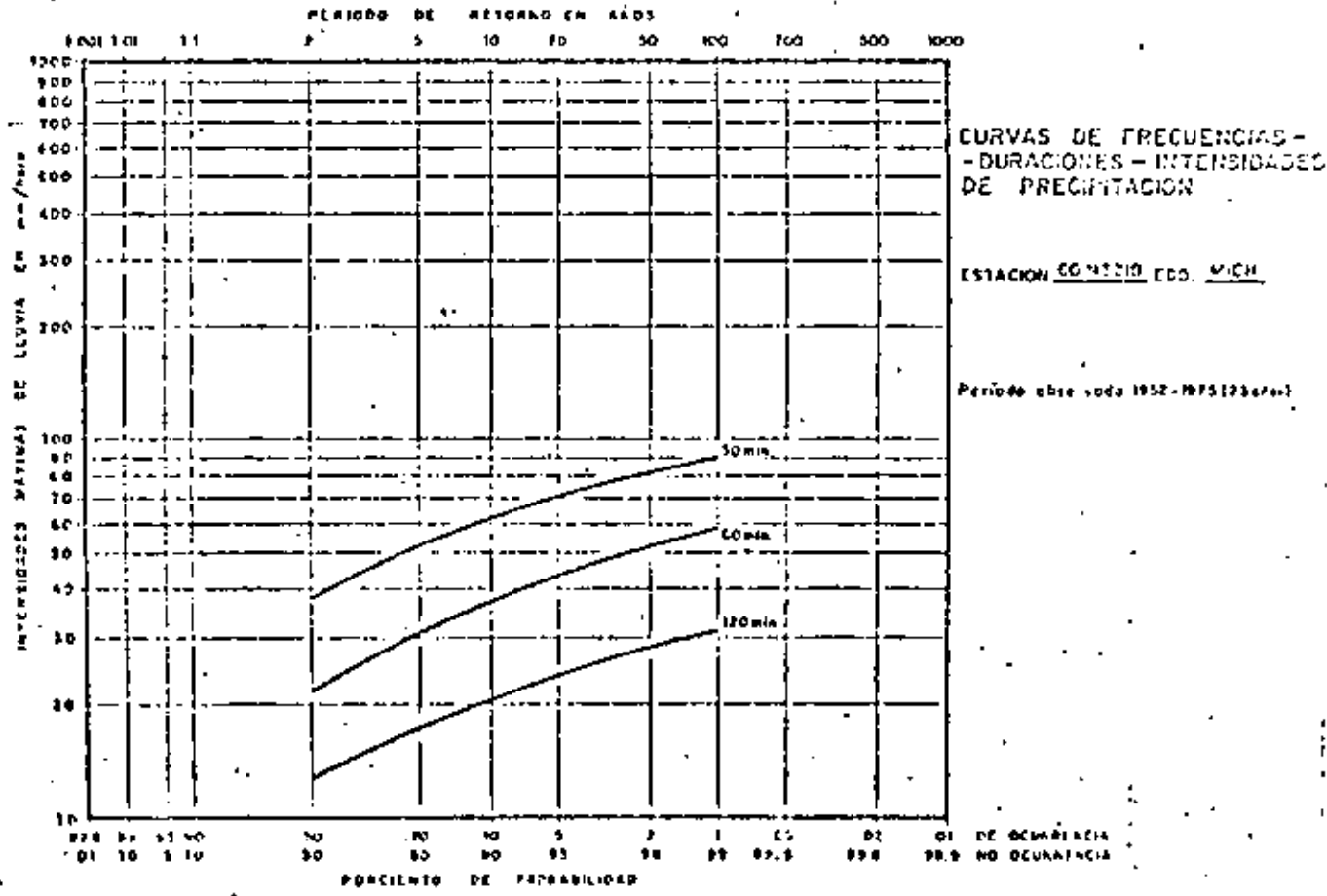
— REGIONALIZACION METEOROLOGICA.

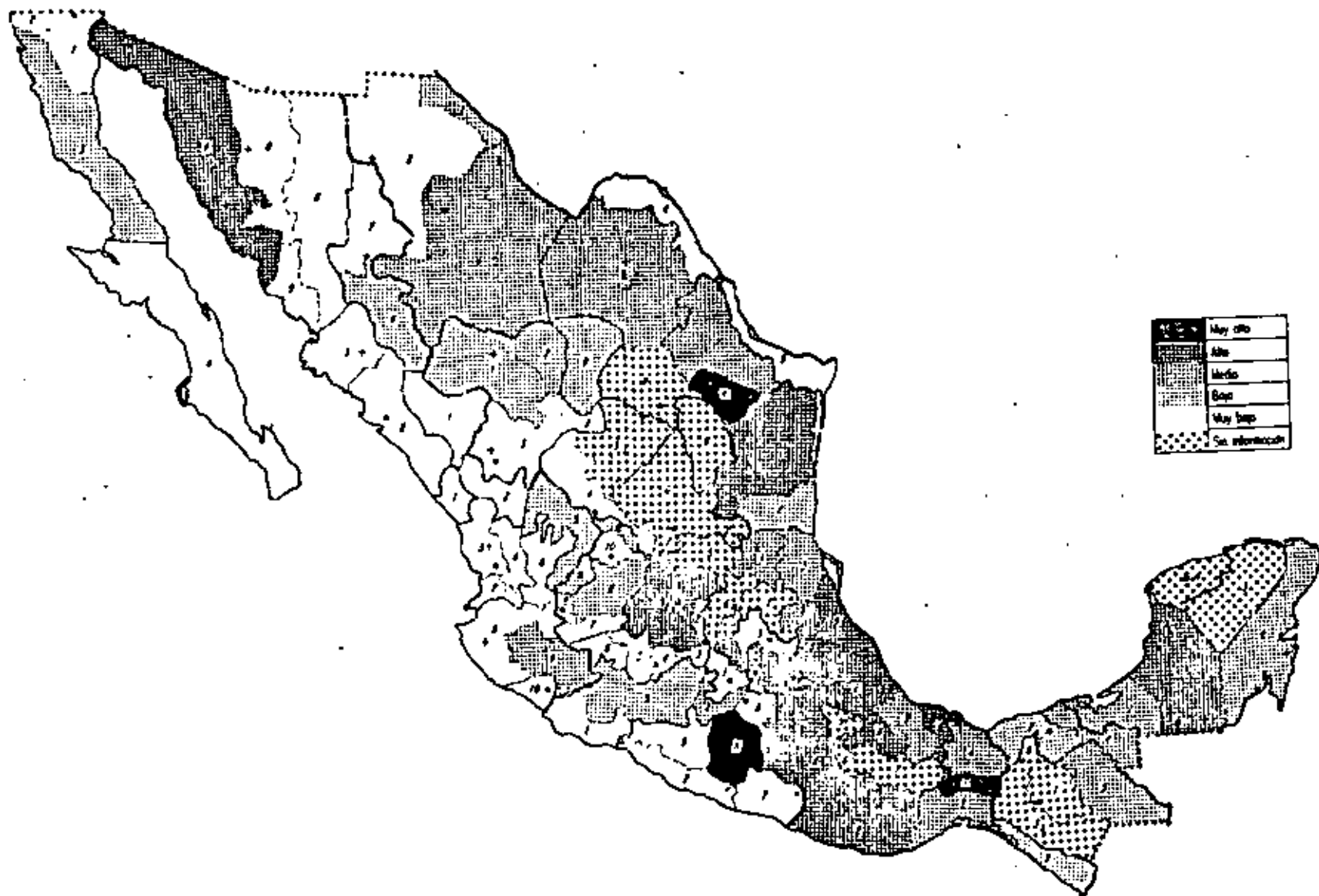


REGIONES HOMOGENEAS SEGUN PRECIPITACION EN EL LERMA



ANÁLISIS DE FRECUENCIAS-DURACIONES-INTENSIDADES DE PRECIPITACION. CUENCA DEL RIO LERMA.





Riesgo de erosión



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam



CONTROL DE AVENIDAS

CRITERIOS PARA LA DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS

- FORMULAS EMPIRICAS
- PROCEDIMIENTOS ESTADISTICOS, GASTOS MAXIMOS
- MODELOS DE LA RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO

ING. GUILLERMO ORTEGA GIL

FEBRERO, 1979



MODELOS DE LA RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

1.1 INTRODUCCION.

La precipitación es el factor principal que determina el escurrimiento. La secuencia de los fenómenos es tal que el flujo sobre la superficie va retrasado en relación con la lluvia que lo produce, dependiendo el retraso de las características del área de recepción. La eficiencia del planteamiento y operación de los proyectos hidráulicos se apoya, entre otros factores, en las relaciones que hay entre la lluvia y el escurrimiento y en las técnicas de distribución de este último a lo largo del tiempo.

En el caso particular de los proyectos de vertedores de presas, obras de drenaje para tormentas y en general, obras de protección contra inundaciones, las relaciones lluvia y escurrimiento se emplean para contar con una estimación de los gastos máximos que pueden ocurrir.

El orden que se sigue en esta sesión consiste en presentar primero un análisis general de los hidrogramas, para posteriormente tratar los métodos matemáticos existentes en hidrología que tienen que ver con la estimación de los gastos máximos. A partir de la última clasificación, se verán con cierto detalle algunas características importantes de ciertos modelos seleccionados del tipo determinístico, estadístico y de optimización.

1.2 ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

Un hidrograma es la representación gráfica de la relación entre el gasto instantáneo de una corriente y el tiempo transcurrido.

Dependiendo de las características de la lluvia, el agua puede infiltrarse al suelo o acumularse y escurrir sobre el área de la --

cuenca. Si la intensidad de lluvia, despreciando las pérdidas de intercepción y evaporación, es menor que la velocidad de infiltración, toda el agua llovida entrará al suelo. Por el contrario, cuando la intensidad de lluvia es mayor que la velocidad de infiltración, una secuencia de eventos ocurrirán, los cuales finalmente producirán el escurrimiento superficial.

Para explicar la secuencia en que ocurre el escurrimiento superficial, se presenta un método llamado de Isócronas, que permite entender fácilmente el fenómeno, si bien su aplicación es limitada por la información que se requiere para construir un plano de isócronas en una cuenca.

Es evidente que el tiempo total que tarda un volumen elemental de agua, que se origina en un punto del espacio de la cuenca, para llegar a un punto especificado aguas abajo de la corriente, incluye la suma de los tiempos requeridos para viajar a través de la superficie accidentada de la cuenca y finalmente a lo largo de los cauces. Esto es:

$$t_t = \int_0^{l_1} \frac{dl}{u_1} + \int_{l_1}^{l_2} \frac{dl}{u_2} + \dots + \int_{l_{n-1}}^{l_n} \frac{dl}{u_s}$$

donde:

t_t	tiempo total transcurrido
$l_1, l_2, \dots, l_n, l_{n-1}$	longitud de recorrido del escurrimiento
u_1, u_2, \dots, u_s	velocidades del flujo según diversos tramos de recorrido

Debe mencionarse que en general se acepta a una cuenca como pe--

queña si el tiempo de recorrido del agua antes de llegar al cauce es significativo, comparado con el tiempo de flujo por el cauce. En cambio, una cuenca grande es un área en que el tiempo de traslado del agua por el cauce es mayor.

Suponiendo que se requiere obtener el gasto en el punto de salida de la cuenca; y que una cuenca puede dividirse en incrementos de área, ΔA_j , limitadas por fronteras definidas por líneas que unen puntos en el espacio que tienen igual tiempo de recorrido, llamadas líneas isócronas, Fig. 1; que una tormenta de intensidad uniforme i , mayor que la velocidad de infiltración f , se distribuye sobre el área de la cuenca, entonces el fenómeno que ocasiona el escurrimiento, puede explicarse de la siguiente manera, en un principio el agua empieza a fluir de las áreas adyacentes al punto de salida y con el tiempo un porcentaje mayor del área total contribuirá al escurrimiento. Esto es:

Después de t_1

$$Q_t = (i_1 - f_1) \Delta A_1 \quad (2)$$

Después de t_2

$$Q_t = (i_2 - f_2) \Delta A_2 + (i_1 + f_1) \Delta A_1 \quad (3)$$

Después de t_j

$$Q_t = (i_j - f_j) \Delta A_j + (i_{j-1} - f_{j-1}) \Delta A_{j-1} + \dots + (i_1 + f_1) \Delta A_1 \quad (4)$$

i_1, i_2, \dots, i_j

promedio de la intensidad de lluvia durante los incrementos del tiempo recorrido.

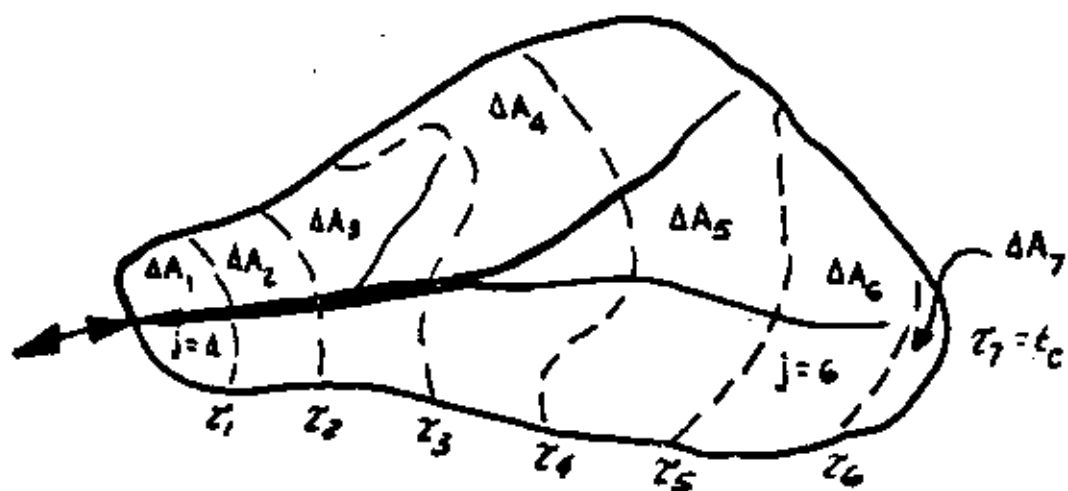


FIGURA 1.- PLANO DE ISOCRONAS EN UNA CUENCA

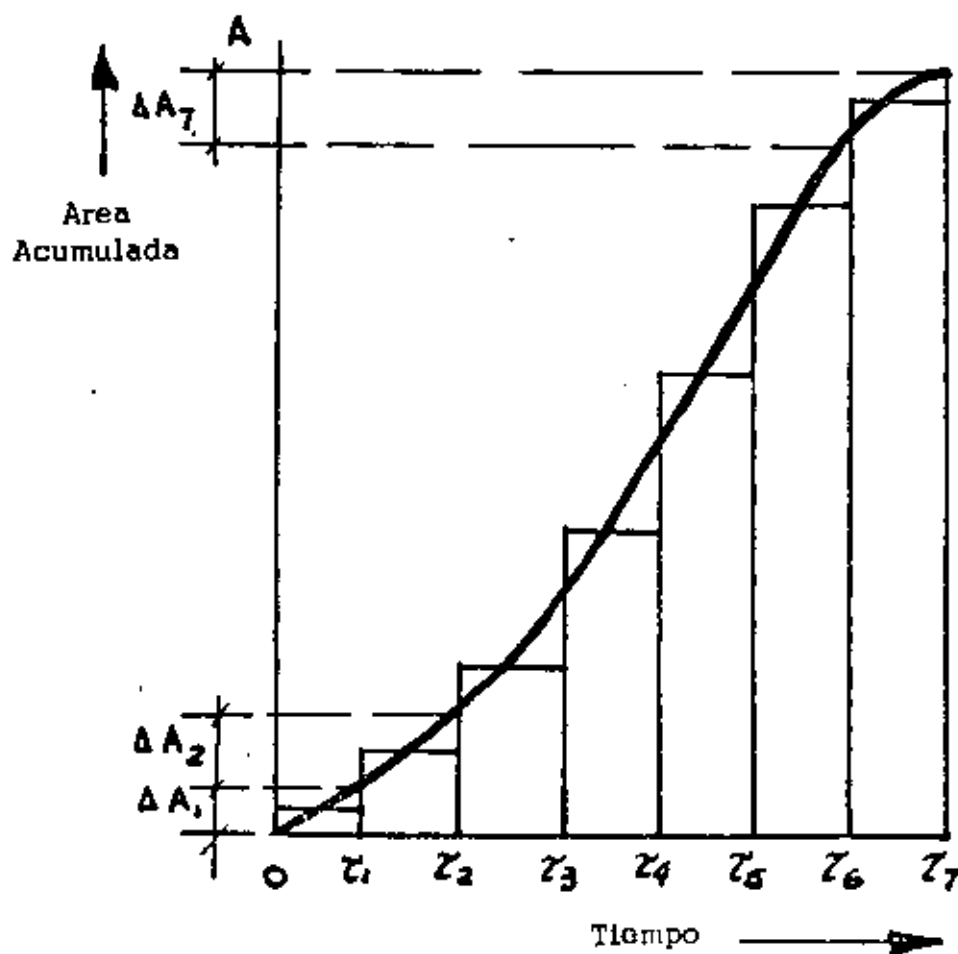


FIGURA 2.- RECORRIDO ACUMULADO. CURVA TIEMPO-AREA (Fuente: Gray, 1970).

f_1, f_2, \dots, f_j promedio de pérdidas durante -- los incrementos del tiempo de recorrido.

Si la diferencia $(i-f)$ permanece constante sobre la cuenca para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, el cual se define como el tiempo requerido por una partícula de agua para moverse desde el punto más remoto de la misma hasta un determinado aguas abajo, entonces la forma del hidrograma sería similar a la curva acumulada tiempo-área que se muestra en la Fig. 2 y que se deduce fácilmente de la ecuación 4.

El volumen de agua originado sobre un área elemental de la cuenca en cualquier tiempo, ΔV_{t_j} puede expresarse como:

$$\Delta V_{t_j} = \Delta A_j (i_{t_j} - f_{t_j}) \Delta t \quad (5)$$

Sin embargo, conviene expresar estos volúmenes de acuerdo al tiempo en que aparecen en el punto seleccionado. En la literatura existente se ha sugerido que el volumen de agua que pasa por un punto de control en un incremento de tiempo, dV está dado por -- (Gray, 1970):

$$dV = \frac{\partial A}{\partial \tau} (i_{t-\tau} - f_{t-\tau}) d\tau dt \quad (6)$$

y el gasto dentro de un período dado:

$$Q_t = \frac{dV}{dt}$$
$$Q_t = \int_0^{\tau} \frac{\partial A}{\partial \tau} (i_{t-\tau} - f_{t-\tau}) d\tau \quad (7)$$

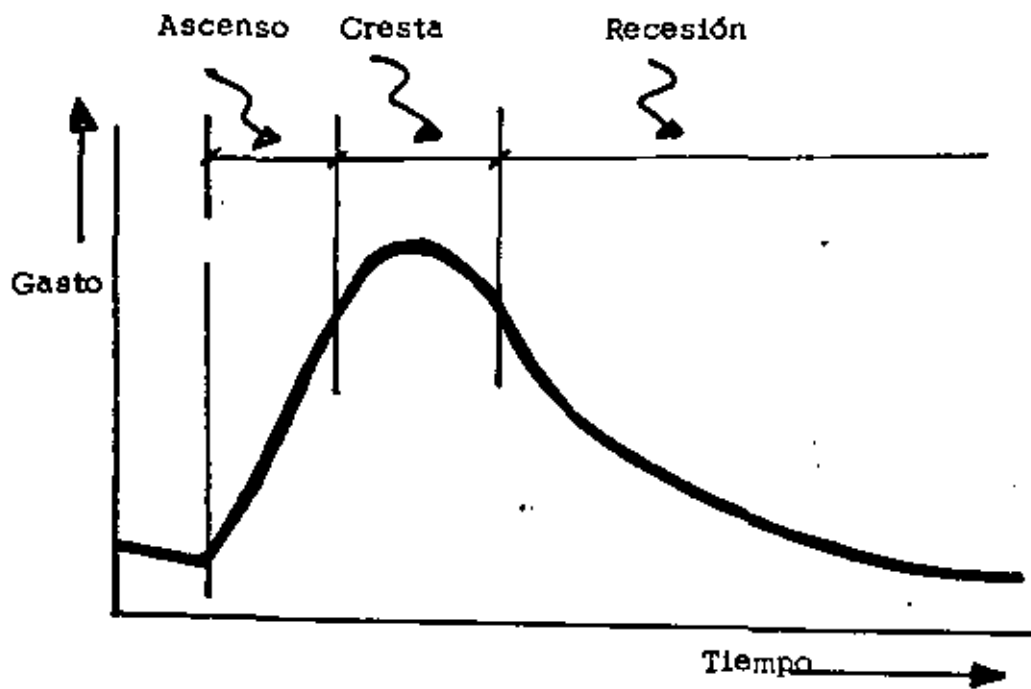


FIGURA 3. COMPONENTES DEL HIDROGRAMA (Fuente: Gray, 1970).

La forma del hidrograma producido por una tormenta aislada de --- corta duración sigue un comportamiento general, que muestra un as censo, producto del escurrimiento causado por la tormenta, que -- culmina con un pico o cresta, Fig. 3. Posteriormente se tiene un periodo en que decrece el valor del gasto hasta un cierto valor - que depende el flujo base.

Según lo anterior, es obvio que el gasto máximo se alcanza cuando todas las partes de la cuenca que han sido afectadas por la lluvia están contribuyendo al escurrimiento.

A continuación se da una lista de los factores que generalmente - afectan la forma del hidrograma, clasificados según los tres más- importantes: climáticos, topográficos y geológicos (Wisler y Bra- ter, 1959):

a) Factores climáticos:

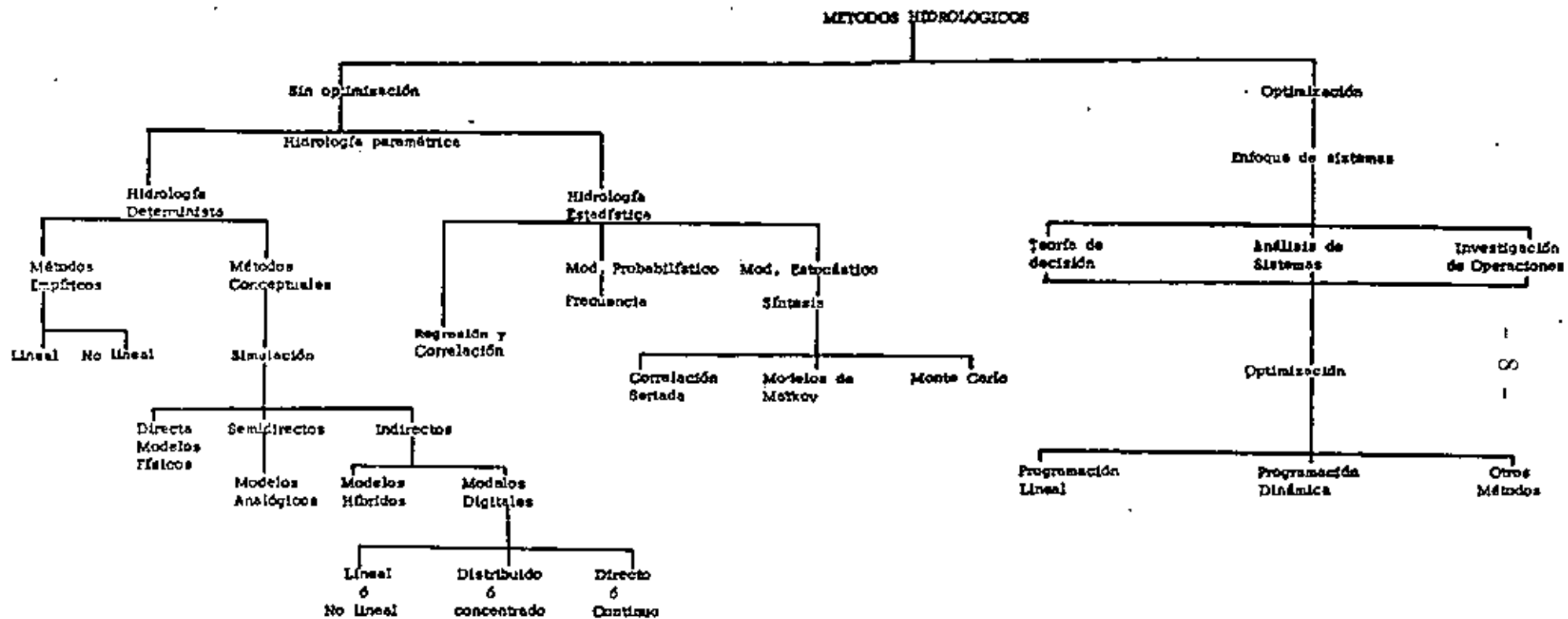
- intensidad y duración de la lluvia
- distribución de la lluvia sobre la cuenca
- dirección del movimiento de la tormenta
- tipo de tormenta

b) Factores topográficos:

- tamaño y forma del área de la cuenca
- distribución del drenaje de la cuenca
- pendiente del terreno
- pendiente del cauce principal
- depresiones del terreno

c) Factores geológicos:

- formaciones impermeables



CUADRO 1. CLASIFICACION DE METODOS EMPLEADOS EN HIDROLOGIA (Fuente: "Computer Simulation Techniques in Hydrology". G.Fleming, Elsevier, 1975).

- formaciones subsuperficiales

1.3 METODOS MATEMATICOS EN HIDROLOGIA.

Los métodos de cálculo existentes para estimar las características esenciales de la relación lluvia y escurrimiento se pueden agrupar en forma general según el cuadro 1, el cual se incluye con fines de organizar esta exposición.

Entre las razones para la proliferación de los modelos hidrológicos se tienen las siguientes (Kisiel, 1972):

- Resultados poco satisfactorios al aplicar modelos antiguos que fueron desarrollados en forma empírica y para ciertas localidades geográficas.
- Desarrollo de las computadoras.
- Desarrollo de nuevas herramientas matemáticas para el análisis de datos y elaboración de modelos.
- Financiamiento dedicado a la investigación para evaluar métodos tradicionales y desarrollar nuevos enfoques.
- Falta de datos y de conocimiento de las distintas relaciones lluvia y escurrimiento.
- Complejidad del sistema que será modelado, por ejemplo: número excesivo de parámetros.
- Errores en las predicciones.
- Costo de implantación del modelo.

De acuerdo al Cuadro 1, se tienen los grupos principales de méto-

dos, los que incluyen optimización y los que no, considerando el significado de optimización de los parámetros del modelo, ya que esta última puede realizarse al calibrar los modelos incluidos en ambas categorías.

Los métodos sin optimización se apoyan generalmente en datos históricos y se usan para cuantificar el proceso físico. Estos métodos son útiles ante la imposibilidad de medir en forma directa y suficiente los distintos factores que definen el proceso hidrológico. El modelo de Stanford (Linsley y Crawford, 1966), es un ejemplo de este enfoque.

Por otra parte, los métodos de optimización consideran el elemento de selección. Los modelos de optimización usan los datos de las características físicas del proceso obtenidas de mediciones y de los resultados de los métodos que no optimizan, analizándolos en conjunto con los objetivos fijados, para seleccionar las mejores alternativas factibles. Un ejemplo de este tipo de modelos es el desarrollado en Gales (Jamieson, 1972), para fijar la política óptima de operación de un sistema con vasos de usos múltiples.

1.4.- METODOS SIN OPTIMIZACION

En esta exposición se entiende por métodos que no optimizan los modelos paramétricos determinísticos y estadísticos.

1.4.1.- MODELOS PARAMETRICOS DETERMINISTICOS

- a) Modelos empíricos.- El método empírico puede clasificarse como el enfoque directo que involucra alguna relación matemática que dado un cierto dato de entrada, produce un resultado.

Muy poca atención se da a la relación de los parámetros en la ecuación del proceso que se está analizando. El nombre de empírico obedece a que la experiencia y juicio del hidrólogo se usan para fijar los valores de los coeficientes de las ecuaciones.

El ejemplo clásico de estos modelos es la fórmula racional (Molvaney, 1850):

$$Q = CiA \quad (3)$$

donde:

Q gasto máximo

i intensidad de lluvia

A área de la cuenca

C coeficiente basado en la experiencia

Este enfoque ha propiciado el desarrollo de otros -

modelos llamados de componentes, como el del hidrograma unitario y las técnicas de envolventes para lluvias y gastos máximos.

Esos modelos tratan períodos discretos de tiempo o consideran sólo los extremos. Las condiciones de la cuenca que anteceden al evento en general no se toman en cuenta. Estos métodos pueden utilizarse en cuencas lo suficientemente pequeñas para que las variaciones en extensión no sean tan grandes que alteren significativamente la forma del hidrograma.

En cuanto a la linealidad o no linealidad de los modelos se puede decir que la esencia de la linealidad, es el principio de superposición, el cual puede describirse como (Dooge, 1973):

$$X_1(t) \rightarrow Y_1(t) \quad ; \quad X_2(t) \rightarrow Y_2(t) \quad (9)$$

donde la flecha significa que una entrada particular al sistema, resulta en una salida particular.

De 9 se dice que el sistema es lineal si:

$$X_1(t) + X_2(t) \rightarrow Y_1(t) + Y_2(t) \quad (10)$$

El principio de la linealidad debe distinguirse de la relación común de la línea recta $Y = ax + b$, la cual fácilmente se comprueba que si "X" es la entrada al sistema y "Y" es la respuesta, el sistema no es lineal.

b) Modelos conceptuales.- El enfoque conceptual trata

de identificar los distintos procesos de la relación lluvia y escurrimiento y sus relaciones. El método contempla la integración de las teorías del hidrograma unitario, tanto para el caso de intervalos de tiempo continuos como discretos.

La simulación se utiliza para representar la interacción entre el tiempo y los procesos físicos. Esto es, la simulación consiste en sintetizar un sistema, abstracto o real, que opera sobre una información dada de entrada, tal que produce un resultado que tenderá al resultado del sistema prototipo dentro de un cierto grado de aproximación. La simulación se ha empleado bastante en Hidrología para transferir los resultados de una cuenca a otra. Así se tiene que los métodos para obtener un hidrograma unitario sintético, son modelos de simulación para estudiar el comportamiento de una cuenca sin afloros, a partir de los datos obtenidos en una cuenca aflorada con características semejantes (Linsley y otros, 1967).

En cuanto al tipo de modelos de simulación empleados, se puede decir que en general, para estudiar la relación lluvia y escurrimiento, los métodos indirectos con modelos digitales han sido los más utilizados, aunque en ciertas ocasiones se han usado modelos físicos (D. L. Chery, 1966), ó híbrido (M. Sugawara, 1969). Los últimos se refieren a la simulación combinada analógica y digital.

A continuación se describen brevemente algunos de los

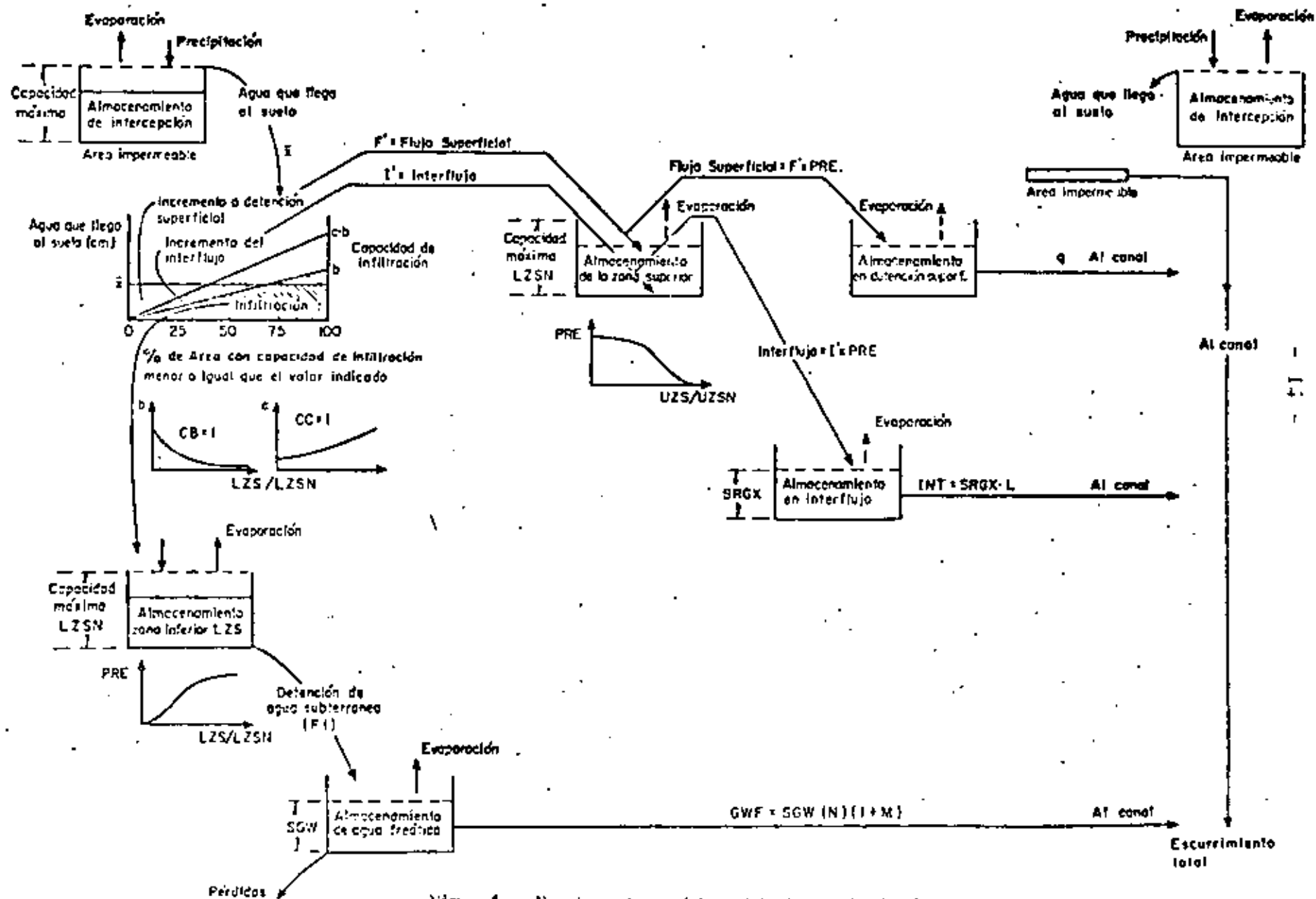


Fig. 4. Funcionamiento del modelo de simulación digital de una cuenca

modelos digitales más conocidos por sus aplicaciones prácticas para determinar la relación lluvia y escurrimiento.

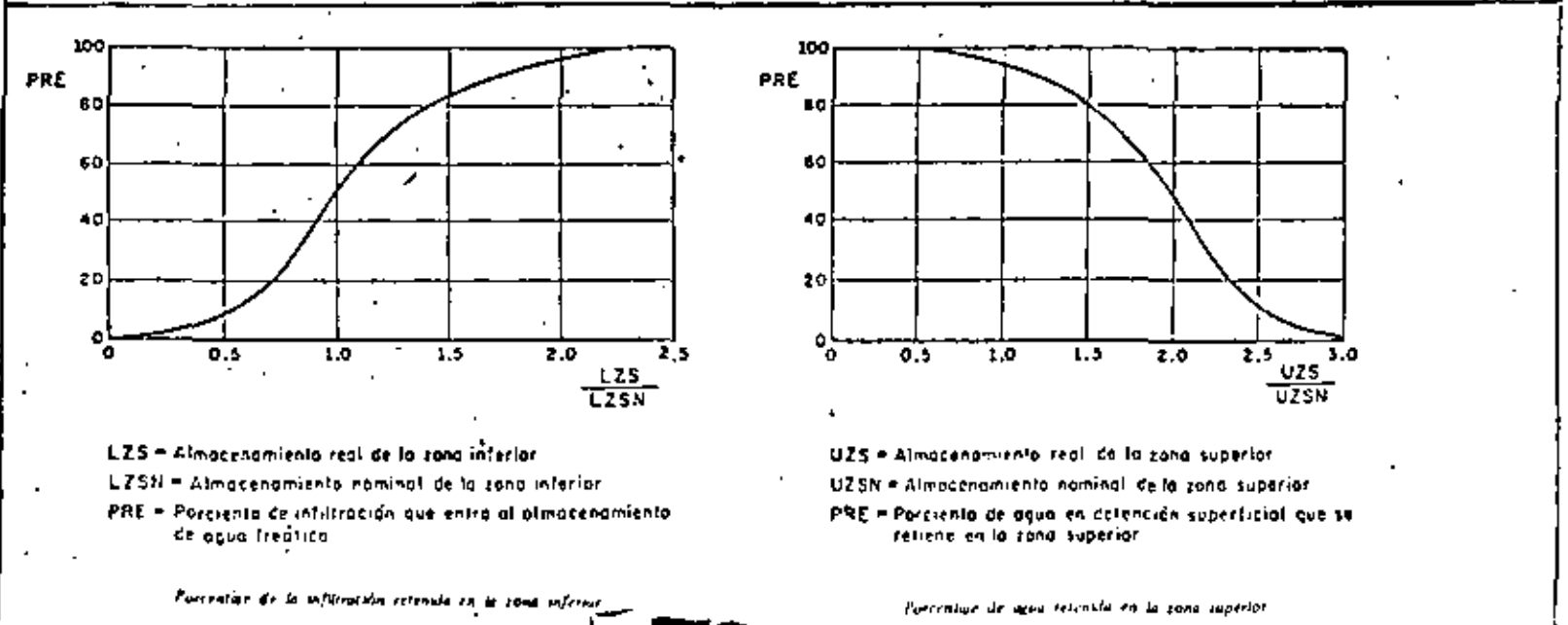
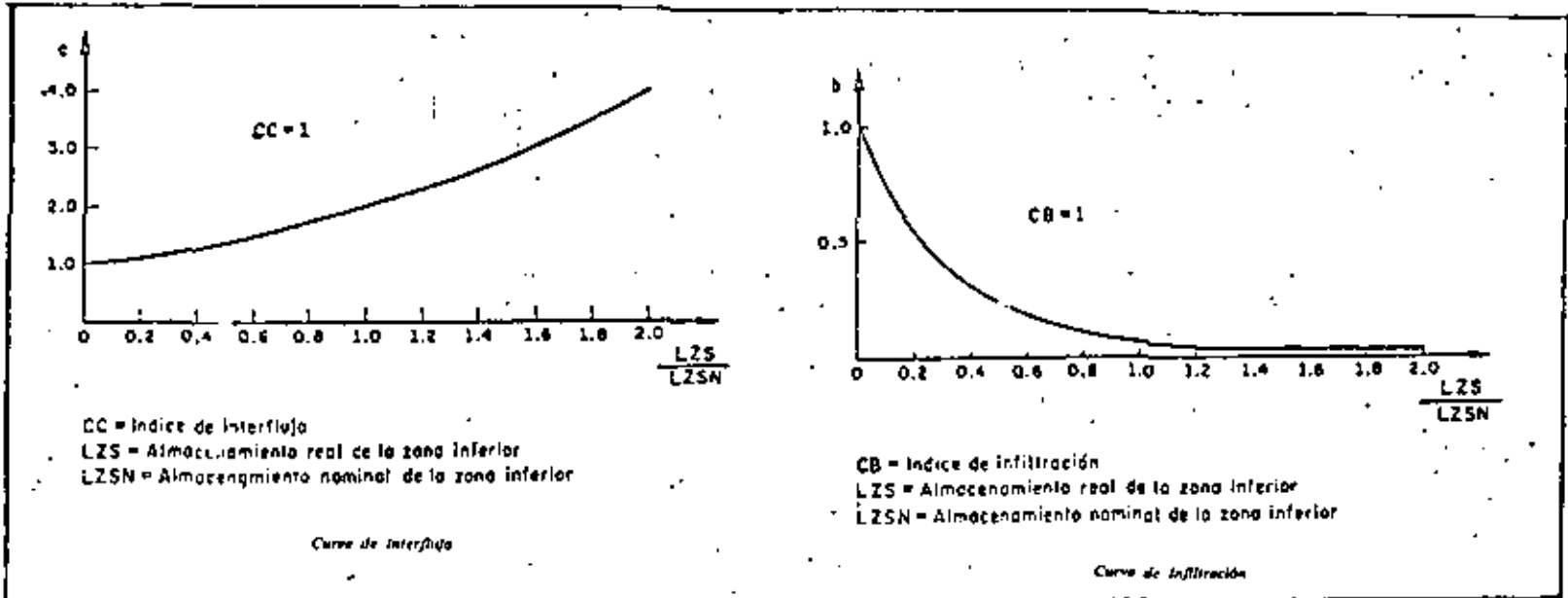
1.- Modelo de Stanford.- Este modelo se clasifica como general, en el sentido que fue desarrollado para lograr una representación completa del ciclo hidrológico, Fig. 4. En su versión más reciente (Linsley, 1966) tiene 25 parámetros, de los cuales 21 se obtienen de datos hidrometeorológicos y fisiográficos de la cuenca por estudiar y los cuatro restantes se valúan mediante calibración. El modelo no toma en cuenta las variaciones espaciales del fenómeno-- por lo que es tipo concentrado, ver cuadro No. 1.

Los datos requeridos por el modelo son: lluvia horaria, temperatura diaria, radiación, viento, evaporación diaria o mensual. Los resultados que proporciona son el escurrimiento horario y resumen diario del escurrimiento.

El procedimiento de cálculo consiste en ir contabilizando el balance del agua para los distintos segmentos de la cuenca, que representan condiciones distintas de suelos, vegetación, uso del suelo y precipitación. Cada segmento se representa por el conjunto de parámetros que consideran sus características físicas particulares.

Para efectuar la calibración del modelo algunos parámetros deben determinarse mediante el procedimien

FIG.5. MODELO DE STANFORD



to de prueba y error, en donde los gastos observados y los calculados se comparan hasta que se alcanza un buen ajuste. Los principales parámetros que intervienen en la calibración son el índice de infiltración, el índice de interflujo, el índice del almacenamiento subsuperficial y el índice del almacenamiento subterráneo, cuya representación gráfica se tiene en la Fig. 5.

Se dice que el modelo está calibrado si los resultados del volumen simulado anual y mensualmente difiere en un porcentaje del 10 al 15% con los observados, si la forma de los hidrogramas es consistente con los históricos, si se logra reproducir los picos de los hidrogramas en las mismas fechas que los observados y con variaciones de $\pm 15\%$ de los históricos.

Una vez calibrado el modelo, se acepta implícitamente que se tiene una buena abstracción de las características físicas de la cuenca que se estudia y se puede proceder a analizar distintas respuestas de la misma bajo condiciones extremas.

Un ejemplo puede ser, la obtención de la avenida de diseño de un vertedor, utilizando como datos de entrada al modelo ya calibrado, el hidrograma de una tormenta seleccionada de diseño, ocurriendo bajo distintas condiciones de saturación en el suelo de la cuenca.

Entre los usos del modelo, se pueden mencionar en re

fación con las avenidas, al menos los siguientes:

- cálculo de avenidas de diseño para dimensionamiento de estructuras de control, ej.: vertedores.
- análisis de frecuencia de avenidas.
- predicción de avenidas.

Hay que destacar que si bien el modelo ha sido aplicado en ciertas cuencas en el extranjero con buenos resultados, en México las aplicaciones que se han realizado en las cuencas de Tomatlán y Papagayo muestran que las principales desventajas del modelo consisten en lo caro que resulta su calibración debido al número de corridas necesarias para el ajuste, y a la dificultad de analizar las distintas relaciones significantes que existen entre los parámetros.

II.- Modelo desarrollado por el Departamento de Geología de los E.U.A.- El modelo fue desarrollado con el propósito de determinar las avenidas con base en los datos de las tormentas. La estructura del modelo mostrado en la Fig. 6, no corresponde a una representación completa del proceso básico que contribuye al escurrimiento, ya que omite los procesos de interflujo y flujo base. Sin embargo, esto resulta razonable ya que el fin es reproducir avenidas, (Lichty y otros, 1968).

Un total de ocho parámetros de entrada se requieren por el modelo, que contiene una subrutina de optimización basada en el método de Rosenbrock (1960).

FIG. 6. MODELO U.S.G.S. (Fuente: J. Sancho, 1972).

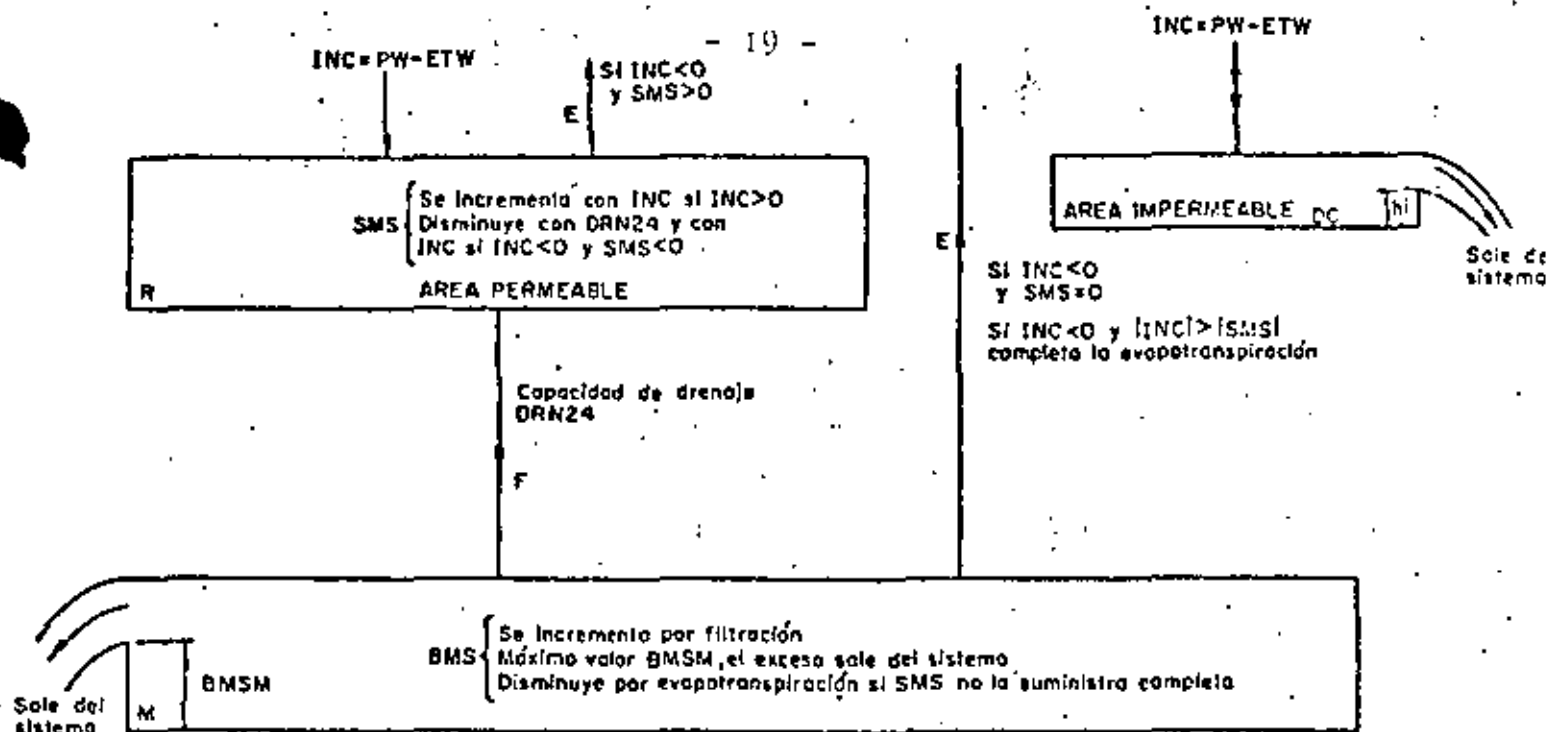


Diagrama de flujo del funcionamiento diario

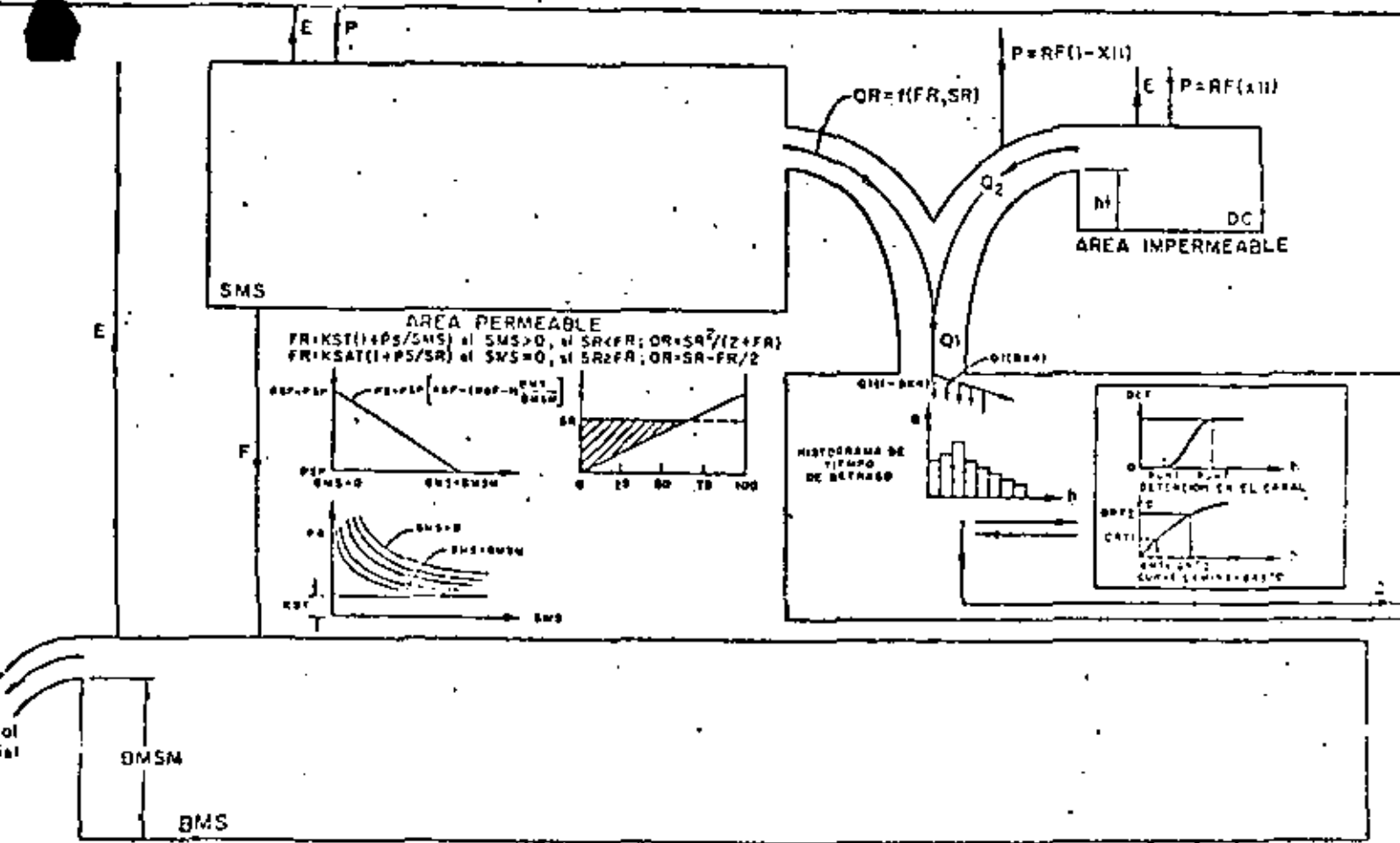


Diagrama de flujo del funcionamiento...

La función objetivo incluye los componentes de gasto máximo y volumen, expresado según:

$$\begin{aligned} F_1 &= \sum_{i=1}^n (\ln r_i - \ln q_i)^2 \\ F_2 &= \sum_{i=1}^n (\ln v_i - \ln M_i)^2 \end{aligned} \quad (11)$$

Donde:

F_1 y F_2	criterio de aproximación del gasto máximo y volumen, respectivamente.
r_i	gasto máximo simulado.
q_i	gasto máximo observado.
v_i	volumen simulado
M_i	volumen observado

El método corrige el valor de los parámetros y con estos obtiene un nuevo valor de la función objetivo. Si el resultado muestra mejoría, los parámetros corregidos son aceptados; si no, el método hace que éstos retornen al mejor conjunto previo de valores.

La técnica desarrollada por Rosenbrock, procede por etapas. Durante la primera, se tiene un conjunto de direcciones ortogonales (x_1, x_2, \dots, x_n) , donde cada parámetro representa un eje. El proceso se inicia optimizando el valor de x_1 . Cuando esto es logrado, se fija este valor y se procede a optimizar los siguientes. Cuando se ha determinado el valor óptimo de todos los parámetros, finaliza la etapa, y es calculado un nuevo conjunto de direcciones ortogonales.

El nuevo conjunto de ejes se determina basándose en el cambio experimentado por los parámetros durante la etapa previa.

Para iniciar el proceso de ajuste, se asigna un valor inicial a los parámetros, con los cuales se hace la primera simulación. La función objetivo es calculada y almacenada como un valor de referencia que es usado para evaluar los resultados de las subsecuentes simulaciones. Una vez que se calcula la primera dirección, se da a los parámetros un incremento arbitrario. Si el valor resultante de la función objetivo es menor o igual que el valor de referencia almacenado, la iteración se considera un éxito, tomándose como buenos los nuevos valores de los parámetros. La siguiente iteración se hace en la misma dirección, multiplicando el incremento anterior por $\alpha > 1$. En caso de que el valor de la función objetivo sea mayor que el almacenado la iteración es considerada como un fracaso. Es calculada una nueva dirección de movimiento de los parámetros y el incremento es multiplicado por β donde $0 < \beta < 1$. Se hace un nuevo intento en esta dirección y el proceso continúa hasta que son cumplidos los criterios para finalizar la etapa. En este punto se determina un nuevo patrón de búsqueda y se inicia una nueva etapa de optimización.

En el modelo del USGS, el criterio que se sigue para lograr la optimización de los parámetros es mi-

nimizar el valor de la función objetivo. Esta consiste en la suma para todas las avenidas elegidas, del logaritmo del cuadrado de los cocientes de los gastos máximos y volúmenes, escuadrados reales y simulados. Se utiliza el logaritmo en vez del valor real, porque los errores en esta forma se dan en por ciento. La suma de los cuadrados de los cocientes es elegida debido a la propiedad matemática de ser una función convexa y la posibilidad de hacer un ajuste por mínimos-cuadrados. De esta forma, el procedimiento de ajuste desarrolla una solución no lineal de mínimos cuadrados.

De los resultados obtenidos con este modelo al aplicarlo en la Cuenca del Río Tomatlán, se ha observado (J. Sancho, 1972):

- La rutina interna de optimización acorta el período de calibración del modelo.
- Es necesario hacer un análisis previo de los datos que usarán en la calibración, para que ésta sea confiable. Se recomienda, una vez que esté calibrado el modelo, comprobarla utilizando datos de otras avenidas.
- Al contar con un modelo que representa un buen número de los factores que condicionan el fenómeno de las avenidas, se tiene una herramienta que permite hacer mejores estimaciones de las avenidas que pueden originarse en una cuenca.

Este modelo puede aplicarse sólo en cuencas pequeñas.

III.- Modelo desarrollado por el Cuerno de Ingenieros de los E.U.A. (Anderson, 1967), con el fin de predecir avenidas y operación de vasos. Es aplicable en cuencas grandes, requiere -- sólo datos diarios de lluvia y temperatura y da como resultados volúmenes diarios simulados.

IV.- Modelo Hydrocom desarrollado con base en el de Stanford (Linsley, 1969), el cual está formado por varios programas independientes centralizados por un núcleo donde se realiza la simulación hidrológica.

En relación con la versión original en este modelo se mejora el manejo de los datos, -- realizando el análisis y ajuste de los datos, así como se incorpora un análisis detallado del tránsito del escurrimiento por el cauce, con base en la teoría de la onda cinemática (Henderson, 1966).

No se incluye algún método interno de optimización de parámetros. Es aplicable a cuencas grandes.

1:4.2 MODELOS PARAMETRICOS ESTADISTICOS.

A) Regresión y correlación.

Las técnicas de correlación y regresión determinan esencialmente la relación funcional entre los datos históricos o generados. -- Las relaciones obtenidas se caracterizan en términos estadísticos por medio del coeficiente de correlación, la desviación estandar, los intervalos de confianza y las pruebas de significancia.

Un ejemplo de la aplicación de estas técnicas se tiene en la regionalización de gastos máximos, la cual se puede utilizar para acotar eventos máximos en áreas sin aforo, (F. González, 1972).-

El procedimiento consiste en determinar el gasto máximo, asociado a cierto período de retorno T_r , en una región mediante la función de distribución de probabilidad Gumbel (E. Gumbel, 1958) dada por:

$$Q_{TR} = A + B \ln \ln \left\{ \frac{T_r}{T_r - 1} \right\}$$

donde:

A y B

parámetro de la función de distribución Gumbel

Q_{TR}

gasto máximo asociado a un cierto período de retorno.

Una manera de resolver el problema es buscar una relación entre los parámetros A y B, obtenidos con las series históricas de gas

tos máximos anuales, en las cuencas aforadas, y algunas de las características físicas e hidrometeorológicas de las cuencas, como pueden ser área, pendiente y longitud del cauce principal, precipitación media anual, etc. Dichas relaciones pueden obtenerse utilizando técnicas de regresión lineal múltiple (Haan, 1977).

Un ejemplo podría ser:

$$\begin{aligned} A &= X^a \cdot Y^b \cdot Z^c \\ B &= X^d \cdot Y^e \end{aligned} \tag{13}$$

donde:

X, Y, Z corresponden al área, pendiente del cauce principal y lluvia media anual.

a, b, c, d, e coeficientes obtenidos de la regresión lineal múltiple.

Con las ecuaciones señaladas en 13 se pueden obtener los valores A y B en una cuenca no aforada, a partir de datos fisiográficos y de lluvia y sustituirlos en la ecuación 12 para obtener una estimación del gasto en la cuenca de estudio:

b) Modelos probabilísticos.

Se utilizan en el diseño de las obras hidráulicas relacionadas con el control de avenidas, para asignar una medida de frecuencia a los eventos extremos.

Al conocer la frecuencia de un evento, se puede relacionar con el riesgo que se acepta al fijar ciertas normas de diseño. Este tema será tratado en una sesión posterior y por lo tanto no se da-

rán más detalles del mismo.

c) Modelos estocásticos.

Un modelo estocástico es un modelo probabilístico que contiene - parámetros que deben obtenerse de los datos observados. Por ejemplo, los modelos estocásticos para generación de lluvia producen series de tormentas que sin ser las históricas, ni tampoco - predicciones de futuras tormentas, son representativas de tormentas que pueden ocurrir en el sentido estadístico.

Una de las principales desventajas de estos modelos es que requieren de la estimación de un gran número de parámetros, los cuales no pueden definirse en muchos casos por falta de información suficiente.

En cuanto a las técnicas de Monte Carlo y los modelos de Markov, se puede decir que la diferencia entre ellos radica en el tratamiento de los datos. El primero, considera que los datos son completamente aleatorios, esto es, totalmente independientes, y el modelo trata de definir la función de distribución de probabilidad representada por los datos históricos, a través de una cierta técnica de generación de números aleatorios.

El segundo, toma en cuenta datos que no son completamente aleatorios, es decir, están compuestos por elementos aleatorios y deterministas. En este tipo de modelos se requiere además de definir la función de distribución de probabilidad de los datos y escoger el generador aleatorio, determinar el efecto de la correlación seriada.

La correlación seriada se refiere a que el valor de la variable aleatoria estudiada en un cierto intervalo de tiempo, está corre

lacionada con los valores que la variable aleatoria tuvo en períodos anteriores.

A continuación se presenta un modelo estocástico que ha sido aplicado con fines de investigación en cuencas pequeñas para generar tormentas del tipo convectivo.

Su aplicación puede tener ventajas si se considera que con dicha herramienta se pueden realizar análisis de gastos máximos, si existen suficientes datos de lluvia, utilizando algún modelo de simulación lluvia y escurrimiento, para transformar las tormentas en gastos.

El modelo seleccionado (Bras, 1975), conserva teóricamente la media y desviación estándar de las siguientes características observadas de la lluvia:

- Altura total,
- Duración de las tormentas,
- Tiempo entre eventos,
- Distribución temporal de la altura total de lluvia.

El modelo de generación de tormentas se base en una relación de la forma:

$$i(\underline{z}_i, t) = \mu(\underline{z}_i, t) + \eta(\underline{z}_i, t) \quad (14)$$

donde:

- | | |
|---------------------------|---|
| $i(\underline{z}_i, t)$ | intensidad de la lluvia en el punto con coordenadas \underline{z}_i en el tiempo t . $\underline{z}_i = \{x_i, y_i\}$ |
| $\mu(\underline{z}_i, t)$ | intensidad media de la lluvia |

en el punto X_i y tiempo t .

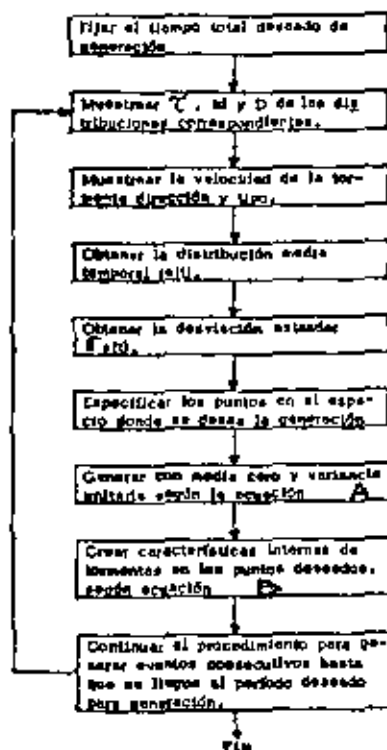
residuo que toma en cuenta la variación espacial y temporal del fenómeno.

En la Fig. 7, se ilustra el algoritmo seguido en el modelo, el cual tiene como inconvenientes para su aplicación la dificultad de encontrar por un lado, los datos suficientes para determinar los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad, y por otro, comprobar que la distribución seleccionada (exponencial, Weibull, etc.), sirve para representar el fenómeno que ocurre en una cierta localidad geográfica.

Por otra parte, los modelos de este tipo pueden ser útiles, para analizar distintas combinaciones de los factores físicos que gobiernan la presencia de las tormentas, determinando en el caso de las avenidas los casos más desfavorables con fines de diseño de obras de protección contra avenidas.

1.4 COMENTARIOS SOBRE MODELOS SIN OPTIMIZACION.

La distinción entre modelos deterministas y estocásticos se presenta aquí solo con el propósito de ordenar la exposición. En la práctica, muchos de los problemas que se encuentran en el estudio de las avenidas pueden resolverse de una mejor manera combinando ambos métodos. Por ejemplo, puede llegarse a predecir el hidrograma de una avenida con un modelo determinístico dados de la tormenta, si se conocen las relaciones físicas entre los principales factores que la gobiernan. Sin embargo, dicho enfoque no es válido para estimar las lluvias que ocurrirán durante-



ALGORITMO PARA LA GENERACION PUNTUAL DE LLUVIA.

Z = Tiempo entre tormentas.
 t_d = Duración de la tormenta

D = altura media de lluvia.
 $i_a(t)$ = precipitación media en la cuenca, durante el intervalo t .

ecuación A: $r(v) = \exp(-\alpha |v|)$

ecuación B: $i(x_i, t) = i_\mu(x_i, t) + \eta(x_i, t)$

FIG. 7.- ALGORITMO PARA LA GENERACION DE LLUVIA.

la vida de una cierta obra de protección contra inundaciones.

En consecuencia, un procedimiento aplicable al estudio del comportamiento del proyecto, podría ser primeramente realizar una simulación estadística de la lluvia, transformar determinísticamente esa precipitación en escurrimiento y analizar probabilísticamente los gastos resultantes.

1.5 OPTIMIZACION.

Este tipo de procedimiento tiene como propósito obtener el mejor conjunto de decisiones y acciones que cumplan con los objetivos del proceso de la planeación y respeten las restricciones relevantes.

Dado que tratar los distintos aspectos de las técnicas de optimización está fuera del alcance de este curso, solo se hará mención a manera de ejemplo de un trabajo que considera este enfoque.

PROGRAMA DE INVESTIGACION EN EL RIO DEE (JAMIESON, 1972).

Se presenta una estrategia para controlar automáticamente la operación de un sistema de vasos de uso múltiple, entre los que se incluye la regulación de avenidas. Los datos que se requieren para fijar la estrategia se obtienen de una red telemétrica.

El sistema funciona recibiendo la información de las estaciones telemétricas, para establecer el estado del sistema de vasos, predecir el estado futuro de los mismos y decidir las extracciones óptimas de cada vaso. Para la predicción de los niveles en los vasos y cauces se utiliza la simulación digital y la toma -

de decisiones se basa en un modelo de programación dinámica.

En la Fig. 8 se muestra esquemáticamente el sistema estudiado, - para el cual se tratan de encontrar dos estrategias de operación. La primera a largo plazo (25 años), se relaciona con el problema de garantizar con cierta probabilidad un volumen de extracción - para abastecimiento a ciudades. La segunda a corto plazo, trata de fijar la política de operación que haga mínimos los daños por avenidas.

Para cada vaso:

Extracción = (Almacenamiento, volúmenes pronosticados)

El intervalo de simulación es horario. Esta estrategia se adopta una vez que se observan ciertos niveles en los vasos.

La predicción de los hidrogramas se realiza con datos continuos - recabados por la red telemétrica, los cuales alimentan un modelo de simulación diseñado para reproducir constantemente la respuesta de la cuenca con el fin de regular los escurrimientos en los vasos.

1.6 COMENTARIOS GENERALES.

Como se ha visto, los distintos modelos presentados son esencialmente una expresión cuantitativa de un proceso o fenómeno. La elección de que modelo utilizar debe hacerse considerando las decisiones que se van a tomar con el modelo, los datos, tiempo y - dinero disponibles.

En cuanto la complejidad del modelo, la decisión puede orientarse según se observa en la Fig. 9, donde se muestran las conse---

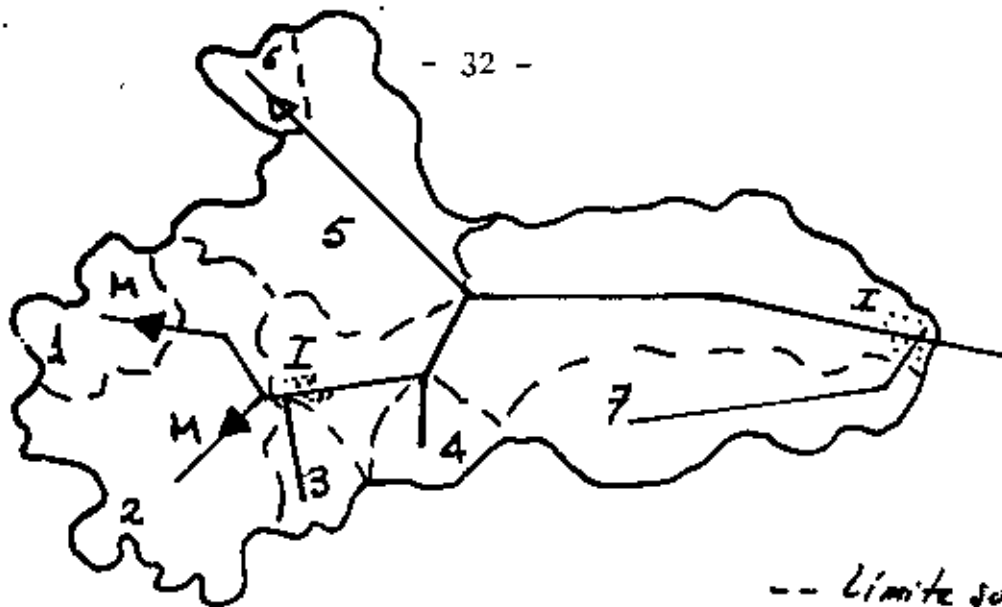


FIG. 8.-ESQUEMA DE LA CUENCA EN DONDE SE APLICA EL MODELO DE OPTIMIZACION.

-- Límite subcuenca

M Vaso de propósito múltiple

I Zona de inundación

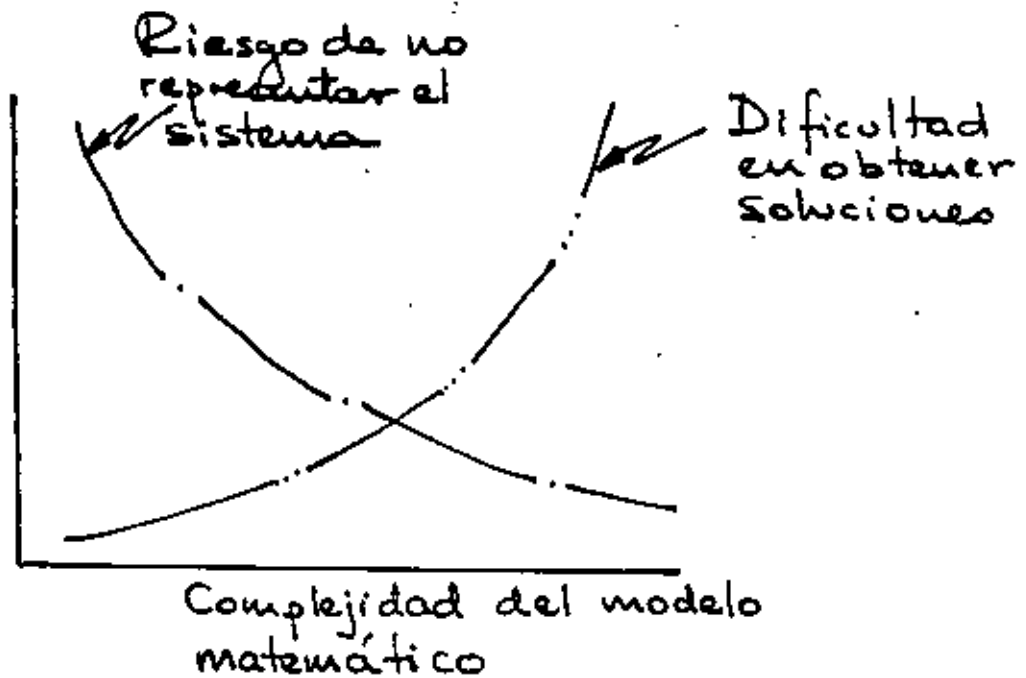


FIG. 9.-DIAGRAMA DE APOYO PARA LA SELECCION DE MODELOS.

cuencias de elegir un modelo sencillo o un modelo sofisticado.-

En el primer caso existirá un riesgo de no representar el sistema, y en el segundo se puede complicar la obtención de los resultados.

REFERENCIAS

- D.M. Gray, Editor "Handbook on the principles of Hydrology", Water Information Center, Inc. E. U. A., 1970.
- C.O. Wisler, E. F. Brater, "Hydrology", John Wiley & Sons, 1959.
- C.C. Kisiel, L. Duckstein, "Economics of Hydrologic Modelling", en Biswas K. (Ed.) "Proceedings of the Symposium on Modelling Techniques in Water Resources Systems", Vol. 2, Environment Canada, Ottawa, 1972.
- R.K. Linsley, N.H. Crawford, "Digital Simulation in Hydrology. Stanford Watershed Model IV", T.R. 39, Stanford University, E.U.A. 1966.
- D.G. Jamieson, "River Dee Research Program 1. Operating Multipurpose Reservoir Systems for Water Supply and Flood Alleviation", Water Resources Research, Vol. 8, No. 4, Agosto, 1972.
- T.J. Mulvaney, "On the use of self-registering rain and flood gages in making observations of the relation of rainfall and flood discharges in a given catchment." Proc. Inst. Civil Engineers Ireland, 4, 1850.
- J.C. Dooge, "The Hydrological Cycle as a Closed System", Bull. IASH, 13: 1:58, 1968.
- R.K. Linsley y otros, "Hidrología para Ingenieros", Ediciones del Castillo, 1967.
- D.L. Chery, "Design and Tests of a Physical Watershed Model", Hydrology, 4:224, 1966.

- M. Sugawara, "A comparative Analysis of digital and analogue computers as to their effectiveness in solving runoff analysis", Proceedings of the IASH-UNESCO Symposium on the use - of analogue and digital computers in hydrology, Vol. 1, E.U.A., 1969.
- R.W. Lichty, y otros, "Rainfall Runoff Model for Small Basin Flood Hydrograph Simulation", Proc. Sympo. the Use of Analogue -- and Digital Computers in Hydrology, Vol. 1, IASH-UNESCO, E. U. A., 1968.
- H.H. Rosenbrock, "An Automatic Method of Finding the greatest or least value of a function, The Computer, J.3, 1960
- J. Sancho y C., "Un Modelo Digital de Cuencas para Simulación de Esguimientos Directos", Tesis Profesional, UNAM, 1972.
- J.A. Anderson, "Computer Applications to System Analysis, Lower Mekong River, U.S. Army Engineer Division, North Pacific, Portland, Oregon E. U. A., 1967.
- R.K. Linsley y otros, "Hydrocomp Inc. Operation Manual" Palo Alto, Cal., E.U.A., 1969.
- F.M. Henderson, "Open Channel Flow" The Macmillan Co., 1969
- F. González V., "Estudio de Regionalización y Predicción de Tormentas y Avenidas de Diseño", SRH, 1972.
- L.J. Gumbel, "Statistics of Extreme Values", COLUMBIA University Press, 1958
- C.T. Haan, "Statistical Methods in Hydrology", The Iowa State University Press, 1977

R.L. Bras, I. Rodríguez I.,

"Rainfall-runoff as Spatial --
Stochastic Processes: Data
Collection and Synthesis",
Report # 196, Dept. of Civil
Eng., M.I.T.,
E.U.A., 1975.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

TRANSITO DE AVENIDAS EN LLANURAS DE INUNDACION

ING. LUIS LEON ESPINOZA NUÑEZ

FEBRERO, 1979



1. INTRODUCCION

1.1 Objeto del estudio y antecedentes

En las llanuras aluviales de regiones con precipitación intensa, donde se desarrollan centros urbanos, agricultura y ganadería, es frecuente la ocurrencia de inundaciones. Esto propicia muchas veces que en las zonas más afectadas se construyan obras de protección locales, que tienen el inconveniente de cambiar de posición el problema y no resolverlo de manera adecuada. Lo anterior ha hecho ver la necesidad de que en el estudio de la protección contra inundaciones, se contemple la región afectada en forma integral, se ensayen diversas alternativas de solución y se defina un programa escalonado de inversiones cuando no pueda desembolsarse el total del costo de las obras. Para poder realizar este tipo de estudios es necesario disponer de una herramienta de cálculo que cuantifique las características del flujo cuando el agua se desborda e inunda las llanuras adyacentes a los cauces, qué superficies serán inundadas en qué condiciones y por cuánto tiempo; y que además permita conocer el efecto de soluciones tales como, utilización de lagunas de inundación, formación de bordos, cauces de alivio, dragado, etc. El empleo de modelo hidráulico para estudiar el fenómeno, ha sido y es muchas veces un instrumento valioso para hacer los estudios integrales; sin embargo, en ocasiones presenta inconvenientes de costo, tamaño, duración de calibración y efectos de escala. El método matemático, al evitar estos aspectos, se presenta como solución alternativa atractiva. Por lo anterior, el Plan Nacional Hidráulico encargó al Instituto de Ingeniería la elaboración de uno o más modelos matemáticos que facilitaran el estudio de las obras de protección.

Se han desarrollado ya algunos modelos matemáticos para la simulación del flujo por cauces con llanuras de inundación. Entre ellos puede mencionarse los realizados en el río Mekong por dos dependencias: el Asian Institute of Technology (ref. 1) estudió una parte del río en la que se desbordaba en un tramo de aproximadamente 80Km; su modelo toma en cuenta sólo el efecto de almacenamiento de las llanuras y una función de retorno de las aguas que se desbordan en Vientiane y regresan al cauce en Nonkhi. El modelo se calibró probando diferentes curvas de almacenamiento en la planicie y de relaciones entre éste, el flujo desbordado y el flujo de retorno. Por su parte, SOGREAH (ref. 2), desarrolló un modelo para el delta del río Mekong en su desembocadura que está basado en una división de la llanura de inundación en elementos superficiales, irregulares y de gran extensión, por las que se simula el flujo de la avenida ya desbordada, tiene como inconvenientes no simular la fase anterior al desbordamiento, ni la de inundación, ni la de vaciado después del paso de la avenida, y que las velocidades se determinan sin considerar la aceleración local, o sea, como si se tratara de flujo permanente. En el Instituto de Ingeniería se desarrollaron tres modelos que evitan las deficiencias anteriores, se adaptan a las condiciones de frontera más comunes y son de fácil manejo.

1.2 Descripción del fenómeno

Normalmente, la avenida se genera en las partes altas de la cuenca donde los daños que causa no son en general de mucha importancia. Al propagarse y entrar en una llanura en la cual la pendiente del río disminuye y por lo tanto su capacidad de descarga, es factible que el caudal sobrepase dicha capacidad y el agua se desborde por las llanuras adyacentes. Las superficies inundadas pueden estar confinadas (lagunas de inundación) o bien comunicarse -

con otros cauces de la llanura o con tramos aguas abajo del mismo río. Estos dos casos tienen consecuencias distintas sobre el paso de la avenida; en el primero, el principal efecto es almacenar el agua desbordada que regresa o no al cauce y si lo hace, esto sucede en el mismo tramo del que salió; en el segundo caso, el agua vertida puede ingresar a un cauce vecino de nivel inferior, a un tramo del mismo cauce situado aguas abajo, o regresar en el mismo sitio que se desbordó, una vez que pasa la avenida.

Por lo anterior resulta conveniente incluir en el cálculo un tratamiento distinto para cada tipo de área, ya que es más simple el que se dá a las áreas de solo almacenamiento. Esto se logra al integrar los modelos con elementos de diferente tipo, de acuerdo con la función principal que cumplen.

2. ECUACIONES BASICAS DE LOS MODELOS

Se realizan con ellos, una simulación directa del fenómeno; para lograrla, se divide el flujo por el cauce y por la planicie en elementos volumétricos o volúmenes de control, en los que se aplican las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento (impulso) y de conservación de la masa. Dichas ecuaciones sobre un volumen de control V limitado por una superficie s son (ref.3):

$$(2.1) \quad \iint_s \rho v_j \vec{v} \cdot \vec{n} \, ds + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_V \rho v_j \, dV = \int_V \iint \mathcal{D}(\rho v_j) \, dV$$

$$(2.2) \quad \iint_s \rho \vec{v} \cdot \vec{n} \, ds + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho \, dV = 0$$

donde

- t tiempo
- ρ masa específica del fluido
- \bar{v} vector de velocidades
- \bar{n} vector unitario perpendicular y hacia afuera de la superficie que limita el volumen de control
- v_j componente del vector de velocidades en la dirección j
- $D(\rho v_j)$ impulso creado por fuerzas exteriores por unidad de volumen del fluido en la dirección j

El primer término de la ec. (2.1.) representa el flujo neto de la cantidad de movimiento a través de la superficie s en la dirección j , o en otras palabras, su transporte por convección hacia el volumen de control. El segundo término evalúa el cambio en el tiempo de la cantidad de movimiento en el volumen. El segundo miembro representa la cantidad de movimiento creada por fuerzas exteriores como la gravedad, la fricción, presión exterior, etc.

El flujo de una avenida ocurre con profundidades pequeñas comparadas con su extensión, o sea, es el movimiento de una onda larga; esto permite desprestigiar las velocidades verticales del agua y considerar el movimiento unidimensional en cauces y bidimensional en las llanuras inundadas. Se adoptó un criterio lagrangiano de cálculo, esto es, con volúmenes de control invariantes en el espacio del movimiento, que solo modifican su volumen por el cambio en la profundidad del flujo.

Los volúmenes de control utilizados en los modelos son:

Tipo A tramos de cauce en donde el flujo se considera unidimen

sional y a lo largo del mismo.

Tipo B elementos cuadrados en planta sobre la planicie, en la que el flujo se considera bidimensional.

Tipo C elementos irregulares en planta con flujo bidimensional y con la condición de que el flujo sea aproximadamente perpendicular a sus fronteras.

Tipo D elementos volumétricos irregulares en los que solo se aplica continuidad de masa, esto es, que funcionan básicamente como almacenamientos.

Las ecuaciones (2.1) y (2.2) se pueden aplicar a los volúmenes de control descritos, estimando las integrales que aparecen en ellas con valores medios; y para efectuar la integración del flujo en todos los elementos y obtener su desarrollo en el tiempo, conviene expresar la derivación respecto al tiempo en incrementos finitos. Para el movimiento en estudio el agua se considera un fluido incompresible, o sea, con masa específica constante, por lo que las ecuaciones anteriores se pueden dividir entre ρ , eliminándola como variable.

En la primera etapa desarrollada en el Instituto de Ingeniería, se desarrollaron tres modelos generales de simulación digital. En una segunda etapa la Comisión del Plan Nacional Hidráulico (CPNH) y la Comisión de Estudios del Río Pánuco (CERP), trabajaron en la formulación, calibración e implantación del modelo I para el Río Pánuco, que permite simular el tránsito de avenidas por la llanura de inundación, y que sirve como herramienta de--

terminante en el pronóstico a tiempo real de gastos y niveles de diversos sitios del cauce, lagunas y llanuras de inundación, los que permiten tomar decisiones a la CERP en sus actividades de control del río y defensa contra inundaciones. En esta etapa se procesó la información topográfica disponible; y en la calibración del modelo se emplearon los datos de la avenida de 1966, estudiándose las limitaciones del modelo en cuanto estabilidad numérica. En una tercera etapa se analizan con apoyo del modelo, diferentes alternativas de obra propuestas por la CERP en la búsqueda de mejores soluciones para el abatimiento de los niveles que permiten el rescate de áreas inundables.

3. FORMULACION DEL MODELO

El modelo I se forma con elementos de dos tipos:

- a) Elementos Tipo A, con cauce y pendiente bien definidos.
- b) Elementos Tipo D, definidos convenientemente a través de su curva elevaciones-volúmenes.

Las transacciones o interacciones entre los elementos se hacen a través de funciones de tipo vertedor de cresta ancha, siendo los gastos transferidos función del nivel del agua en los dos elementos que interactúan.

Las condiciones de frontera pueden ser de tres tipos:

- a) Frontera de gasto conocido. Se adopta este tipo de frontera cuando el hidrograma de entrada, o bien, cuando en la frontera se tiene una estructura de control capaz de realizar descargas de acuerdo con la política de operación establecida.
- b) Frontera de tirante conocido. Este tipo de frontera se utiliza cuando se efectúa la descarga en un vaso donde la elevación se conoce, o en el mar, cuyos movimientos son descritos por la variación de la marea. También, se utiliza este tipo en la confluencia de dos ríos, el tramo afluente toma como tirante frontera la elevación del tramo al cual confluye.
- c) Frontera de tipo vertedor. Se utiliza cuando el gasto en la frontera es función de la elevación en la misma.

3.1 Planteamientos de las ecuaciones del movimiento en los elementos Tipo A.

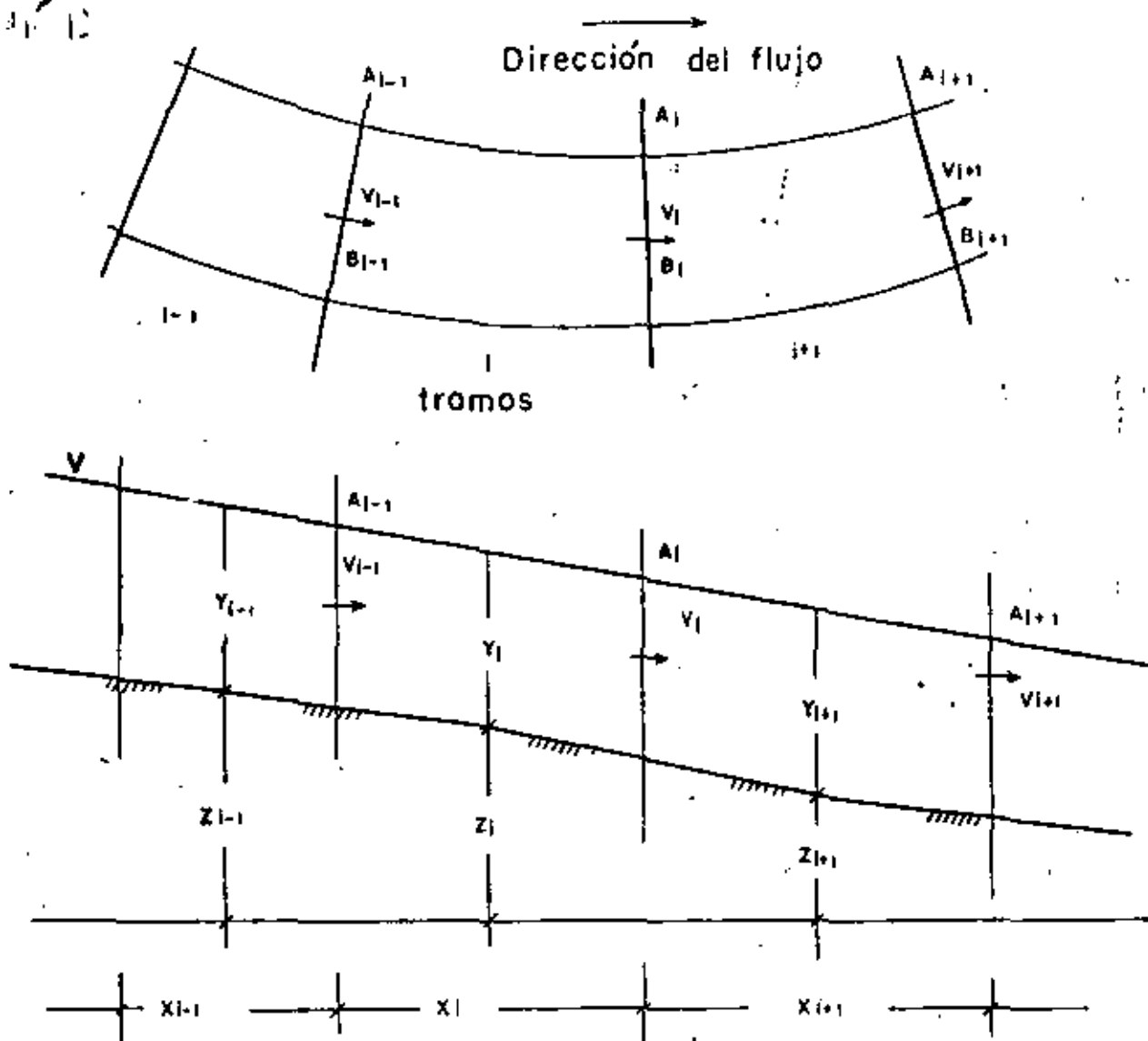


Figura 1:

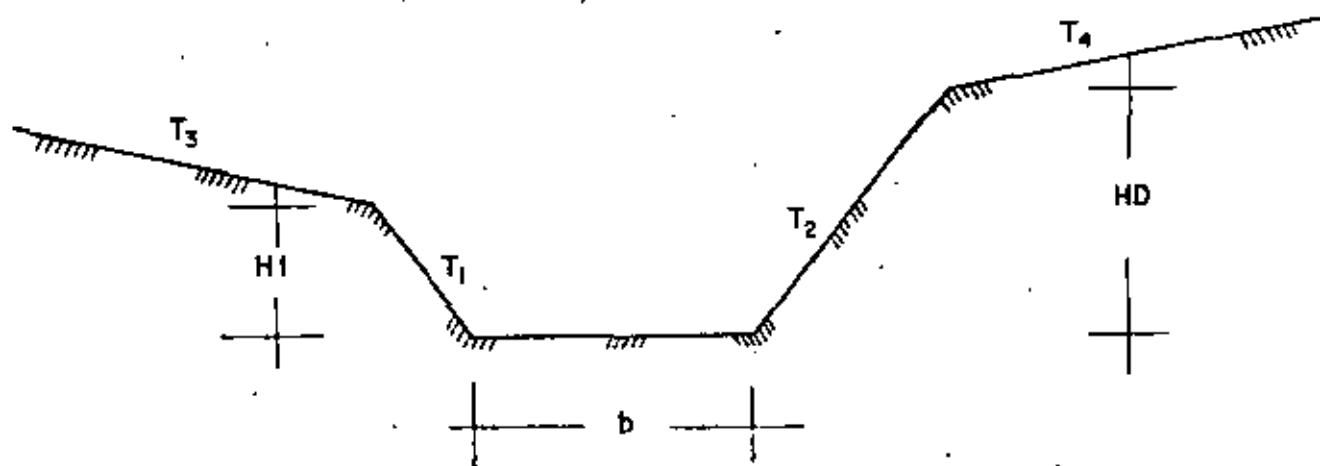


Figura 2
Definición de variables

Para lograr una simulación directa a partir de las ecuaciones - básicas de conservación de cantidad de movimiento (2.1) y de la masa (2.2), se divide la planicie de inundación en dos tipos de elementos:

- I) Los cauces donde se considera flujo unidimensional y
- II) Las llanuras de inundación cuyo efecto principal es el almacenamiento.

Los cauces se dividen en tramos representativos con características geométricas aproximadamente uniformes (fig. 1) y las secciones transversales se representan por trapecios definidos por los parámetros que se muestran en la figura 2. Se plantean en cada tramo las ecuaciones (2.1) y (2.2), defasándose medio tramo por razones de estabilidad de la solución numérica, figura 3.

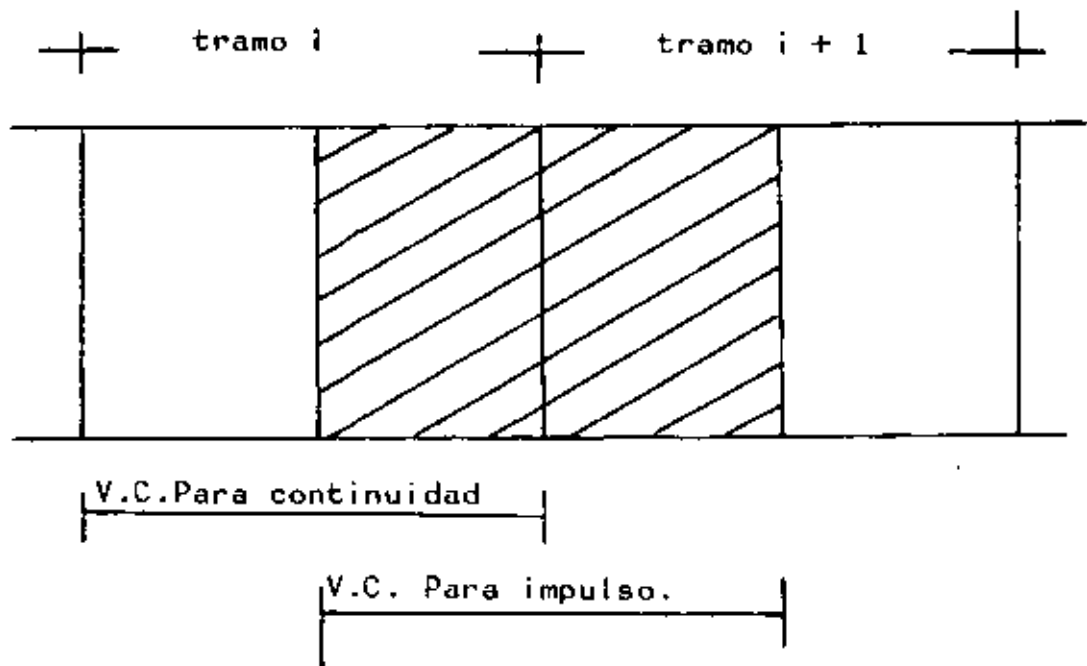


Figura 3 VOLUMENES DE CONTROL DEFASADOS MEDIO TRAMO PARA PLANTEAR LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD E IMPULSO

a) Primer término de la ecuación (2.1)

Durante un intervalo de tiempo dt , la masa que fluye por unidad de área a través de un elemento diferencial ds es:

$$\rho \bar{v} \cdot \bar{n} ds$$

v la cantidad de movimiento

$$\rho v \bar{v} \cdot \bar{n} ds$$

El flujo a través del total de la superficie de control de un volumen cualquiera será:

$$\iint_S \rho v (\bar{v} \cdot \bar{n}) ds$$

que representa la convección o transporte neto de cantidad de movimiento a través de la superficie de control S .

En la figura 4 se muestra un tramo de cauce en donde el flujo de cantidad de movimiento se realiza a través de las secciones transversales que lo limitan.

Considerando el volumen de control indicado en la figura 4 y tomando valores medios de los tramos $(i-1)$, i , $(i+1)$, se tiene:

$$\iint_S v \bar{v} \cdot \bar{n} ds = -V_i \left[\frac{1}{2} (V_{i-1} A_{i-1} + V_i A_i) - \frac{1}{2} (V_i A_i + V_{i+1} A_{i+1}) \right] \dots \text{Ec. 3.}$$

b) Segundo término de la ecuación (2.1)

En cualquier instante la masa de un elemento volumétrico dife--

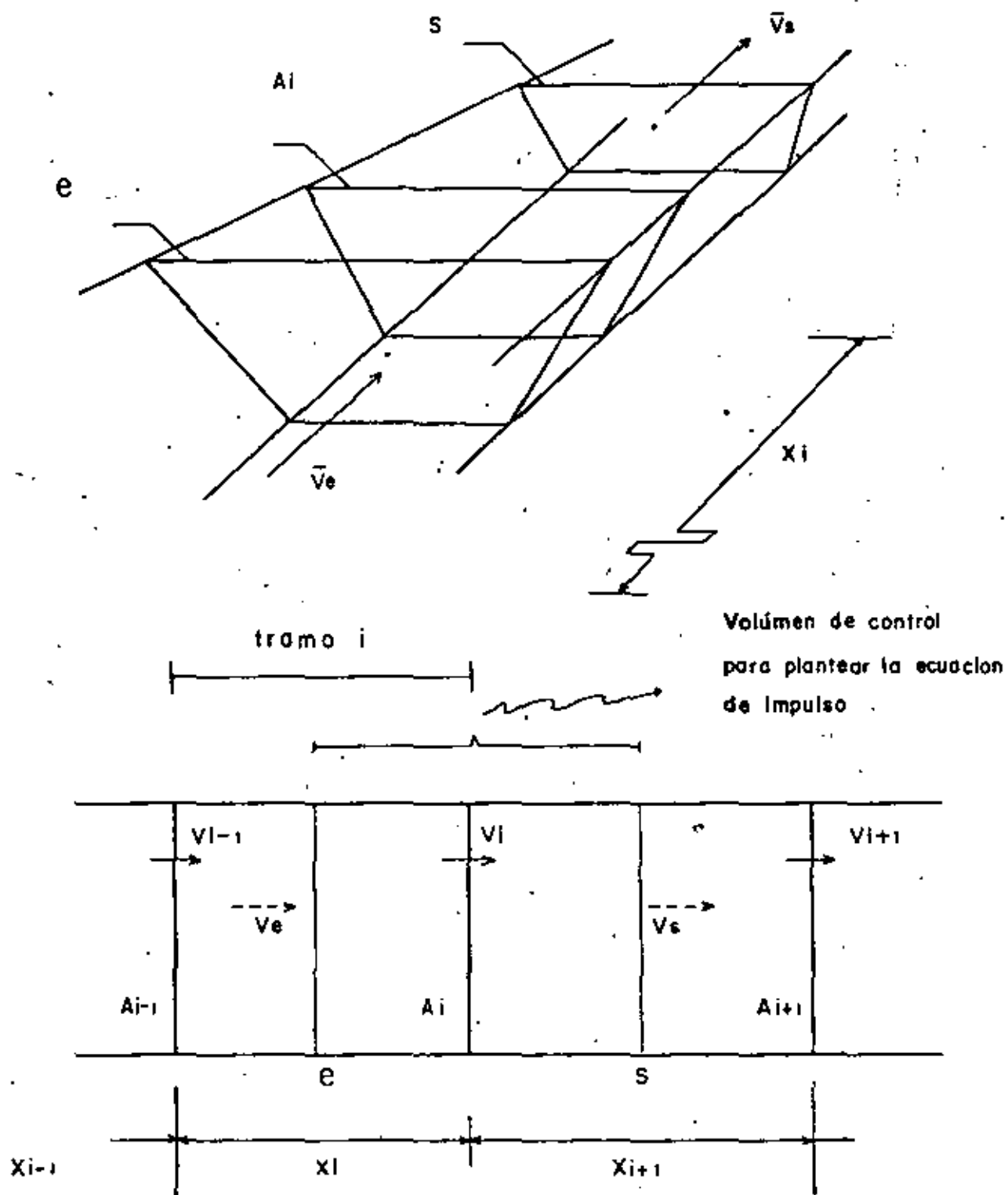


Figura 4 Volúmen de control para la ecuación de impulso

nencial es ρdV y su cantidad de movimiento será $V\rho dV$

Luego entonces, el cambio en el tiempo de la cantidad de movimiento en todo el volumen de control es:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_V \rho V dV$$

No se puede meter directamente la derivada parcial en el integrando porque los límites de la integración son variables en el tiempo, se tomará entonces:

$$\frac{\partial}{\partial t} \rho(\bar{V}_i \bar{V}_i)$$

donde: \bar{V}_i y \bar{V}_i son valores medios

tomando la diferencial total

$$\frac{\partial}{\partial t} (V\rho) = V \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3.2)$$

desarrollando cada término

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (LBY) = \left(B \frac{\partial Y}{\partial t} + Y \frac{\partial B}{\partial t} \right) L \quad (3.3)$$

considerando que la variación de B con respecto a t es de menor importancia que la variación de y

$$\frac{\partial B}{\partial t} \approx 0$$

tomando valores de y en los intervalos de tiempo k y k + 1

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} \left[\frac{(Y_i + Y_{i+1})^{k+1}}{2} - \frac{(Y_i + Y_{i+1})^k}{2} \right] \quad (3.4)$$

y la longitud del elemento como

$$L = \frac{1}{2} (X_i + X_{i+1}) \quad (3.5)$$

entonces

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{4\Delta t} B_i (X_i + X_{i+1}) [(y_i^{k+1} + y_{i+1}^{k+1}) - (y_i^k + y_{i+1}^k)] \quad (3.6)$$

El volumen del elemento en el tiempo k se determina como el área promedio por la longitud del tiempo.

$$V = \frac{1}{2} [(A_{i-1} + A_i)/2 + (A_i + A_{i+1})/2] [(X_i + X_{i+1})/2]$$

$$V = \frac{1}{8} (A_{i-1} + 2A_i + A_{i+1})(X_i + X_{i+1}) \quad (3.7)$$

La derivada parcial de la velocidad con respecto al tiempo es:

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = \frac{V_i^{k+1} - V_i^k}{\Delta t} \quad (3.8)$$

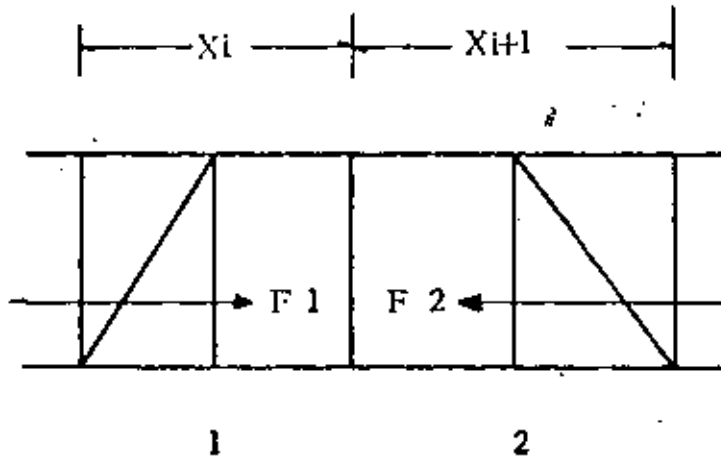
c) El miembro derecho de la ecuación (2.1) representa la suma de fuerzas exteriores que actúan sobre el volumen de control figura 5.

1. Las fuerzas hidrostáticas que actúan en las caras, fondo y taludes del elemento.

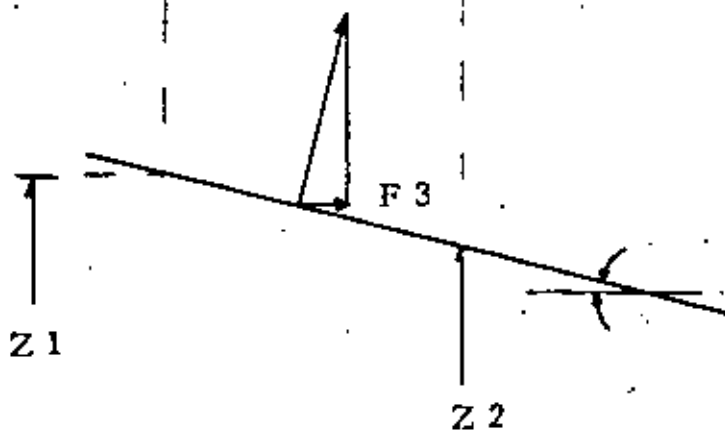
$$F_1 + F_2 + F_3 \sin \phi + 2 F_4 \sin \theta \quad (3.9)$$

donde ϕ es la pendiente del cauce definida como:

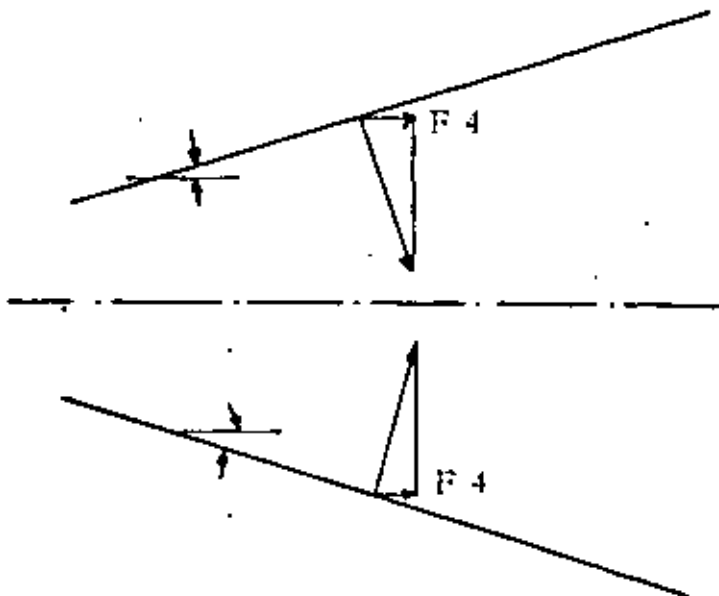
$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{(Z_i - Z_{i+1})}{(X_i + X_{i+1})/2} \right]$$



Fuerzas hidrostáticas en las secciones 1 y 2



Fuerza hidrostática sobre la plantilla



Fuerza hidrostática sobre los taludes

Figura 5

Fuerzas hidrostáticas sobre el volumen de control.

y θ es la expansión o contracción del ancho del cauce definido como:

$$\theta = \tan \left(\frac{B_i - B_{i+1}}{X_i + X_{i+1}} \right)$$

2. Las fuerzas de fricción producto de los esfuerzos tangenciales en el área de contacto con el fondo y los taludes.

$$\tau = \frac{-\mu}{c^2} V|V| \quad (3.10)$$

τ es el esfuerzo cortante, que multiplicado por el perímetro mojado y la longitud del tramo proporciona la fuerza de fricción F_5

$$F_5 = \frac{-\mu}{c^2} V|V| \frac{A}{R} \frac{X_i + X_{i+1}}{2} \quad (3.11)$$

dividiendo entre ρ y agrupando las ecuaciones 3.1, 3.2, 3.9 y -- 3.11 se plantea la ecuación (2.1) en términos de diferencias finitas.

$$\begin{aligned} & - \frac{V_i}{2} (V_{i-1} A_{i-1} - V_{i+1} A_{i+1}) + \frac{V_i B_i}{4 \Delta t} (X_i + X_{i+1}) (Y_i^{K+1} + Y_i^{K+1} - Y_i^K - Y_{i+1}^K) + \\ & + \frac{1}{8} (A_{i-1} + 2A_i + A_{i+1}) (X_i + X_{i+1}) \frac{(V_i^{K+1} - V_i^K)}{\Delta t} = F_1 + F_2 + F_3 \operatorname{sen} \theta \\ & + F_4 \operatorname{sen} \theta - \frac{g}{c^2} V_i |V_i| \frac{A}{R_i} \frac{(X_i + X_{i+1})}{2} \end{aligned} \quad (3.12)$$

Hasta este punto, a excepción de los términos $\frac{\partial V}{\partial t}$, $\frac{\partial Y}{\partial t}$ no se-

ha definido a que intervalo de tiempo corresponden los valores de las variables V, A, F, R, B ; deben adoptar un valor medio entre los correspondientes al inicio y al final del intervalo Δt entre los instantes (k) y $(k+1)$.

Dicho valor se acostumbra hacerlo como un combinación lineal -- del valor i inicial y el valor final f

$$X = \theta X + (1 - \theta) X^{k+1} \quad 0 < \theta < 1$$

donde X es una variable cualquiera.

Del valor que se adopte depende el método de solución.

Si se adopta $\theta = 1$ la solución del sistema es muy simple ya que se obtienen las incógnitas velocidad (v) y tirante (y) en el instante $k + 1$ en función de las variables en el instante k ; a este esquema de solución se le llama un esquema explícito; tiene el inconveniente de que el intervalo de tiempo de integración está limitado por el tamaño de los elementos y que el introducir intervalos grandes vuelve inestable la solución.

Si se adopta $\theta = 1/2$ se obtiene lo que se llama un esquema implícito de solución, incondicionalmente estable siempre que $\theta \geq 1/2$.

Para la elaboración de este modelo no se ha adoptado un valor preciso de θ , además, las ecuaciones 3 y 14 tienen términos cuadráticos de la velocidad por lo que el planeamiento explícito se hace tomando la mayor cantidad de valores de las variables en el instante $k + 1$ que mantenga lineal el sistema de ecuaciones.

La ecuación (3.12) queda finalmente como:

$$\begin{aligned}
 & - \frac{V_i^{k+1}}{2} (V_{i-1}^k A_{i-1}^k - V_{i+1}^k A_{i+1}^k) + \frac{V_i^k B_i^k}{4\Delta t} (X_i + X_{i+1}) (Y_i^{k+1} + Y_{i+1}^{k+1} - Y_i^k - Y_{i+1}^k) \\
 & + \frac{1}{8} (A_{i-1}^k + 2A_i^k + A_{i+1}^k) (X_i + X_{i+1}) \frac{(V_i^{k+1} - V_i^k)}{\Delta t} = \\
 & F_1^k + F_2^k + F_3^k \operatorname{sen} \phi + F_4 \operatorname{sen} \theta - \frac{g}{c^2} V_i^{k+1} |V_i^k| \frac{A_i^k}{R_i^k} \frac{(X_i + X_{i+1})}{2} \quad (3.12)
 \end{aligned}$$

Reagrupando términos se llega a la ecuación

$$I_1 Y_i^{k+1} + I_2 V_i^{k+1} + I_3 Y_{i+1}^{k+1} = I_4 \quad (3.13)$$

donde I_1, I_2, I_3, I_4 , son coeficientes que se calculan con valores conocidos en el intervalo de tiempo k

$$I_1 = V_i^k \frac{B_i^k}{4\Delta t} (X_i + X_{i+1})$$

$$\begin{aligned}
 I_2 = & \frac{1}{2} (V_{i-1}^k A_{i-1}^k - V_{i+1}^k A_{i+1}^k) + \frac{1}{8\Delta t} (A_{i-1}^k + 2A_i^k + A_{i+1}^k) (X_i + X_{i+1}) + \\
 & + \frac{g}{c^2} |V_i^k| \frac{A_i^k}{R_i^k} \frac{(X_i + X_{i+1})}{2}
 \end{aligned}$$

$$I_3 = V_i^k \frac{B_i^k}{4\Delta t} (X_i + X_{i+1})$$

$$\begin{aligned}
 I_4 = & F_1^k + F_2^k + F_3^k \operatorname{sen} \phi + F_4 \operatorname{sen} \theta + V_i^k \frac{B_i^k}{4\Delta t} (Y_i^k + Y_{i+1}^k) + \\
 & \frac{V_i^k}{8\Delta t} (A_{i-1}^k + 2A_i^k + A_{i+1}^k) (X_i + X_{i+1})
 \end{aligned}$$

La ecuación de continuidad recibe un tratamiento similar.

a) El primer término de la ecuación (2.2) representa el flujo neto de masa a través de la superficie S. Se considera el volumen de control mostrado en la figura 6.

Considerando el gasto a través de las secciones transversales que limitan el tramo y los gastos de aportación lateral, se tiene:

$$\iint_S \rho \bar{v} \bar{n} ds = -V_{i-1} A_{i-1} + V_i A_i - \Sigma Q \quad (3.14)$$

b) El segundo término de la ecuación (2.2) representa el cambio de almacenamiento en el volumen de control.

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_V \rho dV = \frac{\partial}{\partial t} V_i \quad (3.15)$$

tomando V como:

$$X_i A_i = X_i B_i Y_i \quad (3.16)$$

La parcial de y con respecto a t en diferencias finitas se expresa como:

$$\frac{Y_i^{k+1} - Y_i^k}{\Delta t}$$

La ecuación (2.2) queda expresada en diferencias finitas como:

$$-V_{i-1}^{k+1} A_{i-1}^k + V_i^{k+1} A_i^k - \Sigma Q + \frac{X_i}{2\Delta t} (B_{i-1} + B_i) (Y_i^{k+1} - Y_i^k) = 0 \quad (3.17)$$

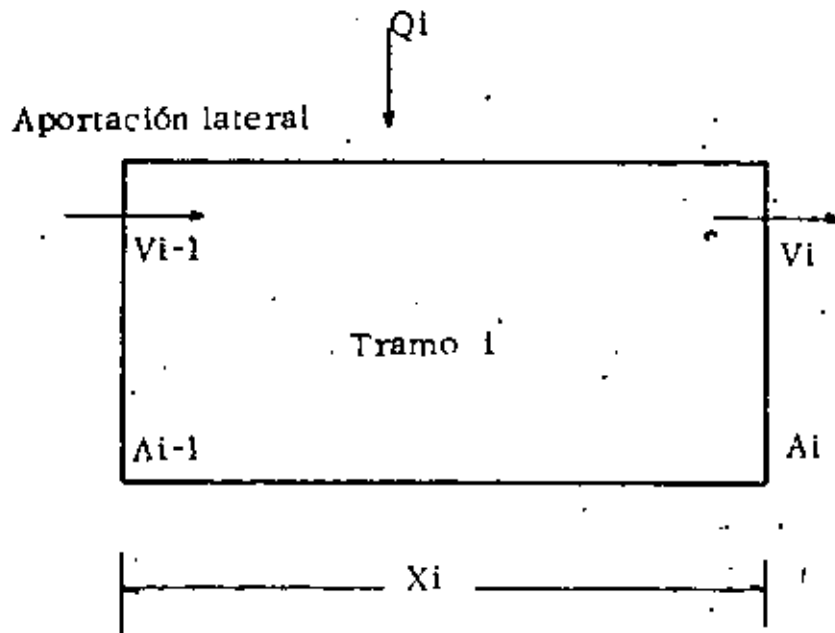
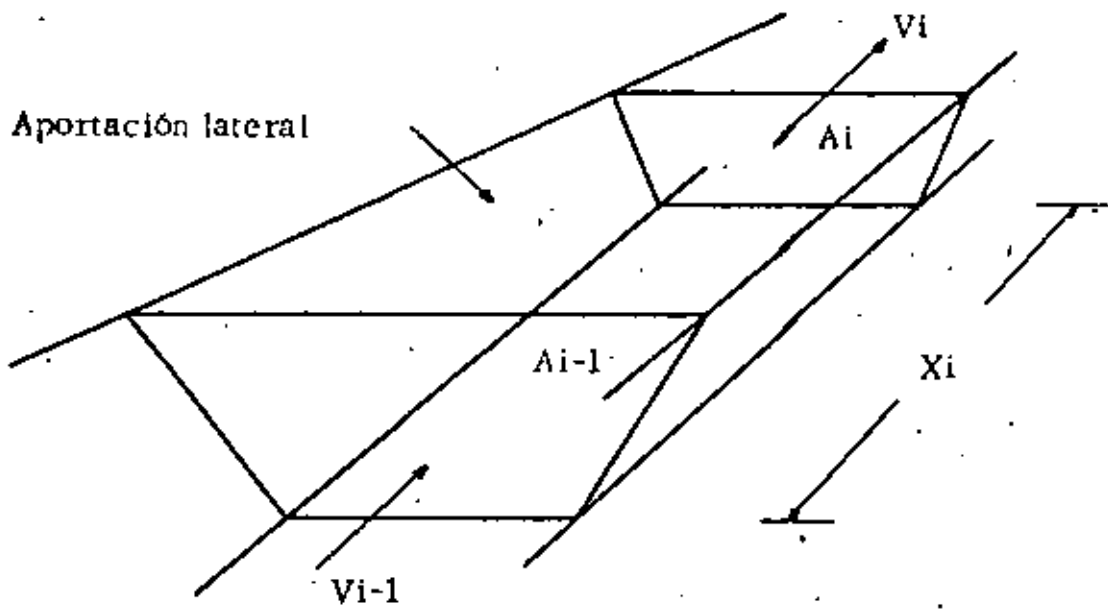


Figura 6
Volumen de control para la ecuación de continuidad

Reagrupando se llega a la ecuación:

$$C_1 V_{i-1}^{k+1} + C_2 Y_i^{k+1} + C_3 V_i^{k+1} = C_4 \quad (3.18)$$

donde C_1, C_2, C_3, C_4 son coeficientes calculados con los valores conocidos de las variables en el intervalo de tiempo k

$$C_1 = -A_{i-1}^k$$

$$C_2 = \frac{X_i}{2\Delta t} (B_{i-1}^k + B_i^k)$$

$$C_3 = A_i^k$$

$$C_4 = \Sigma Q + Y_i^k \frac{X_i}{2\Delta t} (B_{i-1}^k + B_i^k) \quad (3.19)$$

En las ecuaciones anteriores, se ha utilizado la siguiente nomenclatura:

- ρ : Masa específica del agua
- γ : Peso específico del agua
- τ : Esfuerzo cortante
- g : Aceleración de la gravedad
- t : Tiempo
- Δt : Magnitud del intervalo de tiempo usado en la integración
- $k, k+1$: Subíndice del intervalo de tiempo
- i : Subíndice del tiempo
- X_i : Longitud del tramo i
- B_i : Ancho de la superficie libre
- A_i : Area de la sección transversal aguas abajo del tra

mo i

- Yi : Tirante al centro del tramo i
- Vi : Velocidad en el tramo i
- Pi : Perímetro mojado
- Ri : Radio Hidráulico
- Ci : Coeficiente de Chezy
- N : Coeficiente de rugosidad de Manning
- S : Superficie
- V : Volumen
- n : Vector unitario normal a la superficie de control
- F : Fuerza
- I,C : Coeficiente de las ecuaciones lineales de impulso-
y continuidad

3.2 Planteamiento de la ecuación de las llanuras de inundación (Elementos Tipo D)

El modelo (1) considera a las llanuras como vasos de almacena-
miento, donde se plantea la ecuación de continuidad.

$$E - S = \Delta V \quad (3.20)$$

donde:

- E: Volumen que entra al vaso
- S: Volumen que sale del vaso
- V: Cambio en el almacenamiento

Las transferencias E y S entre tramos de cauce y llanuras de --
inundación se simulan mediante una función tipo vertedor de - -

cresta ancha

$$Q_i = \frac{n_e - n_i}{ABS(n_e - n_i)} Z(n_e, n_i) L (ABS(n_e - n_i))^{3/2} \quad (3.21)$$

donde:

Q_i : Gasto transferido entre el tramo i y la laguna

n_l : Nivel en la laguna

n_i : Nivel en el tramo

Z : Coeficiente de descarga en función del ahogamiento

L : Longitud del tramo vertedero entre los dos elementos

ABS: Valor absoluto

La figura 7 muestra un esquema para definición de variables y la figura 8 los posibles casos de transferencia entre cauce y la laguna.

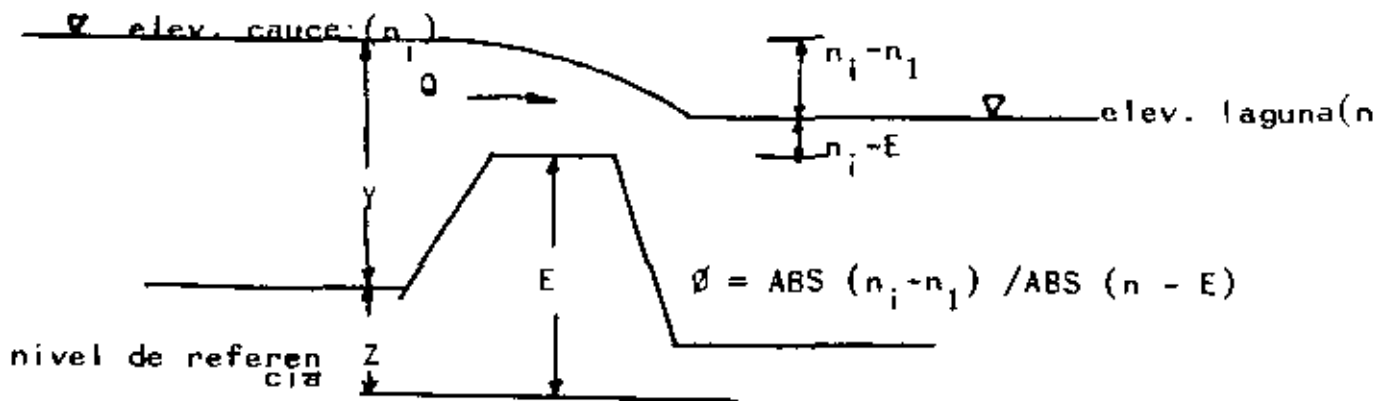


Figura 7 DEFINICION DE VARIABLES

En función del ahogamiento definido como:

$$\phi = ABS(n_e - n_i) / (n - E)$$

Se toma Z como

$$Z = 0.871 / \sqrt{2.9} \phi^{0.478} \quad 0 < \phi < 0.1$$






	SIGNO	GASTO
	A + B +	A $Q = 0$ B $Q = 0$
	A - B -	A $Q = 0.446 \sqrt{2g} L (n_1 - n_2)^{1.5}$ B $Q = 0$
	+	$0 < \theta < 0.1$ $Q = 0.871 \sqrt{2g} \theta^{0.478} L (n_1 - n_2)^{1.5}$ $0.1 < \theta < 1.0$ $Q = 0.446 \sqrt{2g} \theta^{0.155} L (n_1 - n_2)^{1.5}$
		$0 < \theta < 0.1$ $Q = 0.871 \sqrt{2g} \theta^{0.478} L (n_1 - n_2)^{1.5}$ $0.1 < \theta < 4.0$ $Q = 0.446 \sqrt{2g} \theta^{0.155} L (n_1 - n_2)^{1.5}$

FIGURA 8

Transferencia de gasto entre tramos de río y lagunas

$$\begin{aligned} Z &= 0.446 \sqrt{2g} \phi^{0.185} & 0.1 < \phi < 1.0 \\ Z &= 0.446 \sqrt{2g} \phi^0 & 1 < \phi \end{aligned} \quad (3.22)$$

3.3 Condiciones frontera

El modelo considera las condiciones de frontera siguientes, tanto para aguas abajo de un cauce.

1. Gasto conocido

- Se conoce el hidrograma de salida cuando aguas abajo - - existe una obra de control
- Se conoce el hidrograma de entrada

2. Tirante conocido

- Condición de marea en la descarga al mar
- Elevación conocida en el punto de confluencia o bifurcación

3. Vertedor

- El gasto en la frontera en función de la elevación en el tiempo considerado

En el plano 1 se muestran las condiciones de frontera del modelo.

3.4 Condiciones iniciales

Son los valores de tirante y velocidad en cada tramo del río y los niveles en las lagunas en el instante de iniciar la integración de las ecuaciones (2.1) y (2.2).

Por razones de estabilidad conviene empezar en condiciones de flujo establecido y anteceder el tránsito de avenidas por un periodo de "calentamiento" para eliminar pequeñas alteraciones numéricas.

4.- METODO DE SOLUCION

Se plantea la ecuación de continuidad (C) en cada tramo de río y la ecuación de impulso (I) en volúmenes de control defasados medio tramo para mejorar la estabilidad numérica. En la figura 9 se muestra un esquema para definición de tramos; en los volúmenes de control A, A', B' y B' se plantean las condiciones de frontera. Se obtiene de esa manera un sistema de $2n + 1$ ecuaciones lineales que se resuelve por una variante del Método Gauss, denominado doble barrido; 3/

Aprovechando la estructura original de la matriz de coeficientes, se realiza el primer barrido de aguas abajo a aguas arriba, obteniendo la estructura 2, y el segundo barrido en sentido inverso obteniendo la matriz identidad y el vector de términos independientes que es la solución del problema (figura 10).

El modelo planteado, hasta aquí, para un solo cauce se generaliza para redes en las planicies de inundación.

Se divide la red en dos conjuntos tales que elementos del mismo conjunto no se crucen; de esa manera un conjunto sirve de frontera al otro.

Se aplica, entonces, el mismo método de solución, alternativamente a los dos conjuntos, repitiendo el proceso para cada intervalo de tiempo, de manera que la solución en el intervalo K sea condición inicial en el intervalo K + 1.

5.- ESTABILIDAD NUMERICA

El modelo se programó para ser procesado en computadora y -

se realizó una investigación de su estabilidad numérica, con el objeto de determinar cuales son los intervalos máximos posibles de tiempo (Δt) y longitud de tramo (Δx) que no ocasionan inestabilidad numérica en la solución.

En general, para un método implícito, el máximo intervalo de tiempo que puede utilizarse sin causar inestabilidad es:

$$\Delta t < \frac{B(\Delta x)^2 S_o^{1/2}}{K_a + K'_y S_o \Delta x}$$

Si el segundo término del denominador es despreciable se obtiene la condición de estabilidad para la solución explícita de la ecuación de difusión.

$$\Delta t < \frac{B}{K_a} (\Delta x)^2 S_o^{1/2}$$

Si el primer término es despreciable se obtiene la expresión:

$$\Delta t < \frac{B \Delta x}{K'_y S_o}$$

Donde:

B: Ancho de la superficie libre

S_o: Pendiente del cauce

K_a: Conductividad hidráulica

K_y: Derivada de la conductividad con respecto a y y $\frac{\partial k}{\partial y}$

Δx : Longitud de tramo

Δt : Incremento de tiempo usado en la integración.

Se puede demostrar que si $\partial y / \partial x$ es pequeña con respecto a -- S_o, la velocidad de la onda es:

$$c = \frac{K'_y S_o^{1/2}}{B}$$

y la ecuación de estabilidad se puede escribir

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{c}$$

que es similar al criterio de estabilidad utilizado en el método de las características.

Debe notarse que el criterio de estabilidad debe satisfacerse para cada tramo de río y para todos flujos en el mismo, no es suficiente tomar valores promedio de longitud de tramo, ancho de superficie libre, pendiente de cauce, conductividad en la determinación del incremento del tiempo Δt .

Se hizo una estimación del incremento Δt necesario para diferentes longitudes Δx y gastos máximos previsibles, y se calculó el tiempo requerido para el cálculo de una avenida de 30 días en la computadora CDC-CYBER de la SARH.

6.- RESULTADOS

Los resultados obtenidos con la información disponible hasta la fecha son satisfactorios y prometedores.

De manera general, en los resultados obtenidos:

- a) Se logra una buena reproducción en la forma de limnograma -- tanto en los puntos situados cerca del mar (Bombas 1 y Tamós), -- en los puntos medios del río (Pánuco y Las Adjuntas) y en los puntos situados en las fronteras del modelo (Tamuín, El Olivo y Tamesí). En general, se notan los accidentes y cambios en la forma de la gráfica.
- b) La rama de ascenso del limnograma se produce con cierto retraso esto puede deberse a las hipótesis hechas para completar información en el tiempo anterior a la avenida principal; estas hipótesis se hicieron para llevar el limnograma desde un estado

inicial en un supuesto régimen de flujo establecido, hasta un estado de condiciones iniciales en el tiempo inmediatamente anterior a la avenida. De la misma manera, el estado inicial en las lagunas no era perfectamente conocido.

c) La rama de descenso del limnograma muestra que la disminución de la elevación del nivel de la superficie libre del río se hace, en general, de manera más rápida que en el prototipo.

Esto se debe a que en el modelo no se han reproducido con suficiente aproximación los retornos del flujo de las lagunas hacia el río.

d) Las discrepancias o error en los máximos son del orden de -- 10% en tirante, en la parte baja (Estación Bombas I) se obtiene un error de 30 cm., en tirantes de 10m., esto representa un error del 3%. En la parte media del río (Estación Pánuco se observan errores del orden de 1m., en tirantes de 14m.

La tabla siguiente nos muestra los errores observados en el modelo.

Estación	Error m	Tirante	%
Bombas I	0.3	10	3
Pánuco	1.0	14	7
Las Adjuntas	1.5	17	9
Tamuín	2.0	13.5	15
El Olivo	1.5	12.5	12

e) Las mayores discrepancias se observan en los tramos Las Adjuntas-Tamuín y Las Adjuntas-El Olivo; esto se debe fundamentalmente a la información utilizada, ya que se partió de la suposición

de que el río tiene rugosidad uniforme; en toda la parte modelada se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.025. En el segundo tramo no se conocía con exactitud la ubicación de las secciones transversales.

f) Por lo que respecta a gastos, no se tienen hidrogramas interiores para poder establecer puntos de comparación con los resultados, de manera que no se está en posibilidad de cuantificar la magnitud de los errores. Sin embargo, al estudiar los hidrogramas obtenidos en el modelo se observa consistencia de los resultados:

1.- El gasto evoluciona gradualmente a lo largo de los tramos del río. 2.- Se observa claramente el efecto de las transferencias hacia las lagunas. 3.- Al comparar hidrogramas entre puntos distantes (Las Adjuntas, Pánuco y Tamos) se observa claramente el amortiguamiento del pico y el almacenaje de cauces y lagunas.

g) Se realizó una comprobación de la ecuación de continuidad aplicándola de manera global a todo el sistema para tener la seguridad de no ganar ni perder agua en el transcurso del cálculo.

h) El sistema de lagunas del Río Guayalejo tiene una gran capacidad de almacenamiento para regular las avenidas que se presentan en ese río.

i) Resultados obtenidos en otros modelos, unidimensionales v. gr.: estudio para navegación en el Río Uruguay ó o en el Río Kinston 5 utilizando longitudes de tramo de 3 m., e intervalos de integración de 2 h., producen errores del mismo orden de magnitud.

7.- BIBLIOGRAFIA

- 1 CRUICKSHANK C. Y ZUMAYA E.
Modelo para tránsito de avenidas en cauces con llanura de inundación.- Instituto de Ingeniería UNAM 1974.
- 2 SOTELO G.
Hidráulica General.- Wiley Limusa 1974.
- 3 AGUILERA V.
Subrutina Gauss-Doble barrido para resolver sistemas de ecuaciones lineales con matriz de tres elementos en banda-diagonal.- CPNH 1976.
- 4 HARDER J. Y ARMACOST L.
Wave Propagation in Rivers.- University of California, Berkeley 1966.
- 5 AMEIN M. Y CHING F.
Implicit Flood Routing in Natural Channels Proceedings.---ASCE-JHD Dic. 1970.
- 6 SOGREAH
Mathematical Models of Rivers.- Grenoble.
- 7 AGUILERA V.
Manual de Programa de Tránsito de Avenidas por llanuras de inundación.- CPNH 1977.
- 8 Resultados del program Tránsito de Avenidas por llanuras de inundación.- (Listado de Computadora) CPNH 1976.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

MÉTODOS PARA LA EMISIÓN DE PRONÓSTICO HIDROLÓGICO
A CORTO, MEDIANO Y LARGO PLAZOS, PARA LA PREVEN--
CIÓN Y/O MITIGACIÓN DE SITUACIONES DE EMERGENCIA
PROVOCADAS POR INUNDACIONES

ING. ANTONIO ACOSTA GODINEZ

FEBRERO, 1979

METODOS PARA LA EMISION DE PRONOSTICO HIDROLOGICO
A CORTO, MEDIANO Y LARGO PLAZOS, PARA LA PREVEN
CION Y/O MITIGACION DE SITUACIONES DE EMERGEN
CIA PROVOCADAS POR INUNDACIONES

INDICE:

- A.- Introducción
- B.- Pronósticos a largo plazo
- C.- Pronósticos a mediano plazo
- D.- Pronósticos a corto plazo
- E.- Conclusiones

A.- Introducción

Como es sabido para cualquier Ingeniero hidraulista, diseñador de obras hidráulicas, uno de los usos múltiples que al agua se le asignan, dentro del proyecto, es el del control de avenidas y prevención de inundaciones.

Igualmente, se sabe que en la gran mayoría estos usos múltiples del agua, cuando en la obra hay más de dos, generalmente entran en franco conflicto y ello obliga a buscar las mejores formas de administración del recurso tratando de evitar incongruencias entre ellas.

Para la SARH, el uso múltiple prioritario es la irrigación y es obvio que los administradores del recurso deseen tener siempre lo más alto posible el embalse. Igualmente los que operan la presa con el objeto del control de las avenidas - saben que a menor almacenamiento, el riesgo de una descarga es bajo y por ende se requieren embalses bajos.

De lo anterior resulta que los dos usos entran en conflictos; mientras los "irrigadores" desean almacenamientos altos, con alto riesgo de descargas, los "controladores de avenidas" quieren embalses bajos con alto riesgo de deficiencias en el riego.

Los avances en la aplicación de las matemáticas en los sistemas hidrológicos para la administración de los recursos hidráulicos ha venido a ser la salida más congruente, que se le ha dado en la actualidad.

En pocas palabras, se ha buscado este camino para salvar los obstáculos que el conflicto en el uso del recurso plantea en los usos múltiples.

Una forma de uso muy general, es la que a continuación se expone y consiste en tomar decisiones sobre la utilización del agua, en función del conocimiento de las variables que entran en la ecuación de conservación de materia; a saber: Almacenamiento, Salidas y las Entradas.

Los dos primeros valores son normalmente fáciles de especificar, no así las entradas que son producto de un complejo proceso de escurrimiento de la cuenca, a lo largo del tiempo y que dependen de innumerables factores. O sea, es una serie de tiempo que se conoce su tramo histórico registrado, pero no el del "porvenir".

Claro se entiende que si se pronóstica lo que pueda ocurrir, entonces el problema se acaba. Concluyendo; el criterio que se propone es efectuar, con base al conocimiento de la serie de tiempo registrada, un pronóstico de escurrimientos.

El pronóstico puede ser a lo largo del tiempo, por ciclos -

tan grandes como el anual, "largo plazo" y tan reducido como el horario, "corto plazo"; el intermedio, con lapsos estacionales o mensuales, "mediano plazo".

Para el desarrollo de los capítulos 2 a 4 se incluyen trabajos del autor, dos que han aparecido en la revista de Recursos Hidráulicos y otro inédito próximo a aparecer. Todos estos trabajos son el resultado de la experiencia que durante 6 años se ha acumulado en el control de avenidas, dentro de la SARH.

VOLUMEN UTIL DE UN ALMACENAMIENTO (UN NUEVO ENFOQUE)

Antonio Acosta*

Ingeniero Civil

INTRODUCCION.

El problema del desperdicio de los recursos hidráulicos en zonas de disponibilidades limitadas, por malos diseños o el irracional uso del recurso hidráulico, debido a falta de planes de operación razonables, ha llevado a que en la Dirección de Control de Ríos - de la SARH se estudie esta cuestión.

Se puede decir que se ha visualizado la dificultad por dos caminos; a saber, uno por el camino más difícil, pero más confiable, - y el otro más sencillo, aunque con más limitaciones.

El primer enfoque, a través de programación dinámica y lineal, se hace muy limitada su aplicación debido a la escasez de datos para estructurar la información básica y poder maximizar la función de beneficios; ello conduce, por el momento, a resolver el problema en forma más sencilla, enfoque hidrológico, que es el motivo del trabajo.

METODOLOGIA.

La problemática planteada en los párrafos precedentes es, en síntesis, establecer una metodología con la cual: en el diseño, se le proporcione a la presa la capacidad hidrológica adecuada; y en

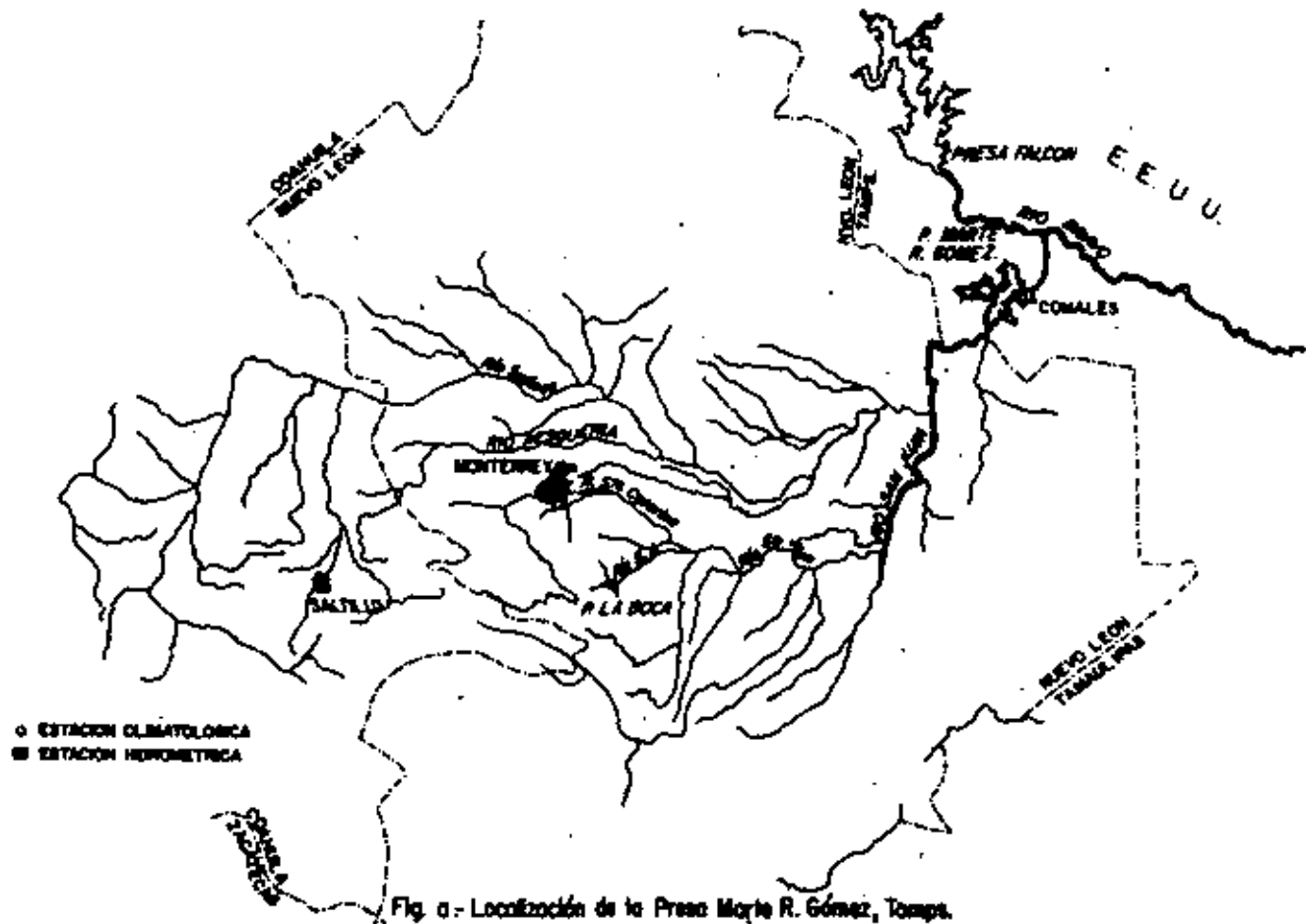
* Jefe del Departamento de Proceso. Dirección de Control de Ríos SARH.

la operación se minimicen los desperdicios, o sea, se maximicen, para una capacidad útil dada, los volúmenes aprovechables.

La hidrología moderna ofrece diversos métodos para resolver la cuestión, y de éstos el más usual es la simulación de funcionamiento de vaso, según lo señalado en el resumen. El método, en términos generales, consiste en lo siguiente:

- a) Identificar el sitio en donde se quiere construir el almacenamiento.
- b) Acopiar la información física del vaso (curvas, elevaciones, áreas, capacidades).
- c) Recolectar los datos, normalmente mensuales, de volúmenes de escurrimiento y sólidos en suspensión; lluvias y evaporaciones, y de estos últimos dos valores, determinar la evaporación neta.
- d) Establecer el plan de cultivos representativos de la zona -- por irrigar y, a través de los métodos conocidos, obtener -- los volúmenes de demanda, mensual y anual, a pie de presa. -- Algo semejante a lo anterior se haría si fuera otro el uso a que se destinara el vaso o en caso de ser de usos múltiples -- el aprovechamiento.
- e) Calcular la capacidad muerta de la presa, función de la de azolves.
- f) Proponerse una capacidad de conservación (capacidad útil más muerta).
- g) Resolver la ecuación de conservación de masas siguiente:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (1)$$



CAP (Mm ³)	0.0	0.019	0.090	3.735	11.650	25.777	116.438	302.719	1036.790	3039.564
AREA (Ha)	0.0	2.50	11.67	576.87	1006.12	1819.27	4409.47	8037.85	16657.00	33960.47

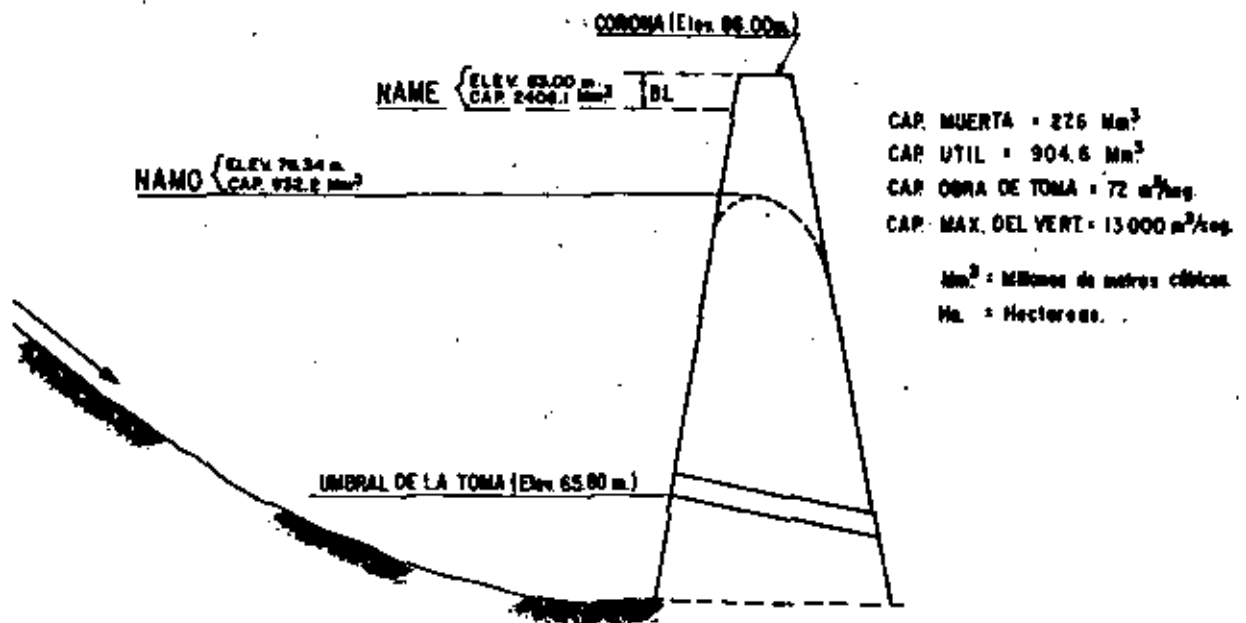


Fig. b.- Características generales de la Presa Marte R. Gómez, Tamps.

que resulta por incrementos finitos y despreciando las pérdidas por infiltración en vaso y cortina:

$$S_{i+1} = S_i + EN_{i+1} - EV_{i+1} - DM_{i+1} \quad (2)$$

sujeta a las restricciones:

$$SM \leq S_{i+1} \leq SC \quad (3)$$

$$1 \leq i \leq M$$

$$M = N * 12$$

donde:

S_{i+1} = Almacenamiento al final del mes

S_i = Almacenamiento al inicio del mes

EN_{i+1} = Entradas netas al vaso en el mes (i+1)

EV_{i+1} = Volumen de pérdidas por evaporación; función de las áreas al inicio y final del intervalo y de la evaporación neta del mes (i+1)

DM_{i+1} = Volumen de demanda en el mes (i+1)

N = Número de años de registros

$$DM_{i+1} = PD_j * VDA \quad (4)$$

$$\sum_{j=1}^{12} PD_j = 1.0 \quad (5)$$

$$0 \leq PD_j \leq 1.0 \quad (6)$$

en las cuales:

PD_j = % de demanda, respecto al anual, del mes j

VDA	= Volumen de demanda medio anual, constante para todos los años de simulación
SM	= Capacidad muerta
SC	= Capacidad de conservación

Al final de cada mes se calculan los derrames o déficit que hubiera, con las ecuaciones siguientes:

$$DR_{i+1} = S_{i+1} - SC \quad (7)$$

$$DF_{i+1} = SM - S_{i+1} \quad (8)$$

valores que deben ser mayores que cero, o cuando mucho iguales a cero, en caso de resultar valores negativos.

- h) Efectuar el balance final del vaso, o sea: determinación de aprovechamiento, derrames y pérdidas; las deficiencias máximas anuales, mensuales y promedio del período; el número de años y meses seguidos con déficit.
- i) Comparar el balance del vaso con el criterio de los déficit máximos permisibles para aceptar o rechazar la alternativa del volumen de demanda medio anual. Si no se admite, habrá que aumentar o disminuir el VDA hasta encontrar uno en el que se esté al límite, en cuanto al cumplimiento de los criterios de deficiencia.

Si para la alternativa en la cual se verifican las condiciones de factibilidad hidrológica, según este enfoque, se revisarán las condiciones de almacenamiento al principio de cada ciclo, o sea cuando $i = 1, 13, 25, 37, \dots, M-11$; se observará que son diferentes para cada inicio. Es claro también que si se analizan

los datos históricos de funcionamiento del almacenamiento también se encuentra con la misma tendencia; pero al comparar los volúmenes de extracción a la presa, éstos son variables en cada comienzo del ciclo anual (normalmente octubre-septiembre) y función del almacenamiento, figura C, aspecto que no concuerda con lo establecido en el plan de simulación al suponerse volúmenes medios anuales constantes.

En estas condiciones se deduce que tanto para el diseño como para la operación de presas se debieran seguir relaciones en las cuales el volumen inicial de extracción esté en función del almacenamiento al inicio del ciclo, o sea:

$$VA_k = f(ALM_i) \quad (9)$$

donde: $i = 1, 13, 25, \dots$

$$VA_k = \text{Volumen de demanda para el ciclo anual (k)}$$
$$DM_{i+1} = PD_j * VA_k \quad (10)$$

$$VDA = \sum_{k=1}^n VA_k \quad (11)$$

De la observación de la figura C se deduce que la relación de los almacenamientos y volúmenes de extracción puede ser de la forma:

$$VA_k = \alpha (ALM_i)^\beta \quad (12)$$

y que en forma más sencilla podría establecerse una relación lineal del tipo:

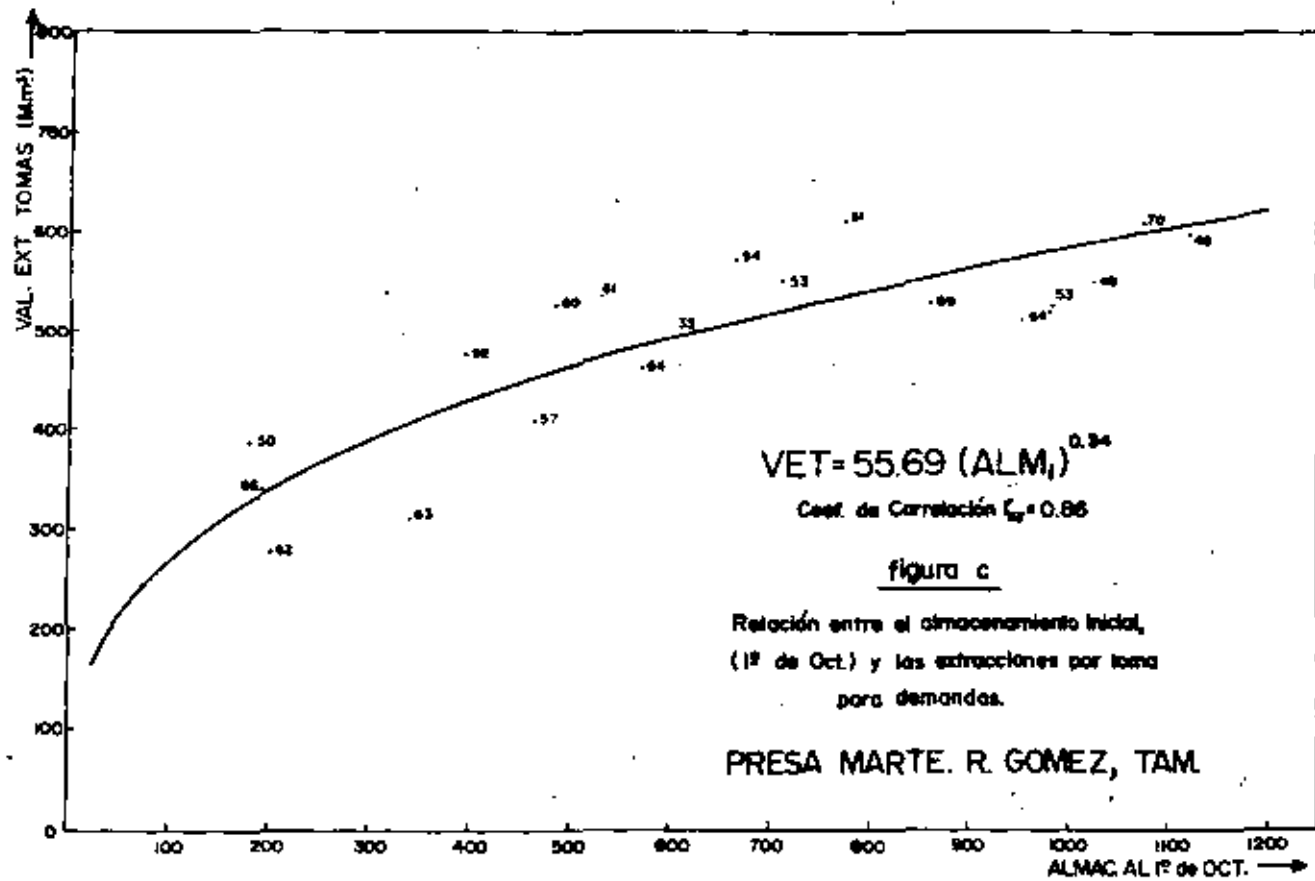
$$VA_k = \alpha + \beta (ALM_i)$$

Así el problema que se plantea es calcular los valores de α y β que hagan máximo el VDA, sujeto a las restricciones de capacidades máximas de toma, canales y tamaño del distrito.

Para resolver tal situación se puede lograr a través del criterio de "prueba y error" (tanteos) o en programación no lineal (FIBONACCI). En este trabajo se presentan los resultados a través del primer criterio debido a que la solución por el otro método es motivo de otro artículo del autor.

La secuela de cálculo para obtener los valores de α y β que sigue, es la que se señala a continuación:

- a) Fijar un valor de α y mover los valores de β (la pendiente p.e.: desde 10° a 80° , con incrementos de 10°).
- b) Establecido un valor de α y otro de β , sustituirlos en la ecuación (13) y proceder al cálculo del funcionamiento de vaso a través de simulación, como se indicó en los párrafos precedentes.
- c) Encontrar los dos intervalos entre los cuales se encuentra el valor máximo de VDA que satisface el criterio de déficit propuesto, para proceder a disminuir el intervalo de β (p.e.: de 10° a 1°).
- d) Volver a efectuar lo indicado en el párrafo b y seleccionar el valor de β que hace máximo VDA y que cumple con las restricciones de deficiencia.
- e) Proponerse otro valor de α y repetir lo mencionado en los apartados de b) hasta d).



- f) Escoger de todos los valores que se seleccionen en el párrafo d) el que proporcione el máximo VDA (máximo de máximos).

Con todo lo anterior se logra obtener una relación del tipo de la ecuación (13), que hace posible, para una determinada capacidad de conservación, alcanzar el máximo valor del volumen medio-anual que, según lo experimentado en la Dirección de Control de Ríos, de la SARH, resulta mayor que el calculado por el método clásico de mantener el VDA constante para cada ciclo anual.

EJEMPLO DE APLICACION.

Como ejemplificación de la metodología anteriormente presentada, se incluyen los resultados del método de simulación, sin variar el volumen medio anual y su comparación con los resultados al cambiar anualmente los volúmenes de demanda.

Para la aplicación se seleccionó a la presa Marte R. Gómez, que se localiza sobre el río San Juan, Tamaulipas, figura a, cuyas características generales de la presa, así como las curvas áreas-capacidad se señalan en la figura b.

La información hidroclimatológica del vaso, de 1944 a 1970, se incluye en la Tabla 1, los volúmenes mensuales de escurrimiento, y en la Tabla 2, las evaporaciones netas. En cuanto a los porcentajes de demanda mensual usados, se propusieron los programados en el ciclo 73-74, que contienen dobles cultivos, y que son los siguientes:

MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
PDj	0.061	0.164	0.044	0.235	0.185	0.003

MES	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
PDj	0.044	0.109	0.082	0.029	0.007	0.007

Al efectuar la simulación de funcionamiento de vaso con volúmenes medios anuales de demanda constante, se determinó que los mejores resultados de estos volúmenes, para diferentes niveles de deficiencia media anual (de 0 a 5%) al mantener las mismas capacidades de conservación fueron:

% DeF	0	1	2	3	4	5
VDA (Mm ³)	554	589	605	619	634	648

Con el otro enfoque, al realizar las simulaciones y considerar los volúmenes de demanda anuales variables, según una función lineal como la ec. (13), se obtuvieron curvas, para diferentes niveles de deficiencia (de 0 a 5%) medios anuales, como la indicada en la figura d, en la que se observa que para ese nivel de déficit se alcanza un VDA máximo igual a 744 Mm³, 15% más que con el método clásico de simulación; en esta misma figura se incluye la ecuación resultante para el valor máximo.

Cabe señalar que para cada punto de la figura d, se escogió aque

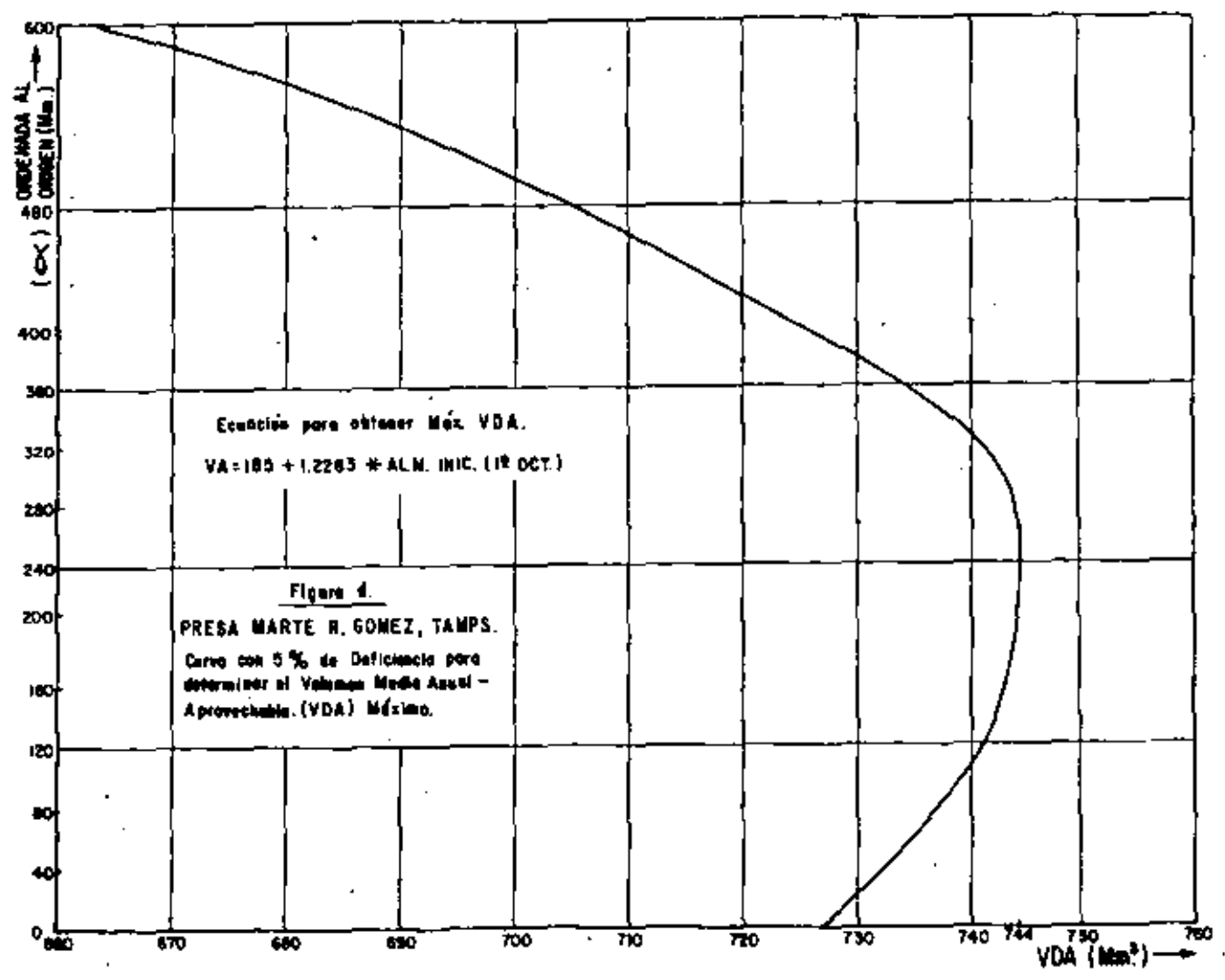


TABLA 1

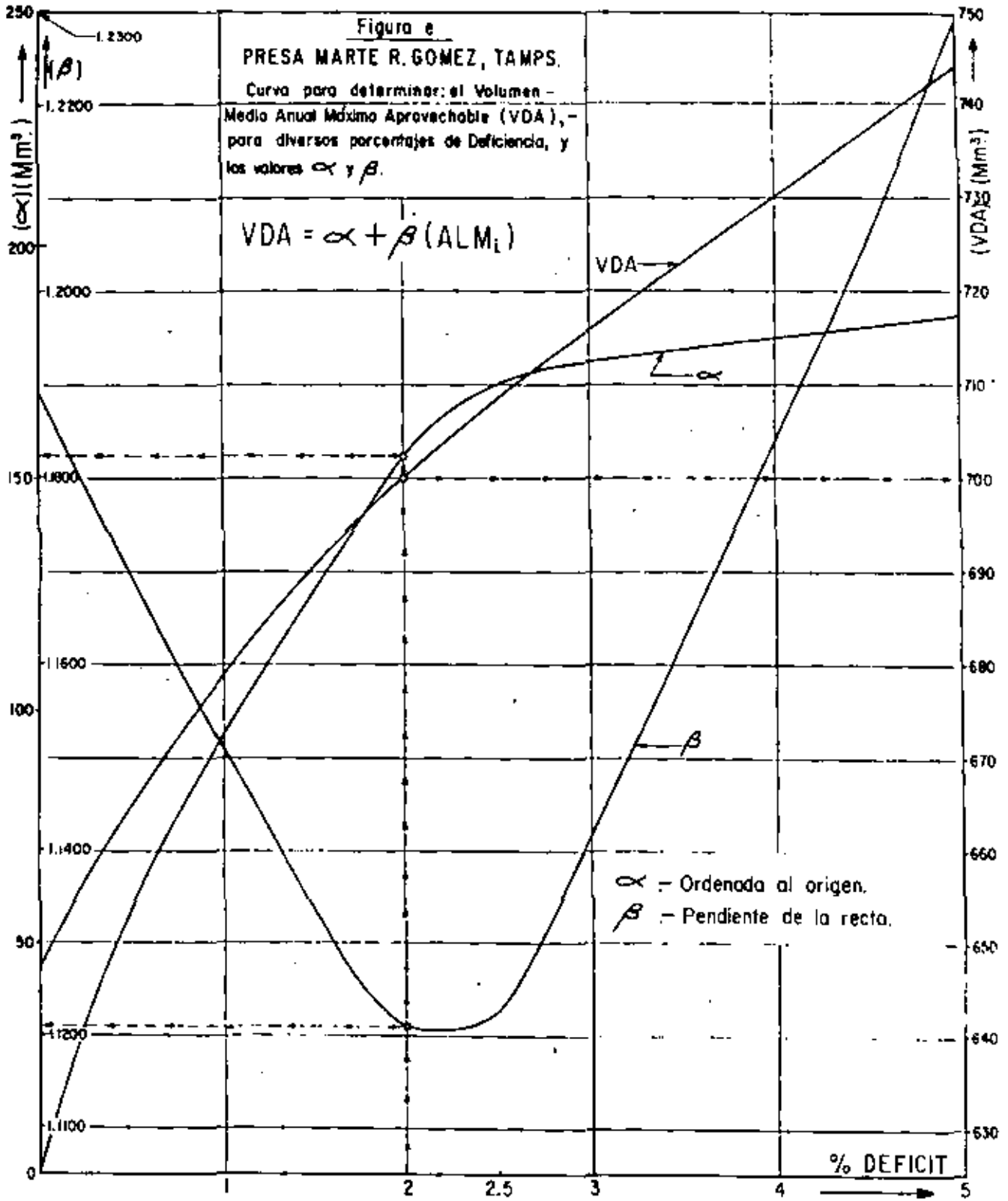
Volumenes de entradas netas a la presa
Marte R. Gómez, Tamps. (Hm³)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1944	18.99	9.06	12.84	7.04	83.72	92.53	127.90	695.81	486.68	83.67	111.01	82.73
1945	63.79	45.15	31.86	57.54	19.34	11.89	27.56	56.34	30.79	579.41	48.41	32.46
1946	11.76	11.72	9.88	77.01	138.17	46.46	19.79	69.34	152.02	248.17	32.47	20.32
1947	11.37	5.39	4.85	50.78	31.89	99.01	4.94	684.39	70.18	44.45	10.28	15.44
1948	7.52	15.24	19.92	24.65	98.26	63.39	42.63	80.42	655.29	277.53	95.43	28.40
1949	10.46	41.24	36.17	160.18	194.27	94.22	42.77	24.80	33.75	37.92	13.16	11.39
1950	10.59	9.87	9.18	25.03	18.29	43.40	26.30	16.92	80.07	67.88	3.46	3.97
1951	3.92	5.71	6.08	15.41	83.25	139.31	22.60	125.43	638.99	186.19	39.94	22.99
1952	11.27	24.80	45.86	18.14	37.57	99.07	13.58	8.93	45.29	4.61	3.57	3.74
1953	2.35	13.91	8.78	24.30	9.42	3.86	21.59	1213.00	328.28	409.69	74.89	11.31
1954	12.09	21.14	10.80	76.53	144.86	30.21	16.98	14.93	15.95	102.82	14.86	2.71
1955	9.08	6.53	3.99	4.34	32.34	6.92	62.78	75.46	385.40	105.71	28.08	4.47
1956	5.63	5.43	4.70	6.68	18.83	17.24	7.18	14.50	42.83	3.29	1.86	.99
1957	2.72	35.63	50.32	357.42	152.76	139.41	4.41	8.47	23.09	91.06	6.29	3.99
1958	15.27	4.74	4.04	6.31	54.48	159.72	108.31	56.50	545.67	1210.14	276.12	80.49
1959	51.18	36.16	27.57	9.97	37.42	35.09	17.45	42.76	58.87	22.95	8.68	6.50
1960	6.26	8.16	6.92	16.03	14.43	24.78	48.41	149.36	199.97	286.27	27.91	9.76
1961	10.78	8.04	22.59	17.00	29.18	47.36	26.88	34.87	237.23	159.98	12.34	6.51
1962	2.88	14.72	6.82	39.99	8.81	49.70	10.56	5.81	155.02	110.16	4.28	7.66
1963	3.65	5.00	4.91	3.10	165.12	35.46	10.39	1.89	232.31	138.37	7.95	4.57
1964	8.38	4.36	5.36	45.28	327.75	25.35	9.57	11.18	119.83	66.24	4.96	4.84
1965	10.20	15.45	21.10	13.29	140.85	81.09	7.42	14.38	305.48	46.79	20.77	19.11
1966	4.45	17.85	22.98	45.67	222.09	228.93	130.36	64.40	85.51	112.06	45.98	10.53
1967	14.74	11.45	41.85	65.70	16.11	55.51	5.99	1103.93	2375.43	503.90	240.23	140.74
1968	94.84	61.48	49.35	81.41	96.92	83.20	100.73	40.34	293.66	245.19	86.96	56.45
1969	33.83	17.96	14.73	20.92	38.06	81.57	10.72	25.68	268.84	251.25	111.82	82.71
1970	54.58	35.98	25.78	36.80	36.92	68.28	78.18	57.71	264.15	119.27	31.84	14.75

TABLA 2

Evaporaciones netas mensuales en presa
Marta R. Gómez (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1944	77.7	113.3	125.6	215.0	137.5	157.7	260.6	75.8	109.9	147.9	84.1	74.8
1945	31.0	112.8	181.3	137.4	233.3	249.4	261.2	200.1	184.1	58.9	138.3	92.5
1946	68.1	99.2	210.4	182.3	159.8	242.8	318.4	259.9	110.3	67.1	105.4	90.0
1947	66.0	99.9	179.1	168.8	162.5	248.0	245.8	21.1	141.2	178.0	47.9	56.1
1948	-14.5	93.6	229.1	195.7	230.9	244.1	140.2	-97.1	67.9	113.4	79.3	65.97
1949	56.4	24.3	111.3	81.1	120.3	217.7	214.7	238.4	145.7	98.6	114.9	68.2
1950	110.1	94.9	116.3	104.0	218.0	232.1	315.0	252.0	183.8	138.8	125.4	91.8
1951	103.8	115.4	115.4	155.6	132.5	170.1	260.5	172.5	-54.9	98.8	97.9	99.0
1952	105.2	108.7	134.6	153.6	161.4	186.2	216.3	282.8	166.0	153.8	67.3	59.2
1953	94.9	71.8	128.9	167.8	201.5	253.3	173.9	30.9	23.8	-119.2	62.7	44.7
1954	41.5	103.8	126.1	32.4	101.2	111.0	195.8	209.3	126.3	-17.6	33.9	71.8
1955	35.2	66.1	141.3	173.5	161.9	202.2	187.8	128.4	16.0	98.6	48.5	57.2
1956	71.5	92.2	132.0	113.7	140.9	210.8	252.0	198.4	77.5	111.4	86.5	73.9
1957	61.6	52.5	109.5	-0.5	-10.6	116.9	243.3	236.0	161.8	134.6	35.3	71.6
1958	-27.3	32.5	122.9	156.1	86.1	178.6	226.1	165.6	-64.2	-141.5	42.1	156.1
1959	16.7	-1.0	105.9	120.7	200.1	145.1	225.7	236.9	144.2	103.8	77.8	80.2
1960	43.8	70.8	98.1	82.7	196.1	243.5	242.9	79.4	36.5	97.1	26.4	-3.3
1961	23.6	84.8	158.3	144.9	217.6	232.6	263.7	177.0	71.0	107.7	20.3	55.2
1962	76.4	125.0	114.3	172.0	241.3	213.7	302.7	180.7	-45.8	123.1	61.4	6.9
1963	51.7	84.1	155.1	196.3	108.3	174.1	230.0	259.9	90.5	60.9	88.2	-7.3
1964	59.2	60.6	126.9	112.7	-3.2	158.4	211.0	254.1	-20.9	97.9	71.1	48.9
1965	74.2	40.5	70.7	155.8	175.4	161.8	208.9	159.6	81.6	-77.4	16.7	-19.1
1966	-3.7	21.2	96.6	17.3	-68.9	42.0	168.7	159.1	143.2	-11.9	91.8	78.5
1967	34.9	83.6	143.7	179.6	142.6	155.8	252.8	-67.9	-392.3	22.6	-12.3	41.0
1968	15.5	28.5	93.6	5.1	64.3	125.1	35.0	157.9	61.4	81.9	83.5	76.9
1969	46.9	46.7	119.7	157.7	166.8	102.3	271.0	99.1	93.6	98.7	34.6	45.8
1970	-1.6	39.3	118.0	129.3	139.1	59.5	135.5	156.5	-40.1	62.1	86.9	66.4



La combinación de α y β que presentaba el máximo VDA; o sea -- que, como ya se mencionó, los 744 Mm^3 vienen a ser el VDA máximo de máximos, para un valor de $\alpha = 185 \text{ Mm}^3$ y $\beta = 1.228$.

Con toda la información con que se integraron las gráficas para -- niveles de deficiencia de 0 a 15%, parecidas a la figura d, se -- formó la figura e, en la que se resumen estos resultados en tres -- curvas; o sea, la de nivel de deficiencia contra α , β y VDA.- De estas gráficas es posible, proponiéndose un nivel de deficien- cia dado, p.e. 2%, obtener los parámetros de la ecuación (ordena- da al origen y pendiente), que para este caso resultan iguales a: $\alpha = 155 \text{ Mm}^3$, $\beta = 1.121$ y $\text{VDA} = 700 \text{ Mm}^3$ (Fig. e) para el nivel de conservación igual a 932.2 Mm^3 ; resultados que comparados con el -- enfoque tradicional presentan un 16% más de aprovechamiento.

CONCLUSIONES.

Por lo anteriormente comentado, se desprenden las siguientes con- clusiones:

- a) Con relación al diseño, el método permite capacidades de con- servación menores, para un volumen anual de demandas especifi- cado (caso en que existan restricciones en las demandas).
- b) Si no se tienen restricciones físicas de demandas, con el mé- todo se obtienen mayores volúmenes de aprovechamiento y, por- tanto, mayores terrenos irrigados. Para el ejemplo del capí- tulo 3, se determinaron volúmenes aprovechados más grandes, -- del orden de 150 Mm^3 aproximadamente, para cualquier nivel -- de deficiencia y con relación al enfoque de simulación clási- co.

- c) Como resultado directo de la anterior conclusión, se registran menores volúmenes derramados, que en lo referente a operación es una gran ventaja, adicional a la que se tiene al contarse con una política, no heurística, racional para la administración del recurso.
- d) Que el inconveniente del gran número de alternativas por analizar se disminuye, por un lado, con las computadoras, y por el otro con métodos de búsqueda directa de los máximos.

"PRONOSTICOS DE ENTRADAS MENSUALES A PRESAS
Y SUS APLICACIONES EN MEXICO"

* Antonio Acosta G.

** José Angel Raynal V.

*** Fidel Flores G.

* Subdirector de Procesos Hidrológicos (SPH)
DGCRIH, SARH.

** Jefe del Departamento de Pronóstico Hidrológico (SPH)

*** Jefe de la Oficina de Operación Hidrológica del Centro (SPH)

INTRODUCCION

El mejor aprovechamiento de una presa exige políticas de administración a largo, mediano y corto plazos de los volúmenes almacenados en el vaso, a fin de disponer, al término de cierto lapso, de un volumen determinado.

La disponibilidad del volumen mencionado, dependerá, en gran parte, de las salidas programadas y entradas esperadas en el vaso; lo cual implica la necesidad de conocer, de antemano, estos valores.

Este trabajo presenta una de las metodologías utilizadas en la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica (DGCRISH) para obtener un pronóstico a mediano plazo de las entradas esperadas en un vaso.

DESCRIPCION DEL PROBLEMA

La administración óptima de una presa debe contemplar los siguientes aspectos: la disponibilidad al término de cada ciclo de cierto volumen utilizable y el programa de los niveles esperados en el vaso, evitando derrames sin control; los cuales, si ocurren, pueden provocar inundaciones aguas abajo de la presa y, en caso extremo, también comprometer la estabilidad de la obra. La importancia técnica y socioeconómica de estos aspectos, exige un conocimiento a mediano plazo de los factores que intervienen en la evolución de los volúmenes almacenados en un vaso; como lo son, las salidas y entradas a éste.

Los volúmenes demandados a una presa representan las salidas principales de un vaso y normalmente están bien definidas, por lo que básicamente nos resta conocer las entradas probables. Las entradas y salidas registradas son dadas a conocer generalmente en forma mensual, en el mediano plazo, y por tanto el pronóstico de escurrimientos será con el mismo intervalo de tiempo.

El análisis de la serie de tiempo de los registros históricos de entradas a un vaso muestra la existencia de un cierto grado de relación, entre el mes que se pretende pronosticar y los que han transcurrido. Por lo expresado, es necesario conocer todas las posibles combinaciones de las variables, para seleccionar la de mayor grado de relación. La generación de éstas combinaciones se realiza con un algoritmo de análisis combinatorio y la expresión matemática de las relaciones se calculan utilizando la técnica de regresión lineal múltiple.

METODOLOGIA

Una de las técnicas más apropiadas de solución de la serie de tiempo hidrológico, empleando ecuaciones matemáticas, es la autorregresión. En ésta trataremos con datos consistentes en n , $(r+1)$ - tuples $(X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{ri}, Y_i)$, donde se supone que las X se conocen sin error, mientras las Y son valores de variables aleatorias.

El planteamiento general de la técnica es el siguiente:

Si para un conjunto dado de valores X_1, \dots, X_r , la media de -

la distribución de las Y está dada por

$$B_0 + B_1 X_1 + B_2 X_2 + \dots + B_r X_r,$$

Aplicando el método de mínimos cuadrados para obtener estimaciones de los coeficientes B_0, \dots, B_r ; hacemos mínima a:

$$\sum_{i=1}^n \left[Y_i - (B_0 + B_1 X_{1i} + \dots + B_r X_{ri}) \right]^2$$

y las ecuaciones normales resultantes son:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n Y_i &= nb_0 + b_1 \sum_{i=1}^n X_{1i} + \dots + b_r \sum_{i=1}^n X_{ri} \\ \sum_{i=1}^n X_{1i} Y_i &= b_0 \sum_{i=1}^n X_{1i} + b_1 \sum_{i=1}^n X_{1i}^2 + \dots + b_r \sum_{i=1}^n X_{1i} X_{ri} \\ \sum_{i=1}^n X_{ri} Y_i &= b_0 \sum_{i=1}^n X_{ri} + b_1 \sum_{i=1}^n X_{1i} X_{ri} + \dots + b_r \sum_{i=1}^n X_{ri}^2 \end{aligned}$$

donde:

X_{1i}, \dots, X_{ri} representan las entradas mensuales registradas.

Y_i es la entrada mensual que se desea pronosticar.

Las ecuaciones normales son un conjunto de ecuaciones lineales con las incógnitas b_0, \dots, b_r ; su resolución simultánea nos da los valores de b_0, \dots, b_r ; de la expresión matemática --

que proporciona el mejor ajuste a los datos dados.

Las combinaciones generadas por el algoritmo de análisis combinatorio son obtenidas de acuerdo al siguiente razonamiento: el volumen del mes analizado, puede depender de cualquier grupo de combinaciones de uno, dos o hasta once variables independientes consideradas; entonces, el número de ecuaciones obtenidas de esta forma es sumamente elevado, por lo cual fue necesario elaborar un modelo matemático en lenguaje de computador.

El modelo esta formado por el programa principal PRONOS, las subrutinas REGMUL y SOLSIST.

El programa principal permite correlacionar la muestra consigo misma o con otra; además, se puede obtener una función potencial, transformando los registros a su forma logarítmica. Su función principal es generar las combinaciones.

La subrutina REGMUL es la encargada directa de aplicar la técnica de regresión lineal múltiple. Obtiene los coeficientes de correlación muestral; elige la mejor relación e imprime las mejores ecuaciones.

Subrutina SOLSIST; en ella se resuelve el sistema de ecuaciones normales.

EJEMPLO DE APLICACION

La emisión del pronóstico de entradas mensuales a un vaso, implica el conocimiento inmediato de la serie de tiempo de las en

tradas registradas en los meses que han transcurrido.

Los registros de volúmenes obtenidos de una estación hidrométrica, presentan menor error que los deducidos al ejecutar un funcionamiento de vaso. De lo cual, se desprende que la aplicación del modelo puede ser con la muestra obtenida de la presa o una combinación con los datos obtenidos de una estación hidrométrica aguas arriba del vaso.

La aplicación del modelo a la presa Marte R. Gómez, Tamps., se realizó utilizando únicamente la muestra registrada en la presa. El tamaño de ésta es de 52 años y las ecuaciones y coeficientes de correlación muestral obtenidos son los siguientes:

ENE. = -0.396 + 0.022 JUN. + 0.691 DIC.	CR = 0.9511
FEB. = 4.95801 + 0.45014 DIC. - 0.00437 SEP. + 0.00531 AGO.	CR = 0.7651
MAR. = e ^{0.32505} FEB. 0.81390 ENE. 0.03636 NOV. -0.07812 SEP. 0.05538	CR = 0.7898
ABR. = e ^{0.84887} MAR. 0.24470 FEB. 0.96832 ENE. -0.3827 NOV. -0.13387 OCT. 0.11065 AGO. 0.09029 JUL. -0.12948	CR = 0.7013
MAY. = e ^{1.67347} MAR. 0.25941 FEB. 0.40377 NOV. -0.67305 OCT. 0.58496	CR = 0.4985
JUN. = e ^{3.18729} MAR. 0.28016 ENE. -0.18498 DIC. 0.12541 SEP. 0.04675	CR = 0.1949
JUL. = e ^{0.86266} JUN. 0.356 FEB. -0.0586 ENE. 0.61127 AGO. -0.07317	CR = 0.5719

AGO. = 236.346 + 0.1735 JUL. -1.0815 MAY. -0.11729 ABR. + 2.41449 MAR. -0.75088 NOV. -0.01468 SEP.	CR = 0.299
SEP. = e ^{4.28654} AGO. 0.35875 ABR. -0.369 MAR. 0.18519 ENE. 0.34946 NOV. -0.64719 OCT. 0.2731	CR = 0.6608
OCT. = 139.93 + 0.311 SEP. + 0.094 JUN. -4.162 MAR. + 0.901 DIC.	CR = 0.5814
NOV. = -6.59706 + 0.18562 OCT. + 0.05352 SEP. + 0.14016 JUL. -0.06120 ABR. + 0.20825 MAR.	CR = 0.9141
DIC. = e ^{-0.2757} NOV. 0.82016 OCT. -0.09971 SEP. 0.09417 JUL. -0.05061 ENE. 0.23772	CR = 0.8919

Los almacenamientos y entradas registradas y pronosticadas se muestran en la figura 1.

El pronóstico de entradas a la presa Miguel Hidalgo, Sin., muestra otra forma de aplicar el modelo PRONOS, tomando en cuenta la instrumentación de la cuenca; ésta cuenta con las hidrométricas Huites y Choix y las cuales presentan las siguientes características respecto a la presa:

	Area drenada Km ²	Relación en % de años volumen	
Presa	29 427		
Huites	26 020	88.4	68.2
Choix	1 403	4.7	3.6

Lo cual nos permite realizar el pronóstico de entrada a la presa en función de los volúmenes registrados en las estaciones hidrométricas.

Las ecuaciones y sus coeficientes son:

ENE = e ^{4.0577}	NOV. 0.1689	JUN. 0.329	MAY. -0.7924	
	FEB. 0.2709			CC = 0.45
FEB = e ^{2.859}	DIC. 0.635	OCT. 0.0506	AGO -0.4726	
	JUN. 0.5216	ABR. -0.0205		CC = 0.7519
MAR = e ^{7.2581}	FEB. 0.2933	ENE. 0.0585	DIC. 0.1956	
	OCT. -0.1915	AGO. -0.7975	JUN. 0.4482	
	MAY. -0.1846			CC = 0.8147
ABR. = e ^{1.9332}	MAR. 0.4659	ENE. 0.0613	DIC. -0.0225	CC = 0.7845
MAY = e ^{2.8638}	MAR. 0.3702	NOV. -0.0459		CC = 0.5333
JUN = 149.226 + 5.0077	MAY. -3.5112	ABR. + 0.288		
	FEB. -0.155	NOV. + 0.0425	OCT. -0.0529	SEP. CC = 0.672
JUL = e ^{2.0149}	FEB. 0.1089	SEP. 0.3289	AGO. 0.2893	CC = 0.5146
AGO = 329.7 - 0.917	MAY. + 1.809	MAR. - 1.4747		
	NOV. + 0.8473	OCT. + 0.9317	SEP.	CC = 0.5105
SEP = 478.076 + 0.415	AGO. -0.2957	JUL. -2.7519		
	JUN. + 50.928	MAY. -10.6	ABR. -1.006	FEB. + 0.7009
	ENE. -0.7356	DIC. + 0.0551	NOV. -0.1516	OCT.
				CC = 0.8686
OCT = e ^{5.7116}	SEP. 0.1127	JUN. 0.4043	MAY. -0.0478	
	ENE. 0.0731	DIC. -0.4537	NOV. -0.0885	CC = 0.6734
NOV = e ^{-4.8594}	OCT. 0.7357	SEP. 0.2333	JUL. 0.5586	
	JUN. 0.1953	MAY. -0.454	ENE. 0.2078	CC = 0.8799
DIC = 711.3748 - 0.333	OCT. -0.2266	SEP. -0.3116		
	FEB. -0.1079	ENE.		CC = 0.4795

La comparación de las entradas y almacenamientos registrados y pronosticados se observan en la figura 2.

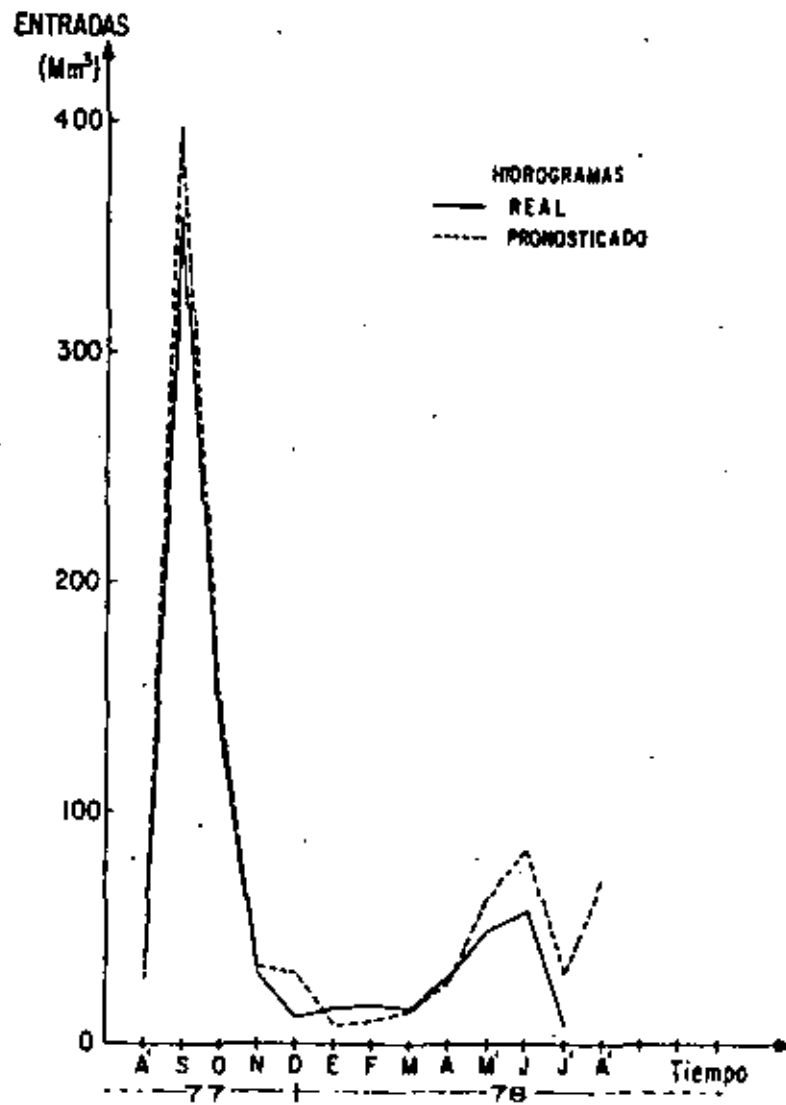
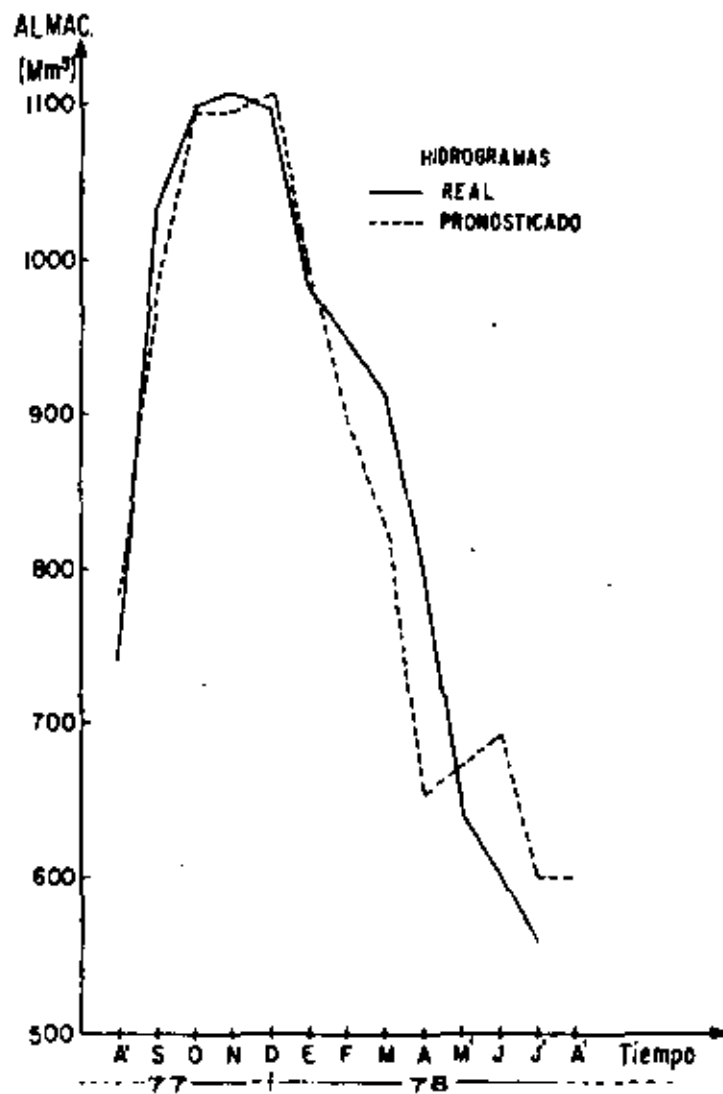


FIGURA 1 - COMPARACION DE ENTRADAS Y ALMACENAMIENTO PRONOSTICADOS EN LA PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.

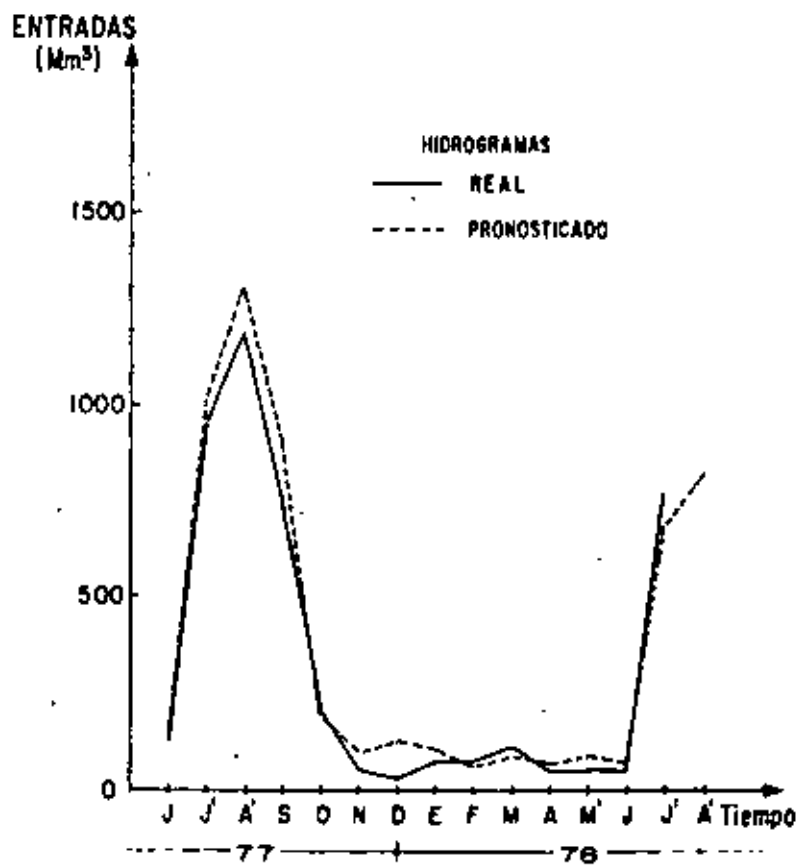
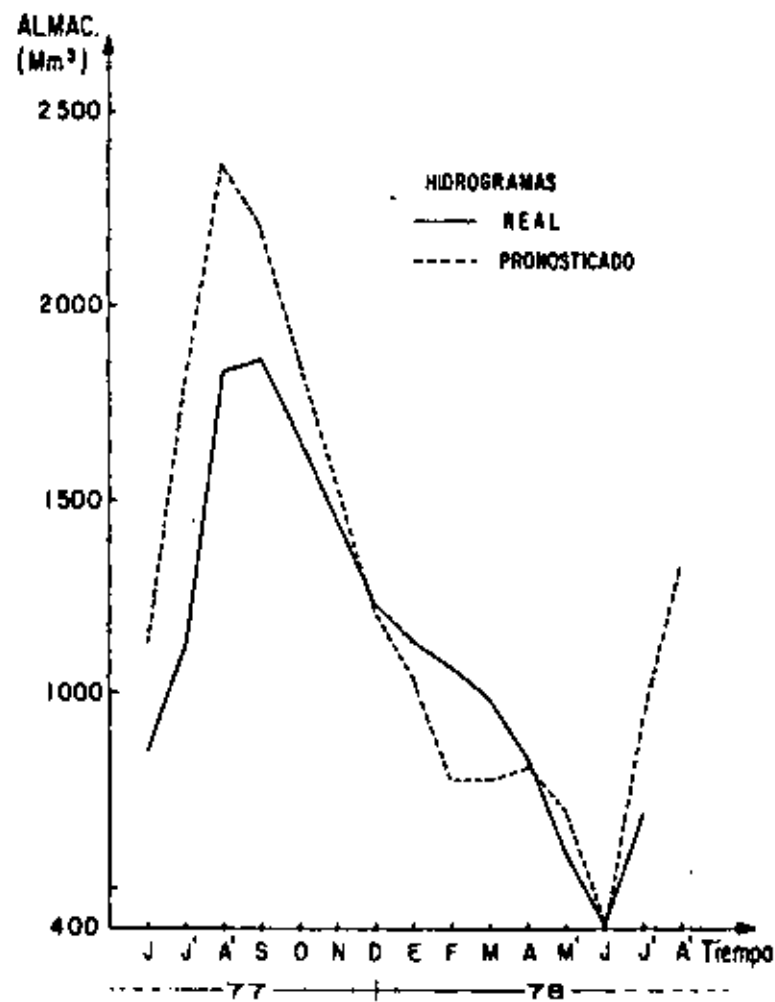
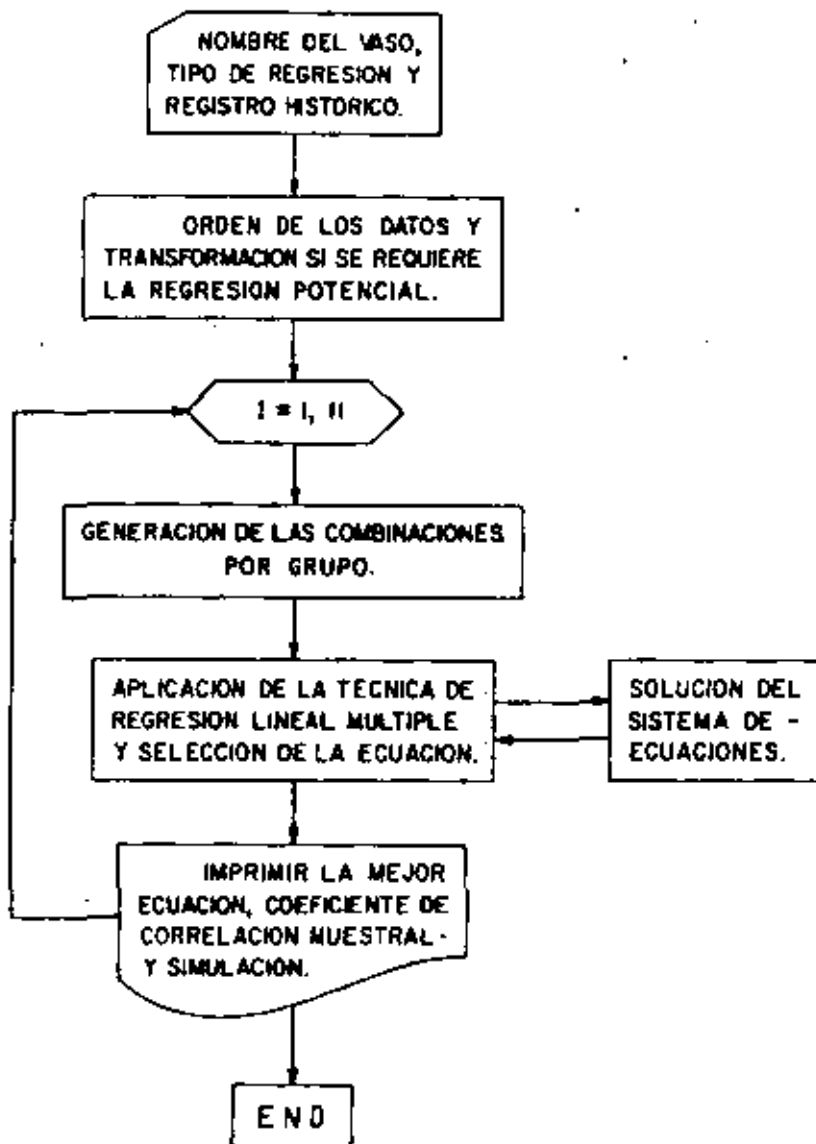


FIGURA 2 - COMPARACION DE ENTRADAS Y ALMACENAMIENTO PRONOSTICADOS EN LA PRESA MIGUEL HIDALGO, SIN.

DIAGRAMA DE BLOQUES DEL MODELO PRONOS



Modelo de cuencas P. E. C. R. D. P.*

Antonio Acosta Godínez
Ingeniero Civil

OPERACION DE SISTEMAS HIDRAULICOS

I. INTRODUCCION

Uno de los aspectos más importantes en el manejo y control de avenidas es el establecimiento de políticas óptimas de operación de los sistemas hidráulicos integrados por Presas que cuentan con obras de control, de manera tal que se minimicen los daños por las extracciones de control en épocas de avenidas.

El desconocimiento de los gastos de entradas a una Presa, al presentarse una situación de avenida, trae como consecuencia que algunas veces el gasto de descarga de la Presa sea mayor al que puede soportar el río sin ocasionar daños; por otra parte, es conveniente que al término de la época de avenidas se logre alcanzar el almacenamiento máximo en las Presas, y de esta manera asegurar la demanda de ciclos siguientes. Así, si se conoce con anticipación el hidrograma de entradas a una Presa, es posible establecer inmejorables políticas de operación, es decir, políticas que tomen en cuenta gastos mínimos de salida que no ocasionen daños y que estén distribuidos razonablemente en el tiempo, los que permiten además alcanzar volúmenes máximos de

* IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Las iniciales indican la clave que se usa para los trabajos ejecutados en la Dirección de Control de Ríos, mediante proceso y que se refieren a: Precipitación, Escurrimiento, Control, Ríos, Departamento, Proceso.

almacenamiento en las Presas.

Con el objeto de poder establecer estas políticas óptimas en la operación de sistemas hidráulicos, surgió la necesidad de realizar un modelo que relacione la precipitación con el escurrimiento, o sea, el modelo denominado PECRDP, el cual, ya sea en base a pronósticos meteorológicos de lluvia a corto plazo o en las lluvias que están ocurriendo en ese momento en una determinada cuenca, es posible determinar, con cierto nivel de confianza, el hidrograma de escurrimientos totales de entradas a una Presa, que es el fin que se persigue con este modelo y que se describe en el presente trabajo.

II. MODELO MATEMATICO

La técnica en la que se basa el modelo es la del hidrograma unitario sintético, la cual se explica en forma breve en el apéndice. Las hipótesis en que se basa esta técnica son las siguientes:

a) La lluvia en exceso se distribuye uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca.

b) El tiempo base de duración del hidrograma de escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso, de duración unitaria, es constante.

c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de misma duración son directamente proporcionales al volumen escurrido, esto es, la relación entre las ordenadas es la misma que entre las alturas de lluvia en exceso, que producen los escurrimientos directos. A éste se le conoce como el principio de pro

porcionalidad, propiedad de todo modelo lineal, siendo éste uno de ellos.

d) El principio de superposición de todo modelo lineal se cumple para hidrogramas resultantes de lluvias en exceso continuas o aisladas, con la condición que sean de igual duración.

e) En la forma del hidrograma unitario de una cuenca dada están integradas todas las características de la misma.

El modelo consiste en subdividir la cuenca que se desea calibrar en subcuencas de cuando más $3\ 000\ \text{Km}^2$, calculando el programa para cada una de ellas, el hidrograma unitario sintético correspondiente y para una determinada duración en exceso en función de la longitud y pendiente del cauce principal de dicha subcuenca, así como de su área.

A continuación calcula por medio de los polígonos de Thiessen - el hietograma medio de lluvia total en cada subcuenca, considerando intervalos de lluvia iguales a la duración en exceso considerada, para la determinación de los hidrogramas unitarios -- sintéticos.

Con lo anterior aplica los principios de superposición y proporcionalidad para calcular el hidrograma del escurrimiento directo de cada subcuenca para la tormenta considerada. Cada uno de estos hidrogramas es transitado a la salida de la cuenca haciéndose la hipótesis de que la capacidad de regulación de los cauces es nula, obteniéndose como resultado el hidrograma total de escurrimientos directos de toda la cuenca.

Por último, se le suma al hidrograma anterior el escurrimiento-

base, determinándose así el hidrograma de escurrimientos totales problema.

11.1. DESCRIPCION DEL PROGRAMA

El programa se compone de cinco partes bien definidas:

PARTE 1. Donde se obtienen los hidrogramas unitarios sintéticos para cada subcuenca, en función de las características fisiográficas de la subcuenca y de la duración en exceso deseada.

PARTE 2. Determina el hietograma medio en la subcuenca a partir de los datos de lluvia y con él cual se calcula la lluvia en exceso, a partir de los coeficientes de infiltración.

PARTE 3. Calcula los hidrogramas de escurrimiento directo a partir de los hidrogramas unitarios y de su correspondiente lluvia en exceso de cada subcuenca.

PARTE 4. Transita los hidrogramas así obtenidos en el tiempo, usando para esto los tiempos de traslado. Estos tiempos de traslado son la base para la calibración del modelo junto con los coeficientes de infiltración.

PARTE 5. Obtiene el hidrograma de escurrimientos directos totales a la salida de la cuenca como la suma, en cada intervalo de tiempo, de las ordenadas de cada hidrograma transitado en ese intervalo de tiempo, sumándosele el gasto base prefijado para así calcular el hidrograma de escurrimientos totales problema.

El programa se apoya en áreas de disco para reducir en lo posible el uso de la memoria de la computadora, así como de una

subrutina para graficar los hidrogramas e hietogramas resultantes del proceso.

El modelo está programado en lenguaje FORTRAN para la máquina - CDC- 3300 que posee la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

11.2. DATOS DE ENTRADA AL MODELO

Los datos que alimentan al modelo, datos de entrada, se presentan a continuación en el orden en que lo demanda el modelo y con su explicación correspondiente:

1. INDEX. Esta variable tiene por objeto controlar la impresión de resultados del programa. Si INDEX = 1, sólo imprime el hidrograma final resultante de toda la cuenca. Si INDEX \neq 1, ejecuta todas las órdenes de impresión.
2. DELSEG. Representa el intervalo de tiempo en segundos entre los puntos de los hidrogramas resultantes, tanto unitarios como generados. El valor de DELSEG suele tomarse igual a 3 600 ---- (1 hr).
3. NZON. Variable que representa el número de subcuencas que componen la cuenca total.

NHI. Esta variable representa el número de intervalo en que se le darán los datos de lluvia, por ejemplo, si se tienen datos de lluvia cada 24 horas y la duración en exceso se le considera de 6 hr, se le deberán dar cuatro intervalos de lluvia de seis horas cada uno, de acuerdo a una distribución dada por un análisis de sensibilidad o por un pluviógrafo.

INDICE. Variable que sirve para tomar en cuenta la distribución de la lluvia en el tiempo si se conoce, INDICE = 1, o bien para tomar en cuenta sólo la lluvia en 24 hr si sólo se conoce ésta y no se tiene idea de que distribución pueda tener en el tiempo.

NESTA. Esta variable representa el número de estaciones pluviométricas o pluviográficas que se consideran en la totalidad de la cuenca.

NFILT. Esta variable representa el número de grupos de valores del coeficiente de infiltración media (ϕ) con los que el programa obtendrá los hietogramas netos para cada subcuenca.

NPUNCH. Esta variable es un control para que el programa perfora en tarjetas los valores del hidrograma resultante en la cuenca. Si NPUNCH = 0 perfora el hidrograma, si NPUNCH \neq 0 no lo perfora.

4. NODOS. Esta variable representa el número de nudos de intersección de que consta la malla, sobre la cual se representa discretizada a toda la cuenca en estudio, con objeto de asignar -- las áreas de influencia para la aplicación del método de Thiessen.

NFILAS. Esta variable representa el número de filas o renglones de que consta la malla.

NCOL. Esta variable representa el número de columnas de que consta la malla.

5. NDEF (L). Esta variable representa el intervalo de tiempo en que se deben de dar los datos de lluvia en cada subcuenca, esto es: $NDEF (L) = (\text{Duración del reporte de lluvia}) / NHI$.

6. NDEFI (J). Esta variable representa el tiempo de traslado -- que tarda cada hidrograma de llegar, de la salida de su subcuenca a la salida de la cuenca total.

7. IEST (J). Esta variable es un control con el que se le indica al modelo qué estación ha reportado datos y cuál no, para -- proceder a la lectura de los mismos. Si IEST (i) = i, la estación i reportó datos y el programa los lee.

Por ejemplo, para la estación 4 si IEST (4) = 4 la estación sí tiene datos, si IEST (4) = 0 (o cualquier otro número diferente de 4) quiere decir que la estación no posee información.

8. XI (i), YI (i). Representan las coordenadas de las estaciones pluviográficas referidas a la malla, considerando la primera fila y la primera columna como los ejes "X" e "Y" respectivamente. Las dimensiones de una celda de la malla es la unidad -- en que se miden las coordenadas.

9. TITO. Esta variable es el título de identificación de las -- subcuencas.

10. DURA. Esta variable representa la duración en exceso para -- la cual se desea el hidrograma unitario para cada subcuenca. -- El valor de DURA debe de ser igual al de NDEF (i) para cada subcuenca.

AREA. Esta variable representa el área de cada subcuenca, en -- kilómetros cuadrados.

RIOPRIN. Variable que representa la longitud del cauce principal para cada subcuenca, en kilómetros.

ELEVA. Representa el desnivel entre los extremos del cauce principal, en metros.

11. PDIA (k,i). Esta variable representa a las alturas de precipitación reportadas (o distribuidas) en cada intervalo de lluvia y para cada estación, en milímetros.

12. TIT (kk). Variable para la identificación de cada subcuenca.

13. LOC (i). Variable que representa a los nudos de la malla, sobre la cual se han representado todas las subcuencas. Para cada subcuenca en particular, LOC (i) toma valores distintos de cero en los nudos que correspondan a la subcuenca, ya sea en su frontera o interiores a ella.

14. FILT (i). Esta variable representa a los valores del coeficiente de infiltración media en cada subcuenca, dado en milímetros.

15. TITI. Esta variable es la identificación del valor de FILT (i) que se está utilizando en el cálculo.

11.3. RESULTADOS QUE SE OBTIENEN

Como resultados el programa puede imprimir:

- a) Hidrogramas unitarios para cada subcuenca.
- b) Hidrogramas medios en cada subcuenca.
- c) Hidrogramas de escurrimientos directos de cada subcuenca.
- d) Hidrograma final para la cuenca total.

e) Volumen de escurrimiento total.

Además, imprime resultados parciales que ayudan al proceso de calibración, estos resultados son:

- i) Tiempo de traslado para todas las subcuencas.
- ii) Coeficiente de infiltración promedio en toda la cuenca.
- iii) Tiempo de pico para cada hidrograma.
- iv) Tiempo base para cada hidrograma.

Los resultados de salida se pueden dar en hojas de impresión -- y/o tarjetas perforadas.

11.4. FORMA DE CALIBRACION

Para lograr la identificación del sistema que relaciona las precipitaciones y los escurrimientos, es necesario seleccionar de antemano un juego de datos de entrada y salida, o sea, las lluvias totales y sus correspondientes escurrimientos totales.

Las lluvias generalmente se obtienen como lluvia acumulada en 24 horas, por lo que habrá que dársele una distribución en el tiempo, basándose ya sea, en registros de pluviógrafo o en un estudio de sensibilidad de la respuesta de la cuenca a la forma del hidrograma. En todo caso, se deberá tratar de contar con información de lluvia para cada incremento de tiempo deseado.

El proceso empieza por suponer un valor del coeficiente de infiltración media ϕ para cada subcuenca, siendo este el primer parámetro por calibrar, esto se puede hacer basándose en experien--

cia, o simplemente dando un número cualquiera como valor inicial. Dado que la estimación del valor de ϕ para cada subcuenca puede llevar tiempo, inicialmente se recomienda darle a todas las subcuencas el mismo valor para empezar la calibración, aunque posteriormente puedan ser afinados los resultados con diferentes coeficientes para cada subcuenca.

Por último, deberá de estimarse los tiempos de traslado para cada subcuenca, que es el segundo parámetro por calibrar, esto es, el tiempo que tarda el hidrograma en llegar de la salida de cada subcuenca hasta la salida de la cuenca total. El valor inicial se puede proponer en base a las características fisiográficas de la cuenca, de hidrogramas registrados entre estaciones, de fórmulas empíricas o bien suponiéndolos.

Una vez propuestos los valores iniciales de los tiempos de traslado y los coeficientes de infiltración, la calibración de éstos se hace de la siguiente manera:

Se procesa el programa llevando como datos variables, los grupos de valores del coeficiente de infiltración ϕ , tanto como se deseen tantear, de lo cual el resultado será tantos hidrogramas como grupos de coeficientes ϕ se propusieron; de cada hidrograma se obtendrá su gasto pico y su volumen total. Ahora bien, como se conoce el hidrograma real producto de las lluvias que se le dieron como dato al programa, deberá tratarse de obtener como resultado el mismo hidrograma, una vez separado del hidrograma total el gasto base. La obtención del mismo hidrograma es bastante difícil, por lo que se recomienda tratar de obtener el pico y el volumen con un error de $\pm 10\%$, que para fines prácticos no presenta problemas.

Primero se deberá de calibrar respecto al volumen, variando los valores del coeficiente de infiltración y procesando repetidas veces el programa hasta que se obtenga un volumen de escurrimiento directo con $\pm 10\%$ de error. Fijos los valores de ϕ , se deberá calibrar a continuación respecto al pico del hidrograma del escurrimiento directo, para esto, se procede como sigue:

Se procesa el programa con valores de NDEF1 (i) propuesto como se mencionó antes y se tendrá como resultado un hidrograma, que es la suma de los hidrogramas parciales de cada subcuenca en -- adición a un grupo de valores auxiliares que el programa imprime a continuación del hidrograma, estos resultados auxiliares -- son:

- a) Coeficiente de infiltración promedio en toda la cuenca.
- b) Valores del tiempo de traslado NDEF1 (i).
- c) Valores de los gastos máximos, en cada subcuenca.
- d) Tiempos de pico en cada subcuenca, TP (J).
- e) Valores del tiempo base de los hidrogramas de cada subcuenca.

Con todo lo anterior se procede como sigue:

Se dibujan en un eje de tiempo los hidrogramas de cada subcuenca, tomando en cuenta el tiempo de traslado, por simplicidad, los -- hidrogramas deben de dibujarse en forma triangular. De esta for -- ma, los hidrogramas quedarán con su punto inicial a una distan -- cia NDEF1 (i) del origen de tiempos y el gasto máximo de cada -- hidrograma a una distancia NDEF1 (i) + TP (i).

Así se tendrá para el caso de tres subcuencas.

Del hidrograma real observado en la cuenca, el cual debe ser la suma en cada tiempo de las ordenadas de los hidrogramas parciales que se conocen como dato básico para calibración, se ve en qué tiempo se presentó el pico y en ese tiempo, se traza una línea vertical sobre los hidrogramas que se han dibujado. Así para calibrar el pico del hidrograma basta con mover en el tiempo a uno o varios de los hidrogramas hasta hacer que la suma de las ordenadas sobre esta línea, que marca el tiempo de pico del hidrograma total, sea sensiblemente del orden del mismo; este movimiento, se hace variando los valores de $NOEF1(i)$, atendiendo a las características fisiográficas de la cuenca y de las magnitudes de los gastos.

Estos ajustes sólo influyen en el valor del gasto máximo y en el tiempo base del hidrograma total resultante, pero nunca en el valor del volumen total.

Una vez que el programa de valores de gasto máximo y volumen con errores de $\pm 10\%$, se puede considerar que el modelo está parcialmente calibrado.

Lo que sigue es ver si estos parámetros arrojan resultados similares para otros juegos de datos de entrada y salida, con los cuales, si los errores andan del orden propuesto se dice que estos parámetros son los que permiten la identificación del sistema, dándose por terminada la calibración. Si el resultado con otros juegos de valores de Precipitación y Esguerrimiento presentan errores mayores, habrá que volver al mismo proceso mencionado, hasta lograr aquellos parámetros que den la suma de los errores

a) cuadrado mínimo para los diferentes juegos de valores.

III. APLICACION DEL MODELO

El modelo se aplicó a la cuenca del río Fuerte, aportadora principal de la Presa Miguel Hidalgo en el estado de Sinaloa. Para su calibración se utilizaron las avenidas ocurridas en los meses de septiembre de 1958 y enero de 1955, en la estación hidrométrica "Huites". A estas avenidas se les restó sus gastos base constante, quedando así, los valores por calibrar que se presentan en la tabla siguiente:

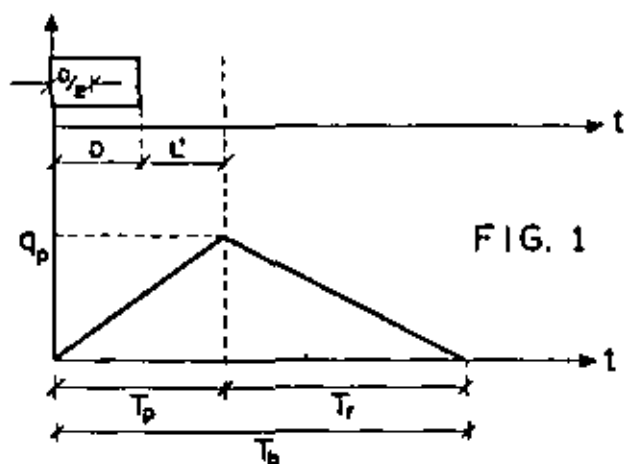
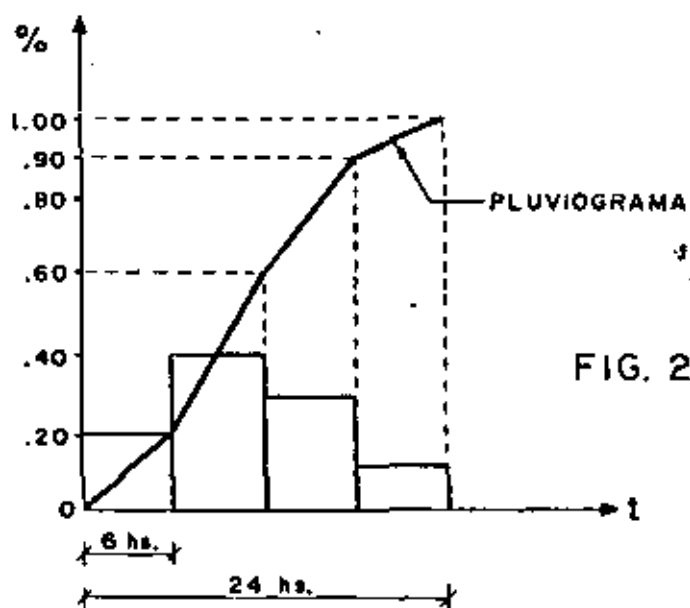
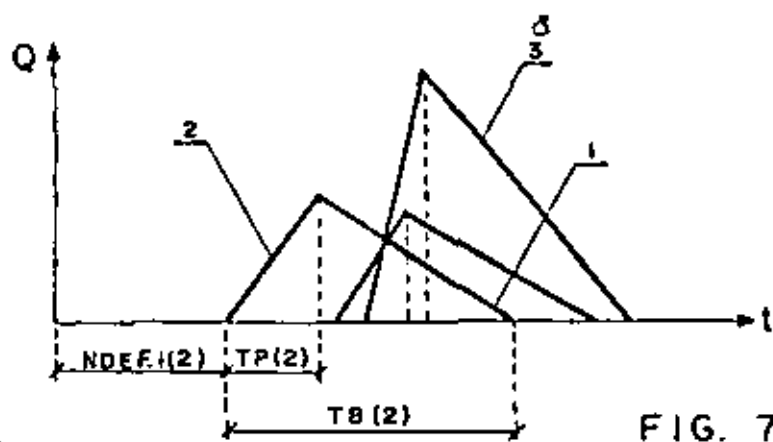
Avenida de	Q pico m^3/s	Vol. Esc. directo Mm^3
Septiembre	3 900.0	631.2
Enero	4 660.0	762.0

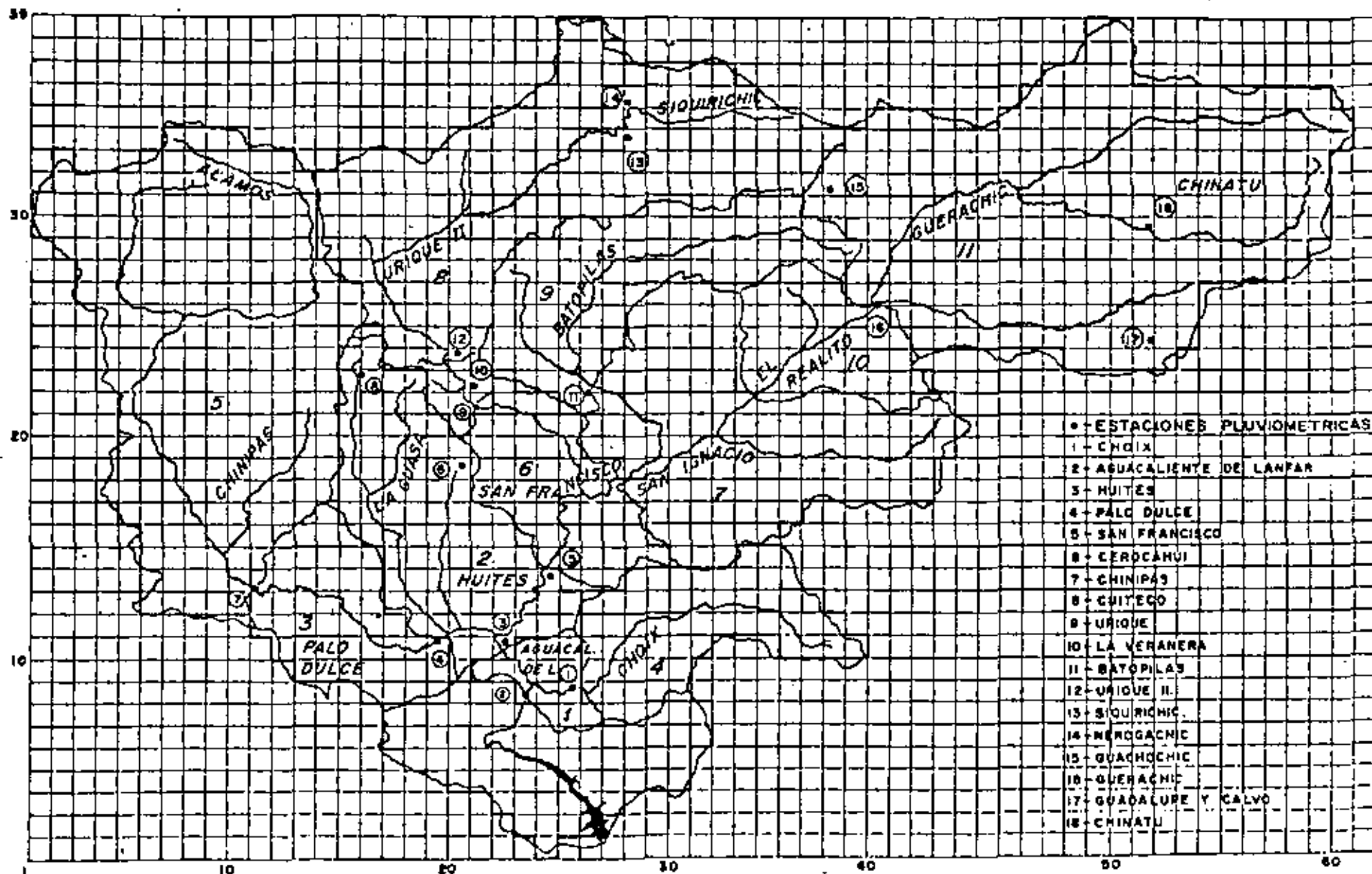
Las lluvias que provocaron estas avenidas, las estaciones climatológicas de registro en la cuenca y los días en que ocurrieron, se pueden ver en la tabla anterior.

La cuenca total, de $26\ 000\ Km^2$, se subdividió en 11 subcuencas, todas éstas con áreas menores a $3\ 000\ Km^2$, las cuales se muestran, ya discretizadas, sobre la malla y para su uso en la máquina computadora en la figura 3.

Debido a que no se tienen instalados en la cuenca aparatos de registros horarios de lluvia (pluviógrafos), a los reportes diarios de lluvia se les afectó de un pluviograma tipo para la cuenca, figura 2, la cual se obtuvo por medio de un análisis de sensibilidad de la cuenca a distintas formas del pluviograma.

Con relación a los parámetros por calibrar, los valores inicia-





CUENCA DE LA PRESA "MIGUEL HIDALGO"

les de los tiempos de traslado se estimaron en función de la longitud del cauce y de la pendiente media del mismo, además, los coeficientes de infiltración media se consideraron iguales en todas las subcuencas y propuestos sus valores iniciales en función de la media de las lluvias dato.

Procesando el programa con toda esta información y siguiendo los pasos consignados en el apartado 11.4, se llegó a determinar los valores de los coeficientes de infiltración media en la subcuenca e iguales a:

FILT (J) = 1.18 mm/hr. J = 1, 2, ..., 11 y los valores de traslado para las subcuencas iguales a:

NDEF1 (J) = 0, 5, 8, 15, 18, 31, 37, 42, 38, 37, 49 hr.

J = 1, 2, ..., 11.

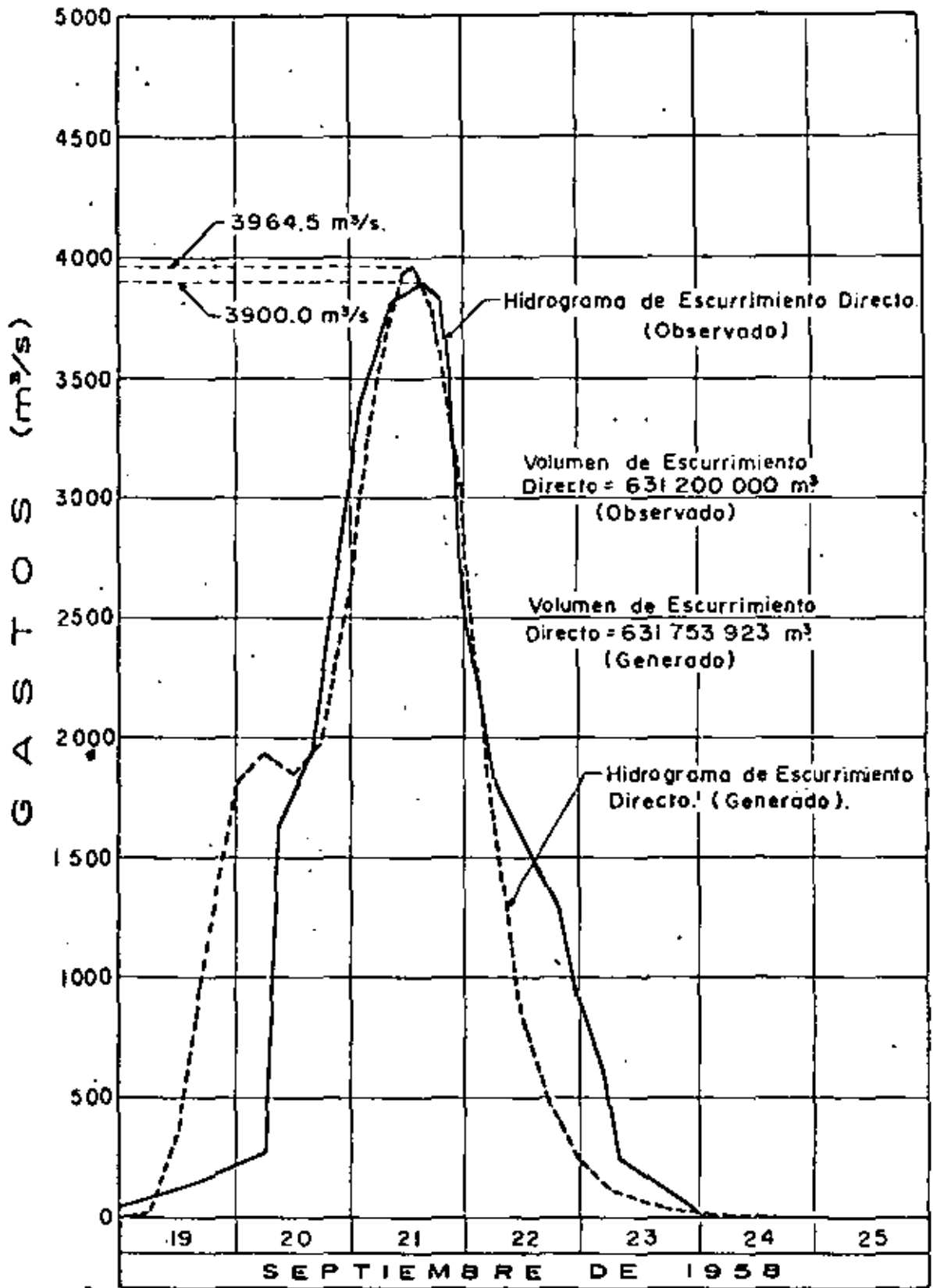
con los que se obtuvieron los siguientes valores deducidos.

Avenida de	Q ₃ pico m ³ /s	% de error respecto a los valores observados	Vol. Esc. directo Mm	% de error respecto a los valores observados
Septiembre	3964.5	1.65	631.75	.088
Enero	5115.0	9.76	884.00	13.04

En las figuras 5 y 6 se presentan los hidrogramas observados y deducidos para las avenidas de septiembre y enero, respectivamente.

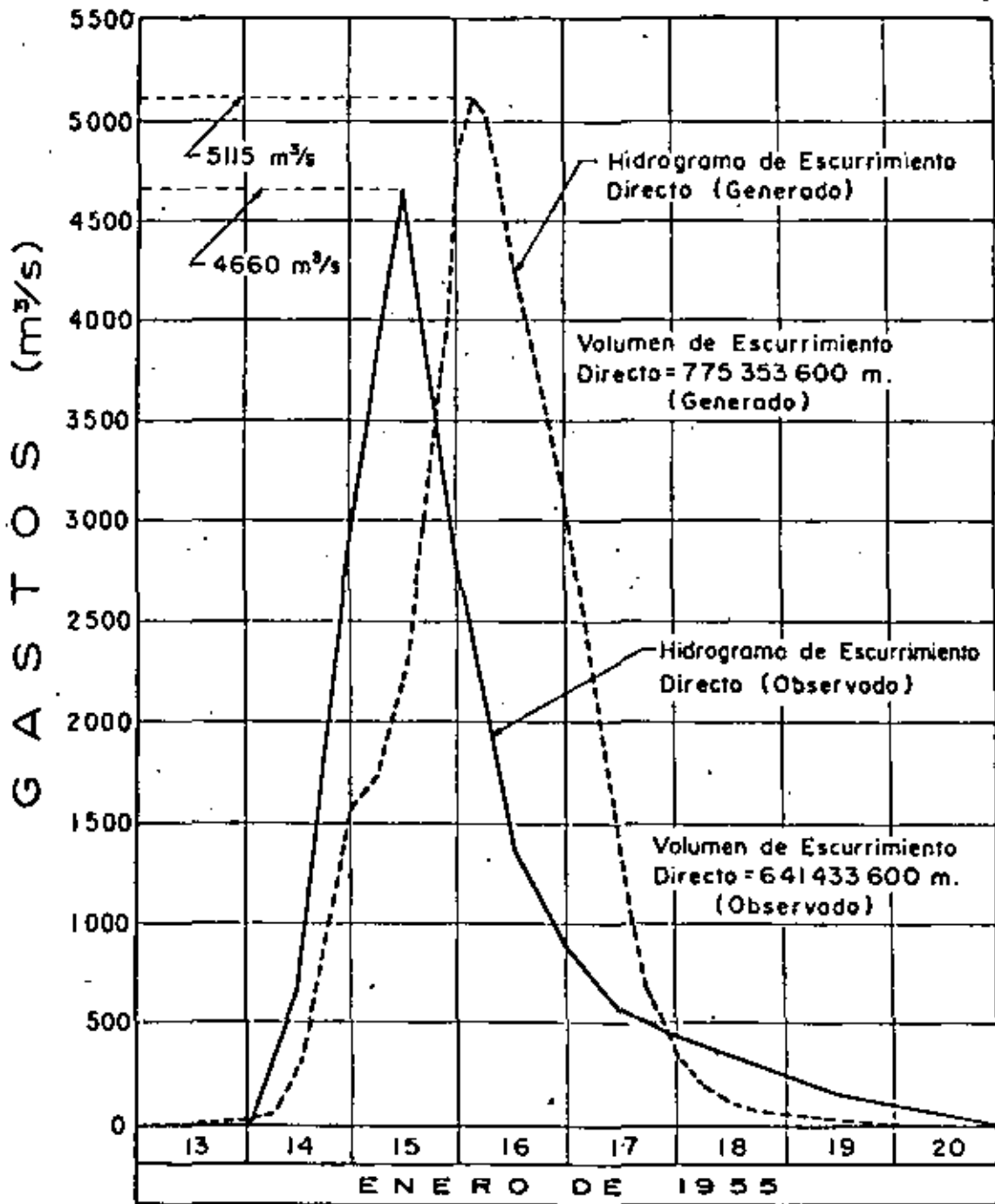
IV. CONCLUSIONES

De los resultados comentados anteriormente se puede concluir lo



HIDROGRAMA DATO PARA CALIBRACION DEL MODELO
E HIDROGRAMA RESULTANTE

FIG. 5



HIDROGRAMA DATO PARA CALIBRACION DEL MODELO
E HIDROGRAMA RESULTANTE

FIG. 6

siguiente:

Con relación a los errores obtenidos para esta cuenca en particular y para avenidas del orden de las observadas, se puede ver que son pequeños y dentro de los límites permisibles, quedando por establecerse, los parámetros del modelo para avenidas menores y mayores a éstas.

El modelo, aquí presentado, está en su primera etapa de elaboración, de ahí, los supuestos tan importantes que se han hecho para intentar simular los procesos de infiltración y escurrimiento, los cuales están siendo mejorados en la 2a etapa del modelo, que está en proceso, y con lo cual se intenta reducir los errores, tendiendo a mejorar la forma del hidrograma, atendiendo a sus características de pico máximo, volumen de escurrimiento directo y tiempos de pico y de recesión.

Que la simplicidad del modelo lleva a consumir tiempos-máquina muy pequeños, lo que se traduce a un bajo costo para la calibración y tiempos bajos de proceso en la etapa de producción, contrario a lo que sucede en los modelos más complicados, los que, aun en el caso de utilizar rutinas de optimización de parámetros de calibración, los procesos son más lentos y más costosos, sin olvidar que, para estos modelos complejos, la calidad, tipo y cantidad de información es lo más importante, cosa que en la actualidad en nuestro país no existe.

Y por último, el modelo se tratará de aplicar a todas las cuencas principales del país, con lo cual, se juzgará la bondad del modelo de los resultados que se obtengan en todas estas cuencas, y poder determinar las limitaciones del modelo.

APENDICE

Método del hidrograma unitario sintético triangular. Este método simplifica al hidrograma unitario, suponiéndole forma triangular y definiéndolo a partir de su altura y base, por medio del gasto de pico y duración respectivamente.

Las expresiones para valuar el gasto de pico, el tiempo al cual ocurre éste y la duración, son expresiones de tipo semiempírico, algunas de ellas obtenidas por regresión múltiple y otras por simples tanteos, estando en función de las características físicas e hidrológicas de la cuenca. Existen infinidad de estas expresiones y aquí solamente se darán las utilizadas por el USSCS.

En la siguiente figura se muestran las características del hidrograma unitario triangular.

La ecuación para calcular el gasto máximo del hidrograma unitario, en pies cúbicos por segundo es:

$$q_p = \frac{484 A}{T_p} \quad (1)$$

en la que $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$ (2)

en horas y A en millas cuadradas.

El término $0.6 T_c$ es un término empírico adoptado por el USSCS como representativo de L' tiempo de retraso, que se define como el tiempo en horas del punto medio de la duración de la precipitación en exceso D, a la hora del gasto pico.

El cálculo del hidrograma unitario sintético depende de la estimación de T_c , tiempo de concentración de la cuenca, que se define como el tiempo que tarda el agua en recorrer desde el punto-hidráulicamente más lejano de la cuenca, al punto de interés. Existen varios métodos para valorar el tiempo de concentración, aquí se dará sólo uno de ellos y que consiste simplemente en valorar la expresión:

$$T_c = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3)$$

donde:

T_c = tiempo de concentración, en hr.

L = longitud del cauce principal, en millas.

H = diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal, en pies.

Conocido el tiempo de concentración, el hidrograma unitario triangular queda definido con las tres ecuaciones anteriores y la ecuación (4) siguiente, que define el tiempo base en función del tiempo de pico.

$$T_b = 2.67 T_p \quad (4)$$

Las cuatro ecuaciones anteriores transformadas al sistema métrico, y como las utiliza el programa, son:

$$q_p = \frac{A}{5.512 T_p} \quad (1')$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c \quad (2')$$

$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3')$$

$$T_b = 5 T_p \quad (4')$$

La ecuación (4') da sólo un valor inicial para el tiempo base, - el cual luego es ajustado para que quede comprendido entre 10 y 1 000 horas, y difiere de la ecuación (4), ya que ambas son sólo estimaciones empíricas; la ecuación (4'), que se ha seguido en la S.R.H., ha dado buenos resultados.

Para obtener el hidrograma resultante en la cuenca, provocado por una lluvia de duración en exceso D y altura de precipitación efectiva h_e , basta con multiplicar cada ordenada del hidrograma unitario por h_e .

Si se desea obtener el hidrograma resultante provocado por dos lluvias cada una de ellas de duración D, pero con alturas de precipitación efectiva distintas $h_{e1} = a$, $h_{e2} = b$, basta con calcular, por separado, los hidrogramas resultantes de cada intervalo de lluvia, defasar el segundo respecto al primero un tiempo D y sumar las ordenadas de los dos hidrogramas en cada tiempo, - como se puede ver en la figura 4, lo anterior es la aplicación de los principios de proporcionalidad y superposición de todo modelo lineal.

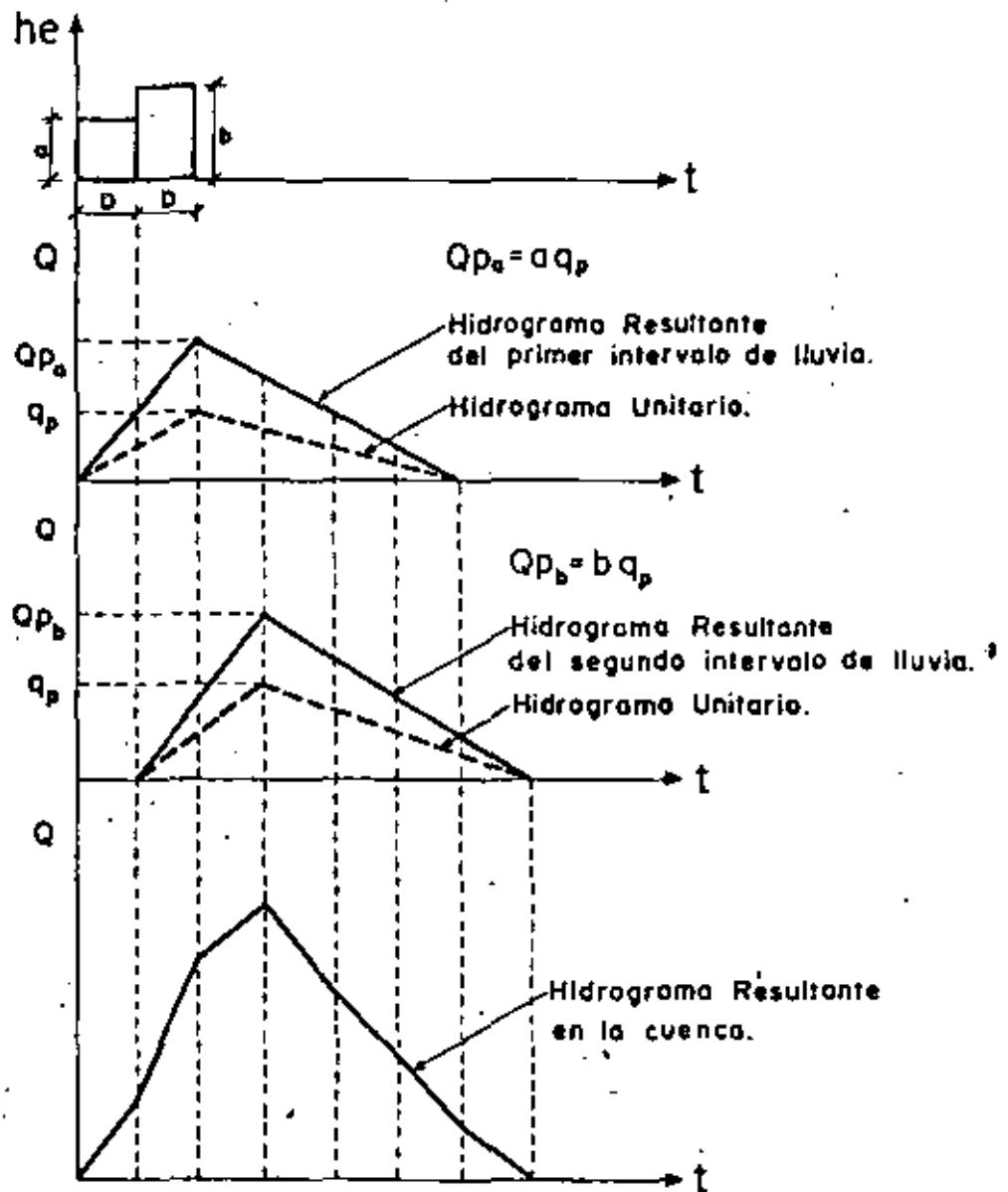


FIG. 4 - Uso del Hidrograma Unitario Triangular.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGULACION DE VASOS

M. en I. JOSE ANGEL RAYNAL VILLASEÑOR

FEBRERO, 1979



REGULACION DE VASOS

a) PROPOSITOS Y CLASIFICACION DE LA REGULACION

El propósito de la regulación es el disminuir los picos de las corrientes para obtener el mayor aprovechamiento de los recursos hidráulicos. El agua se almacena durante periodos de abundancia con dos objetivos: reducir los daños causados aguas abajo por las inundaciones y almacenar el agua para usarla durante lapsos de bajo escurrimiento. En aquellos almacenamientos construidos para control de avenidas, principalmente, es esencial que la capacidad de regulación de avenidas sea aprovechada en su totalidad, cuando sea posible después de una avenida. En algunos casos, por el establecimiento de una época definida de avenidas, el agua almacenada producto de las crecidas podrá retenerse, por lo menos parcialmente, para posteriores usos de conservación. En aquellos embalses construidos para usos de conservación, los volúmenes almacenados en exceso de los requerimientos usuales, se guardarán en las zonas reservadas para esos propósitos y no serán desalojados hasta que no sea necesario después. El concepto de capacidad de control de avenidas es un volumen que deberá estar libre.

El desalojo de agua almacenada puede ser para una gran variedad de usos: generación de energía eléctrica, irrigación, suministro industrial y público de agua, pesca y preservación de la vida silvestre, condensación de agua de las plantas de vapor para generación eléctrica, mantenimiento de las profundidades de navegación, prevención de la intru-



ción salina, disolución para propósitos sanitarios, etc. - Algunos de estos conceptos son para los cuales el almacenamiento se construye, unos son de importancia menor y otros resultan incidentalmente en la planeación de los propósitos principales. Se les llama usos de conservación desde que el agua se almacena para cubrirlos. Un vaso también puede ser usado para propósitos no de conservación: recreación como lo son la pesca, natación y navegación en botes.

A menudo, hay una competencia o conflicto geográfico por el mismo uso, por ejemplo los propietarios de tierras de riego en una comunidad podrán oponerse a que otra comunidad reciba agua para irrigación. Por otra parte, puede haber competencia entre diferentes usos, por ejemplo entre el suministro público de agua y la recreación, o entre el control de avenidas y la generación. Los conflictos y la competencia deben contemplarse en el diseño del proyecto.

La decisión del propósito o propósitos de una presa, debe hacerse con antelación al diseño para que se permita una adecuada consideración de los principios básicos relacionados con esos propósitos. Sin embargo, otros propósitos pueden formar parte del proyecto, posteriormente. Por ejemplo, un almacenamiento con el único propósito de control de avenidas con un conducto de fondo sin compuertas para el control de gasto, puede ver elevado después su nivel del conducto de fondo para mantener un lago permanente para fines de recreación o para algún uso de conservación específico. Pero, la altura de la presa deberá elevarse hasta donde se tenga la misma capacidad de control de avenidas del proyecto original.

Los almacenamientos y la operación de éstos se clasifican de acuerdo a si tienen uno o varios propósitos. Las presas de propósito único son de diseño y operación sencillo, pero su operación se complica cuando forman parte de un sistema integrado grande. Los vasos de propósito múltiple son de diseño y operación más complejos. En la figura 1, se muestra esquemáticamente los tipos de presas y almacenamientos usados para propósitos únicos y múltiples.

Todos los almacenamientos, para cualquier propósito, deben tener una capacidad de salida adecuada para prevenir la ocurrencia de una avenida extraordinaria, o una sucesión de grandes avenidas, tomando en cuenta la disponibilidad de almacenamiento.

La principal característica de los almacenamientos de propósito único para recreación o para pesca y preservación de la vida silvestre, es el nivel de aguas casi constante. Este tipo de vasos se muestra en la figura 1a. La fluctuación en los niveles sólo se presentará durante las avenidas y cuando la evaporación exceda al ingreso de volúmenes. Dado que el vertedor es no controlado, el control de los gastos de salida debe considerarse en el proyecto al definir la longitud y tamaño del vertedor, con la consideración de que el gasto de salida es proporcional a la carga sobre el vertedor elevada a la tres medios.

Los vasos de propósito único para control de avenidas (fig. 1b), se mantienen vacíos, excepto durante las avenidas, por medio de una salida de fondo sin compuertas, cuyo tamaño debe determinarse en función de un ritmo de descarga especi-

ficado. El gasto de salida varía con la carga sobre la salida elevada a un medio después de que el nivel del agua ha cubierto la entrada y más el gasto por el vertedor, el cual está en función de la carga sobre la cresta elevada a la -- tres medios. La operación resulta automática, sin necesidad de operador, y los picos de las avenidas se disminuirán en cierto porcentaje aguas abajo de la obra. Por otra parte, en una cuenca grande, la combinación de las descargas de los vasos para control de avenidas situados en los tributarios, pueden aumentar significativamente el pico de una avenida ocurrida aguas abajo de ellos. Estos almacenamientos hacen antieconómico o insuficiente el uso de la capacidad de almacenamiento, esto es, almacenan cuando no se necesita el agua retenida, como sucede al inicio de una avenida en donde los gastos son pequeños.

Los vasos de propósito único (fig. 1c) para usos de conservación como lo son suministro público de agua, riego, generación y preservación de la vida silvestre aguas abajo, requieren de una salida con compuertas para controlar la salida del agua y la capacidad de almacenamiento para conservar los volúmenes en exceso en cantidades suficientes para proporcionar los demandados durante periodos de escurrimiento bajo. En el caso de un vaso de propósito único de generación, las compuertas de las turbinas controlan las salidas cuando el agua se encuentra abajo de la cresta del vertedor. La capacidad total de descarga es similar a la de 1b, nada más que la compuerta en la salida baja hará que el gasto se mantenga en cero hasta que la cresta del vertedor se alcance. La capacidad de almacenamiento está regida por el sumi

nistro de agua disponible en la corriente o por características físicas del sitio,

Cualquier número de usos, compatibles con las características físicas del sitio y el suministro de agua disponible, pueden combinarse en un vaso de propósitos múltiples. En la figura 1a y de la 1c a la 1h, se muestran los tipos de presas usadas para propósitos múltiples. La combinación de usos está en función de un número separado de usos adicionales integralmente a una población, o de una unión de agua disponible o de una capacidad de almacenaje disponible. La más benéfica combinación de uso podrá ser compromiso entre usos diferentes o diferentes situaciones geográficas.

La reservación de almacenamiento para usos de conservación puede incluir: (1) disposiciones a ciclos anuales fijos para propósitos específicos (2) disposiciones variables, dependientes de las necesidades específicas de ciertas temporadas o meses del año o de los escurrimientos pronosticados donde éstos pueden hacerse con cierta confiabilidad.

Algunos usos como recreación, pesca y preservación de la vida silvestre y control de avenidas pueden combinarse con presas de los tipos mostrados en las figuras 1a y 1d. La adición de almacenamiento en la figura 1c para usos de conservación (Irrigación, generación y suministro público de agua) requiere una presa más alta que la que requeriría el uso de control de avenidas, solo, una salida controlada y un lago semi permanente.

Los almacenamientos de propósito múltiple construídos para mantener un lago permanente para navegación y carga de gene

ración y para proveer unidos y separados propósitos de conservación y almacenamiento de control de avenidas, entonces los vasos para control y almacenamiento de avenidas vienen a ser extremadamente complejos en su diseño y operación. - En las figuras de la 1f y la 1h, se muestran esquemáticamente ejemplos de varias combinaciones de estos usos. Las salidas usualmente son completamente controladas por compuertas, sin embargo durante una avenida extraordinaria el vertedor puede funcionar con descarga libre. En algunos vasos las avenidas extraordinarias podrán elevar el nivel del agua más allá del nivel máximo de control de la presa.

b) ESTUDIOS PARA EL DISEÑO DE VASOS

Los estudios para el diseño de vasos, relacionados con la Hidrología, son los que incluyen la determinación del volumen de almacenamiento para propósitos de conservación y control de avenidas; niveles en los lagos para recreación y navegación; capacidad de descarga de los vertedores y otras salidas que prevengan rebasamientos cuando se presente la avenida máxima probable; capacidad de descarga que provea las necesidades de manejo del almacenamiento de conservación y estudios de operación que manejen adecuadamente las disponibilidades de agua durante los periodos de alto y bajo escurrimiento. Los estudios de diseño estructural y los problemas sociales resultantes del reajuste de las poblaciones en un vaso, escapan del ámbito de acción directa de la Hidrología, pero deberán ser considerados eficazmente en el proyecto.

Hay varios aspectos que deberán ser considerados en el diseño y operación de un vaso. El primero, es que si la topografía -

del valle formado por la corriente, hace factible que el sitio elegido para la presa y el vaso tenga la capacidad necesaria, para satisfacer los requerimientos de los almacenamientos de control de avenidas y conservación. Segundo, si hay disponibles sitios factibles pero las capacidades no cumplen totalmente con las necesidades de almacenamiento, entonces debe seleccionarse el sitio de la manera más equitativa y que al hacer el diseño se establezcan compromisos entre los usos.

A pesar de que existen sitios favorables, otras consideraciones pueden afectar la selección y elegir sitios más desfavorables. Por ejemplo, la presencia de una gran ciudad en las riberas del río puede obligar a eliminar el sitio que alojaría a la presa mejor y más barata y elegir otro menos favorable. En otros casos los niveles máximos del lago y los almacenamientos útiles pueden ser restringidos a un nivel menor que el adecuado, por centros urbanos colindantes. Por ejemplo, el desarrollo urbano e industrial en el valle de un río puede limitar el nivel máximo para control de avenidas, en tanto que la navegación y los niveles mínimos de generación pueden restringir el nivel inferior del almacenamiento de control de avenidas. Entonces, la capacidad de control de avenidas puede estar limitada a pesar que la topografía permita aprovechar una adecuada cantidad para este concepto. La presencia de carreteras, ferrocarriles, puentes y presas, pueden provocar limitaciones similares. En estos casos el costo de restitución del desarrollo probablemente será mayor que los beneficios que se obtendrán. Otros factores, como las marcas terrestres históricas, las cuales no podrán ser reemplazadas a ningún costo, limitarán tanto los sitios de vasos como los niveles de operación.

Los factores económicos que afectan al diseño y operación de un vaso son los costos del capital para la construcción y el pago de la tierra afectada; costos anuales de amortización, intereses, operación y mantenimiento; beneficios brutos globales para valores incrementados y beneficios anuales obtenidos al almacenar el agua de las avenidas y al manejar el almacenamiento de conservación.

Por lo general, se acepta como criterio válido de justificación de un proyecto cuando los beneficios exceden a los costos anualmente, esto es, la relación beneficio-costo debe ser mayor que la unidad. Lo anterior, no necesariamente se aplica a la justificación de proyectos de índole social. Para la determinación del proyecto más económico de una serie o el mayor grado económico de desarrollo de un proyecto aislado, deben considerarse los beneficios anuales netos (beneficios anuales menos costos anuales). El proyecto más económico o grado de desarrollo, deberá estar en el rango de las mayores relaciones beneficio-costo y de los mayores beneficios netos anuales. En la comparación de un número de alternativas de sitios favorables para vasos, cada uno de los mismos beneficios, aparecerá que el sitio más económico usualmente es aquel que tiene menor costo de capital.

Los dos tipos de datos para el estudio de diseño de una presa son mapas topográficos adecuados y registros históricos hidrológicos.

Los registros históricos de escurrimiento son determinantes de la cantidad de agua disponible para usos de conservación. Estos registros contienen picos de avenidas y volúmenes que de-

ben usarse en los diseños de la capacidad de control de avenidas, del vertedor y otras salidas. El escurrimiento se muestra usualmente en forma gráfica como un hidrograma de gastos contra el tiempo. En adición a los registros de escurrimientos históricos deben localizarse para auxiliar en la determinación de la elevación y el gasto durante una avenida en cualquier punto de los vasos y que produzcan un incremento significativo en los niveles de agua. En el diseño y la operación de vasos de almacenamiento de avenidas, la ocurrencia estacional de las avenidas es un factor importante. Si las avenidas ocurren en cualquier tiempo, el almacenamiento de control de avenidas deberá estar vacío todo el tiempo. Pero, si hay un patrón estacional definitivo, mostrado en los registros históricos, entonces el almacenamiento de control de avenidas se reservará sólo durante la época de avenidas. Los registros de precipitación se usan para completar los de escurrimiento o como base para calcular el escurrimiento donde no hay registros.

El completo desarrollo del potencial de almacenamiento de una presa en una cuenca puede no satisfacer el requerido por cualquiera de los usos o para todos los usos. En este caso, deben encontrarse otros medios suplementarios que contemplen la protección, si el control de avenidas se incluye, y el almacenamiento disponible deberá ajustarse a varios usos.

El tamaño del almacenamiento que deberá proveerse para una presa de control de avenidas, depende del grado de protección requerida y la capacidad crítica del cauce. Esta última puede ser incrementada con la realización de obras de protección, como lo son bordos, o por medio de mejoras en el cauce.

El incremento de la capacidad del cauce permite una menor capacidad en la presa y, por lo tanto, debe hacerse un balance económico entre el almacenamiento para control y los otros medios de protección. Por ejemplo, puede ser posible físicamente reducir la avenida de diseño por el almacenamiento en la presa hasta una elevación que no cause daños, pero también puede subirse ésta con la construcción de bordos de protección. El balance entre ambas depende de los factores económicos, así como de la inconveniencia de tener bordos de protección altos de una ciudad ribereña.

El grado deseado de protección determina la magnitud de la avenida seleccionada como base para el diseño del vaso. La completa protección contra la avenida máxima probable deberá ser la meta cuando hay pérdida de vidas humanas o daños catastróficos a las propiedades.

Para proporcionar una completa protección es necesario almacenar sólo los escurrimientos que excedan la capacidad máxima del cauce. La operación ideal de una presa o de un sistema de ellas, especialmente si se localizan a varios días en el tiempo de traslado de las avenidas, no puede ser llevada a la práctica, entonces, se requiere de una capacidad mayor para operar la presa en una forma menos idealmente. La capacidad en exceso necesaria debe determinarse a través del estudio de varias alternativas de operación de las presas, basadas en reglas prácticas que pueden seguirse en la operación real. Además, el resultado de un estricto apego a los cálculos matemáticos del almacenamiento requerido, puede ser una capacidad inadecuada.

En un sistema de vasos, la distribución de almacenamiento en las diferentes áreas tributarias, deberá basarse en la contribución promedio de estos tributarios a la avenida crítica en el punto de protección. Las adiciones a los almacenamientos deberán proporcionarse en aquellos donde el almacenamiento es barato.

Cuando no hay el problema de vidas humanas o de daños desastrosos a las propiedades, la protección contra una avenida más pequeña que la máxima probable, será la adecuada.

Los requerimientos de almacenamiento para usos de conservación varían ampliamente, dependiendo de la variación del escurrimiento natural y de la demanda de los usos. Por ejemplo, la demanda agrícola depende del tipo del sistema de irrigación, el tipo de cultivo y el área por regar. La demanda de agua para municipios y la industrial está en función de la población presente y la debida al crecimiento futuro y de las industrias actuales y las que se establecerán en el futuro. El agua que provee tirantes para navegación requiere de un escurrimiento necesario que mantenga los tirantes en partes críticas del canal de navegación. En la determinación de cualquier requerimiento de almacenamiento para usos de conservación, debe considerarse el concepto de pérdidas, como lo es la evaporación que se presenta en la superficie libre del vaso.

El diseño de cualquier obra para la regulación del agua, requiere de la adopción de una avenida de diseño. Los riesgos involucrados por el tipo de propiedad afectada y el tipo de estructura considerada, influenciarán el juicio del diseñador para la selección de la magnitud de la avenida de diseño. La --

magnitud de la avenida seleccionada afectará a las dimensiones de la estructura y, por lo tanto, a su factibilidad económica.

Hay dos tipos de avenidas extraordinarias que se consideran en el diseño de presas y almacenamientos y son la avenida máxima probable y la avenida máxima posible. La avenida máxima probable, es la avenida mayor que se puede, razonablemente, esperar que ocurra, tomando en cuenta todas las consideraciones pertinentes del lugar como la meteorología, la hidrología y el terreno. En algunas áreas se ha observado que ha ocurrido, y razonablemente hay una buena oportunidad de que ocurra en cualquier año. La frecuencia de su ocurrencia no es susceptible de determinarse. Se usa para el diseño de vertedores y para las obras de protección contra avenidas donde toma parte la pérdida de vidas humanas y los daños desastrosos a las propiedades. La magnitud de esta avenida es de $1/2$ a $3/4$ de la avenida máxima posible.

La avenida máxima posible es la mayor avenida que puede ocurrir suponiendo la completa coincidencia de todos los factores que puedan producir la mayor precipitación y el máximo escurrimiento. Puede resultar de la lluvia máxima posible determinada de la máxima lluvia observada ajustada por diferencias entre los cambios de humedad observados y potenciales. La frecuencia de esta avenida no es susceptible de determinación, pero su ocurrencia es muy improbable. Es usada para probar la efectividad de vertedores y otras obras de salida para prevenir una falla de la presa. El principal uso de la avenida máxima probable es para determinar el almacenamiento que deberá dársele a la presa, por lo tanto, lo anterior involucra - -

a la altura de la presa, la capacidad de descarga y esto a su vez las dimensiones del vertedor y de las otras obras de salida, con la correcta consideración de la capacidad disponible para control de avenidas en el sitio o en almacenamientos - aguas arriba. Cuando no hay almacenamiento de control de avenidas disponible, solamente el gasto de pico de la avenida necesita determinarse. Cuando se puede contar con el almacenamiento, tanto el volumen como el gasto de pico deben ser conocidos. Los tres factores, capacidad de salida, almacenamiento y altura de la presa, están muy relacionados y las variaciones en uno afectarían a los otros dos.

El libre bordo entre el máximo nivel producido por la avenida máxima probable y la corona de la presa, depende del tipo de la estructura y de la seriedad de los daños que se ocasionarían aguas abajo si la presa fallara.

Para presas de tierra se elige un bordo libre de 3.0 a 4.5 metros y para presas de concreto de 1.5 a 2.10 metros. Un bordo libre más pequeño puede darse para presas bajas que protegen tierras agrícolas inhabitadas.

En una presa grande que dependerá de ella la protección de las vidas humanas y las propiedades valiosas, que fue diseñada para la avenida máxima probable, deben investigarse los efectos que causaría la avenida máxima posible. Por ejemplo, el nivel de aguas máximo, las obras de salida y el bordo libre deberán determinarse basados en la avenida máxima probable, pero debe asegurarse que la avenida máxima posible no rebasará la presa y causará la falla de ésta.

En el caso de control de avenidas para tierras agrícolas solamente, una avenida de diseño menor que la máxima posible o la probable, será la adecuada. Una inundación ocasional de granjas o la pérdida de cultivos, no será una catástrofe.

En algunas áreas las inundaciones serán benéficas. Entonces los beneficios de dar protección, no justificarán el costo de protección contra grandes avenidas y las avenidas más pequeñas, determinadas por la economía de la situación, serán las usadas para el diseño de presas y almacenamientos.

Son tres las características básicas de un hidrograma de avenida: el gasto de pico, el volumen total de escurrimiento y las variaciones sucesivas en el gasto. Otro aspecto importante es el tiempo de ocurrencia.

En la determinación del gasto de pico de la avenida máxima probable, ya sea por transposición de tormentas y la técnica del hidrograma unitario o por cualquier otro método, la razonabilidad del gasto adoptado deberá verificarse con las avenidas máximas observadas en las corrientes de las mismas características meteorológicas y fisiográficas.

Los hidrogramas de las avenidas de diseño de cuencas de muchos miles de kilómetros cuadrados en áreas son desarrollados de tormentas de lluvia que se transponen dentro de grandes regiones, pero ajustadas en las diferencias del cambio de humedad los cuales dependen de factores meteorológicos, como son el punto de rocío y la altitud de la barrera. La lluvia ajustada se convierte a escurrimiento y se descuentan la infiltración y otros conceptos y el hidrograma es calculado por la técnica --

del hidrograma unitario, por tránsito de avenidas en canales naturales, o por una combinación de los dos. Para cuencas grandes de grandes sistemas de ríos que drenan áreas de diverso comportamiento meteorológico e hidrológico, los hidrogramas de diseño se determinan mejor por la combinación de las avenidas máximas observadas en la mayoría de los tributarios más importantes, con el defasamiento apropiado en el tiempo, como se indique para que sea meteorológicamente posible, tal que concentre el gasto en un punto crítico.

La planeación de la operación de las presas es un aspecto importante en el diseño de un proyecto. Tan pronto se haya localizado el punto de establecimiento de la presa y el almacenamiento para cada propósito haya sido determinado, debe realizarse un estudio intensivo de métodos que lleguen a un criterio de mejor operación.

Las presas que son automáticas en su operación (1a, 1b y 1d) tienen integrado suplen de operación dentro de ellas.

Estos almacenamientos, por ejemplo, asegurarán un nivel de agua para áreas específicas de recreación, o en el caso de algunas presas de control de avenidas, la elevación del vertedor, su largo y el tamaño de las otras salidas se diseñan para proveer un grado predeterminado de protección contra avenidas.

Si el único propósito del vaso es el desalojo del almacenamiento de conservación y es esencial que el escurrimiento regulado nunca será menor que una cantidad mínima especificada, como puede ser el caso del suministro municipal de agua, riego, o para propósitos de navegación, entonces el plan de operación -

es simple. El gasto mínimo requerido es determinado por demanda anticipada y el almacenamiento requerido para mantener ese gasto es obtenido por un análisis del escurrimiento o de otros registros hidrológicos. Durante los periodos cuando el gasto natural es menor que el demandado, debe surtirse agua suficiente del almacenamiento para mantener el gasto comprometido.

Las presas que tienen vertedores controlados por compuertas u otro tipo de salidas controladas por compuertas, usualmente, requieren de atención para operar las compuertas y para regular los niveles de agua y estos vasos necesitan un plan de operación predeterminado. Este plan es muy necesario en sistemas de vasos con varios usos, algunos de ellos pueden ser conflictivos. El plan delimita los almacenamientos por usar para cada propósito. Los límites varían con la estación y con las condiciones hidrológicas cotidianas. Si bien es importante tener un plan, éste no debe ser considerado como imperecedero, porque las demandas para los usos específicos pueden cambiar, o bien se puede detectar que el proyecto inicialmente, se sobrediseñó o se subdiseñó por falta de datos.

El método para transitar agua a través de un vaso dependerá si el vaso es plano o si tiene una pendiente importante, como cuando existían las condiciones naturales, y en la operación de las compuertas de control de la presa. Si el vaso es plano, como es común en los vasos profundos en corrientes relativamente pronunciadas y si no hay cambio en la posición de las compuertas de control, la salida sólo es función del volumen almacenado durante el periodo de tránsito y éste es un procedimiento sencillo. Si el vaso tiene una pendiente considerable o si las compuertas se operan durante el tránsito, entonces el proce

dimiento se torna complejo.

El uso de curvas de volumen de almacenamiento para tránsito de avenidas, las cuales dan el volumen total entre el perfil definido por las entradas, salidas y la elevación del afluente y el perfil natural de bajo escurrimiento, juntos con un gasto de entrada estimado, aseguran la total consideración del hecho que los vasos ocupan algunos cauces y la zona de rebase se llena por una avenida natural. Bajo condiciones naturales el almacenamiento en el valle se llenaba sin control artificial desde el principio del levantamiento hasta el pico. Bajo las condiciones del vaso, cuando la avenida crece, el nivel del afluente en la presa puede mantenerse abajo por el incremento del gasto sobre el vertedor, pero cuando el pico llega, el nivel del afluente puede dejarse crecer regulando la salida. Entonces, el volumen total llenado desde el principio hasta el pico será menor con el vaso que cuando se llenaba naturalmente, la efectividad en el almacenamiento para la reducción del pico es mayor con el vaso.

c) GUIA Y PROGRAMA DE OPERACION

Los programas y guías para la operación de un vaso deben desarrollarse en forma preliminar en el nivel de planeación de la operación y usarse para la determinación del uso más efectivo del almacenamiento de la presa. Por lo general, es necesario hacer ajustes posteriores basados en estudios futuros o en la experiencia real de operación. Los programas varían desde reglas rígidas o fijas que tienen que ser seguidas por operadores no técnicos durante las avenidas en las presas, hasta guías estacionales y planes a largo plazo para el almacenamiento y salida del agua para usos de conservación.

Esta información se puede presentar en forma de gráficas, tablas o en forma narrativa o en una combinación de las tres.

Los programas más rígidos son aquellos que dependen de las estructuras físicas de propósito único, proyectos para control de avenidas no controlados por compuertas y los almacenamientos de contención.

Los programas rígidos para la operación de control de avenidas son necesarios para que los usen las personas no técnicas que operan, físicamente, las presas controladas con compuertas, en el caso de que fallen las comunicaciones entre estas personas y el centro de operación. Algunos programas pueden servir de guía para el personal del centro de operación durante avenidas extraordinarias, particularmente cuando la red hidrológica de reporte falla. Los resultados de su uso en la regulación de avenidas históricas y de la máxima probable o avenida de proyecto, se conocen de estudios previos.

Los programas se basan, usualmente, en algunas combinaciones de elevaciones en el vaso, elevación en un punto de control -- aguas arriba y en el gasto de entrada o en el ritmo de cambio de la elevación en la presa.

La operación día a día de la mayoría de los vasos controlados por compuertas y sistemas de presas, está basada en pronósticos de escurrimiento, con algunos ajustes cuando sean necesarios y deben basarse en las observaciones de precipitación. -- Alguna operación podrá ser más efectiva para una avenida individual. Esto -- quiere decir que la regulación máxima o ideal debe intentarse en cada avenida. El pronóstico meteorológico-

no se encuentra lo suficientemente desarrollado para asegurar que las lluvias productoras de avenidas no se desarrollarán en muchos casos, durante el periodo de regulación predécido. En otros casos, la observación meteorológica puede ser suficiente para que el hidrograma de la avenida pueda ser pronosticado con una confiabilidad buena. Cuando las condiciones se tornen más complicadas y las avenidas se desarrollen con tendencia a la avenida máxima probable, las operaciones deberán cambiarse a los programas rígidos los cuales toman en cuenta el efecto de las avenidas extraordinarias en los estudios hechos en la planeación.

Los programas para la planeación a largo plazo se aplican para administrar el manejo del agua destinada para usos de conservación y para aquellos vasos o sistemas donde el almacenamiento es mayor que el escurrimiento anual.

Cuando hay un uso doble del almacenamiento para control de avenidas estacional y para propósitos de conservación, los programas pueden contener medidas de seguridad rígidas basadas en las condiciones normales.

La formulación de planes y programas a largo plazo involucra una distribución del almacenamiento y del uso del agua contra el patrón a largo plazo de los escurrimientos.

En un año dado, se puede programar una distribución equitativa para usos diversos como navegación, irrigación, generación de energía eléctrica y cambios de almacenamiento, positivos o negativos, para conservar el potencial a largo plazo del sistema.

El escurrimiento en exceso de un año no debe desperdiciarse,

porque puede almacenarse para ser usado después en auxilio de los gastos bajos que ocurran en años secos, los cuales el registro histórico muestra que pueden ocurrir.

d) ORGANIZACION OPERACIONAL

Las necesidades de la organización operativa varían considerablemente con los propósitos y complejidades del sistema de regulación y no se puede establecer un patrón fijo.

Las cuencas de control y almacenamiento de avenidas son automáticas en su operación. Los vasos con compuertas para control de avenidas necesitan atención sólo durante los periodos de -- avenidas. Las extracciones normales de conservación necesitan sólo atención rutinaria. La regulación para usos múltiples, -- sin embargo, particularmente donde la generación de energía hidroeléctrica está involucrada, puede requerir una atención diaria detallada. El tamaño del grupo de trabajo estará determinado por los pronósticos corrientes diarios de gasto para generación más que por las necesidades menos frecuentes para control de avenidas.

La mayoría de los procedimientos para la operación de control de avenidas, están basados en pronósticos de entradas a los vasos, usualmente combinados con pronósticos de corrientes no controladas en puntos de control aguas abajo. En función de las características dinámicas del río, las decisiones deberán tomarse en 24 horas, para varias las descargas aguas arriba y garantizar escalas que no causen daños aguas abajo. Si el almacenamiento no protege completamente, el cual es el caso común, debe haber personal disponible para que determine cuándo la re

gulación deberá ser cambiada para tener una minimización de -- los daños y no una completa protección o, en avenidas extraordinarias, asegurar la seguridad de la estructura reguladora.

Los pronósticos de entradas son esenciales para el uso económico del agua almacenada para generación, en sus versiones diaria y a largo plazo. Los incrementos de entradas que no revisar algunas significancia para el control de avenidas pueden -- ser extremadamente importantes para las operaciones de generación. Sólo cuando las extracciones para generación de unos vasos arriba se reducen con el tiempo, se evitan gastos combinados que excedan las capacidades de las turbinas de las plantas aguas abajo. La integración de un sistema hidroeléctrico con uno de generación térmica incrementa las complejidades. La -- operación día tras día de los vasos controlados y de los sistemas de vasos está basada en los pronósticos de escurrimien--to, con algunos ajustes de criterio como lo son la observación de la precipitación. Alguna operación podrá ser más efectiva en alguna avenida individual. Esto no significa que no debenser intentadas las operaciones más óptimas para cada avenida.-- El pronóstico meteorológico no está tan avanzado como para predecir las avenidas producidas por la lluvia durante el periodo predecido de operación. En otros casos, el punto de vista meteorológico será suficiente tal que la parte restante del hidrograma de la avenida podrá pronosticarse con bastante con--fianza. Los ajustes día a día, sin embargo, deberán estar respaldados con los resultados obtenidos de las políticas de operación planeadas para avenidas extraordinarias.

REFERENCIA

V. T. Chow, Handbook of Applied Hydrology, Mc Graw-Hill Book Co.

Tipo de Almacenamiento (esquemáticamente)	Curva de Descargas	Propósitos del almacenamiento	
		Único	Múltiple
<p>(a) Vertedor no controlado</p>		Recreación Vida silvestre	Control de avenidas Recreación Preservación de la vida silvestre
<p>(b) Vertedor no controlado</p>		Control de avenidas	No
<p>(c) Vertedor no controlado</p>		Almacenamiento y control de avenidas Irrigación Generación Suministro público de agua. Vida Silvestre.	Cualquier combinación
<p>(d) Vertedor no controlado</p>		No	Almacenamiento de control de avenidas Vida silvestre Recreación
<p>(e) Vertedor no controlado</p>		No	Control de avenidas Irrigación Generación Suministro público de agua Recreación Vida silvestre
<p>(f) Vertedor controlado por compuertas</p>		No	Control de avenidas Irrigación Navegación Generación Suministro público de agua Recreación Vida silvestre
<p>(g) Vertedor controlado por compuertas</p>		No	Control de avenidas Irrigación Navegación Generación Suministro público de agua Recreación Vida silvestre
<p>(h) Vertedor controlado por compuertas</p>		No	Control de avenidas Irrigación Navegación Generación Suministro público de agua Recreación Vida silvestre

CLASIFICACION DE LAS PRESAS

FIGURA 1.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam



CONTROL DE AVENIDAS

ESTRATEGIA U MEDIDAS PARA EL ALERTAMIENTO Y
EVACUACION DE ZONAS AFECTADAS POR INUNDACIONES

ING. ARMANDO ESTRADA SOTO

FEBRERO, 1979



CONTROL DE AVENIDAS

TEMA 13 Estrategia y Medidas para el alertamiento y evacuación de zonas afectadas por inundaciones.

- A) Lineamientos generales de rutina de las operaciones - de emergencia por inundación.

- B) Planes de auxilio existentes en el país.

- C) Criterios para la rehabilitación de servicios, sistemas, etc.

Por:

ING. ARMANDO ESTRADA SOTO

A) LINEAMIENTOS GENERALES DE RUTINA EN LAS OPERACIONES DE EMERGENCIA POR INUNDACION

La República Mexicana está localizada cerca de la zona inter-tropical de convergencia y dentro del área de influencia de los ciclones extratropicales, y debido a esto se ve afectada por las intensas lluvias que producen estos fenómenos meteorológicos, generando inundaciones que se presentan anualmente en zonas rurales y urbanas.

Las grandes avenidas arrojan a su paso cuantiosas pérdidas, tanto humanas como materiales, debido a que no se cuenta con un plan definido de reconocimiento de avenidas y emisión de alertas que permitan en el caso de ocurrencia de una avenida que produzca una inundación, disponer de los elementos de prevención y control que minimicen los daños y restablezcan a la brevedad posible los servicios y comunicaciones de las zonas afectadas.

Ante esta problemática es de vital importancia señalar la urgente necesidad de crear un sistema general de auxilio en casos de desastre por inundación o tiempo severo que contemple la participación pública y privada, a través de medidas estructurales y no estructurales en el control de avenidas contemplando todo un proceso de planeación que debe promover la eficiencia y asegurar el logro de los productos.

Debido a lo anterior es necesario intensificar los trabajos de planeación en el control de avenidas que permitan canalizar sistemas de alertamiento y evacuación de zonas afectadas por inundación.

Esta planeación debe demostrar la importancia de una respuesta multi-organizacional a cada situación que se presente, para lo grar esto es necesario señalar responsabilidades directas a cada área específica a los niveles federales y estatales.

Numerosos aspectos de un plan de acción en contra de avenidas- podrán ser ordenados en forma satisfactoria con el propósito - de una discusión y/o planeación.

Estas operaciones en emergencias podrán ser ordenadas y organi- zadas en siete etapas.

- A).- Alertamiento.
- B).- Evacuación y rescate.
- C).- Reducción de daños.
- D).- Rehabilitación de zonas inundadas.
- E).- Información pública.
- F).- Implementación del plan.
- G).- Mantenimiento del plan.

El éxito de las operaciones en emergencias depende de una di- rección agresiva y coordinada, que permita establecer un con- trol rígido sobre las actividades que emanen de esas etapas de planeación.

Algunas acciones básicas de esos siete factores de planeación- podrán ser:

- Acciones de reconocimiento de avenidas;
- Acciones de emisión de alertas;
- Acciones para el desarrollo de procedimientos de evacuación;

- Acciones de operación en emergencias;
- Acciones de preparación de programas de información pública;
- Acciones para la asignación de responsabilidades; y
- Acciones prácticas del plan.

Estas acciones estarán enmarcadas como esencia de un eficaz plan de emergencia en comunidades sujetas a severas inundaciones y que cuenten con periodos mínimos de advertencias.

Así mismo, para poblaciones que sufran el embate de las inundaciones por más de una fuente, necesitarán de dos o más sistemas de alertamiento utilizando diferentes criterios para cada fuente.

Así mismo, para efectuar la selección de las actividades apropiadas que se deben realizar, se deberá considerar un análisis profundo con relación a la problemática, recursos y necesidades de las áreas. Los niveles de complejidad de un plan sugerido por dichos análisis generalmente se incrementan con la frecuencia y severidad de la inundación esperada, a los tamaños de los asentamientos humanos afectados y a los periodos de tiempo con que se cuente para el alertamiento.

En la asignación de recursos disponibles se debe considerar como importancia particular los procedimientos de reconocimiento de avenidas y emisión de alertas.

A).- Alertamiento

Objetivo:

Permitirá definir sistemas para el reconocimiento oportuno

no de avenidas y emisión de alertas que sean acertadas, - oportunas y confiables.

En la planeación se consideran dos factores específicos - con sus respectivas actividades.

a) Reconocimiento de avenidas

- Seleccionar un punto adecuado de alertas.
- Establecer procedimientos funcionales en el punto de alertas que sean aplicables al enfoque de reconocimiento de avenidas.
- Establecer procedimientos funcionales que desarrollen los observadores en estaciones hidrométricas y climatológicas.

b) Emisión de alertas

- Establecer procedimientos para la emisión de alertas.
- Establecer procedimientos para la distribución de información, con relación al riesgo potencial de las avenidas, a los encargados de la emisión de alertas.

B).- Evacuación y Rescate

Objetivo:

Permitirá evitar la pérdida de vidas debido a las inundaciones que se presenten.

En la planeación se consideran cuatro factores específicos con sus respectivas actividades.

a) Identificación de áreas por ser evacuadas

- Identificar áreas las cuales serán inundadas debido a cada nivel potencial de inundación.
- Identificar áreas las cuales serán inundadas debido al drenaje interno o estancamiento no relacionado a los tirantes de inundación.
- Identificar áreas las cuales requieren ser evacuadas por otras razones que no sean de la inundación.

b) Desarrollo de procedimientos de evacuación

- Seleccionar los lugares de albergue a donde se trasladarán los habitantes que se evacuaron.
- Identificar las mejores rutas de evacuación.
- Establecer prioridades de evacuación.
- Establecer procedimientos para llevar a cabo la evacuación.

c) Centros de albergue

- Estimar la duración, daños y población afectada en el caso de una severa avenida y determinar las necesidades de los centros de albergue.
- Establecer procedimientos para la operación de centros de albergue.

d) Acción en emergencias

- Evaluar las áreas sujetas a inundaciones o aisladas con respecto a los tipos de actividad en emergencias
- Determinar los requerimientos para desarrollar las acciones en emergencias.
- Establecer procedimientos para coordinar las acciones en emergencias.

C).- Reducción de Daños

Objetivo:

Permitirá reducir los daños a las propiedades públicas y privadas que causan las inundaciones.

En la planeación se consideran tres factores específicos con sus respectivas actividades.

a) Combate de avenidas

- Identificar las acciones necesarias en el combate de avenidas para controlar y reducir los desbordamientos, escurrimientos, erosiones, etc.
- Establecer procedimientos para la evacuación o renovación temporal y relocalización de automóviles, muebles, artículos valiosos, ropa, registros personales y comerciales, maquinaria y otras propiedades móviles para reducir daños.

b) Administración de utilidades

- Establecer procedimientos para cortar los servicios que puedan causar más problemas a las áreas inundadas.
- Establecer procedimientos para la operación de los servicios a utilizar antes de y durante las inundaciones.

c) Control de Tráfico

- Identificar las necesidades para el control de tráfico antes de, durante e inmediatamente después de las inundaciones.
- Establecer procedimientos para el control de tráfico.

d) Mantenimiento de los servicios vitales

- Identificar los servicios vitales de la comunidad como la policía, bomberos, cuerpo médico, etc.
- Establecer procedimientos funcionales para la policía, bomberos, cuerpo médico, etc. en las reparaciones de emergencia, rescate, asistencia y otros servicios antes de y durante las inundaciones.
- Establecer procedimientos para la evacuación o protección de registros y documentos importantes localizados en áreas sujetas a inundación.

D).- Rehabilitación de Zonas Inundadas

Objetivo:

Iniciar y llevar a cabo acciones posteriores a la inundación para mantener la salud pública y los servicios de la comunidad al menor tiempo posible y para proporcionar ayuda en la rehabilitación de zonas inundadas.

En la planeación se consideran cuatro factores básicos -- con sus respectivas actividades.

a) Mantenimiento de la salud pública

- Establecer procedimientos para la administración de las personas fallecidas.
- Establecer procedimientos para la preservación de la salud pública.
- Procedimientos para la localización de personas desaparecidas y proporción de información a familiares y amistades.

b) Reanudación de servicios

- Establecer procedimientos para la reanudación de los servicios a la población después de una inundación.
- Establecer procedimientos para la reanudación de los patrones de tráfico normal.

c) Rehabilitación y reparación

- Establecer procedimientos para la limpieza posterior a la inundación.
- Establecer procedimientos para la evaluación y re-

paración de estructuras dañadas.

d) Distribución de Asistencia

- Identificar las fuentes y programas de asistencia en la rehabilitación y los medios necesarios para alcanzarlos.
- Establecer procedimientos para distribuir la asistencia de cada fuente disponible.

E).- Información Pública

Objetivo:

Desarrollar la conciencia y comprensión de la población, del peligro potencial de las avenidas y su preparación para canalizar información exacta y oportuna durante una emergencia.

En la planeación se consideran dos factores básicos con sus respectivas actividades.

a) Educación y concientización a la población

- Identificación de recursos materiales para llevar a cabo un continuo programa de información pública, incluyendo cartas a los Residentes en las áreas de evacuación, para incrementar la conciencia de la población acerca del peligro potencial de las avenidas.
- Elaborar y desarrollar un programa continuo de información técnica para aquellas Dependencias que -

deseen emplear medidas preventivas y correctivas - en contra de inundaciones temporales o que necesiten desarrollar planes específicos para la emisión de alertas, evacuación y reducción de daños.

b) Información de emergencia

- Identificar los tipos de información de emergencia que será distribuida al público en el periodo antes, durante y después de una emergencia por inundación.
- Identificar los medios y procedimientos para ser utilizados en la comunicación de cada tipo de información.
- Preparar anuncios de alerta para su uso en varias circunstancias potenciales y esperadas elevaciones de una avenida.

B) PLANES DE AUXILIO EXISTENTES EN EL PAIS

Hasta la fecha no se ha institucionalizado un plan de emergencia por inundaciones, aunque se cuenta por parte de la Secretaría de la Defensa Nacional con el Plan DN-III-E para auxilio - en casos de desastre, en donde se establecen las normas de acción para todo tipo de desastres.

La misión de este plan es coordinar la acción de otras dependencias del ejecutivo en las tareas y empresas tendientes a limitar los efectos del desastre y auxiliar a las víctimas del mismo.

Debido a esto, la Secretaría de la Defensa Nacional establece enlaces de alto nivel con las dependencias que intervienen en los casos de desastre, conforme a la estructuración y escalonamiento de los órganos de auxilio, previstos en el plan.

El Plan DN-III-E como se dijo anteriormente está integrado para hacer frente a todo tipo de desastres, aunque básicamente se enfoca a desastres producidos por inundaciones, huracanes y terremotos.

Las operaciones básicas que contempla este plan son las siguientes:

- Actividades de información
- Medidas de seguridad
- Actividades de salvamento
- Rehabilitación de áreas afectadas.

También establece el escalonamiento de los órganos de auxilio formados por un Grupo Central, Grupos de Zona Militar, Grupos Municipales y Locales. Fijando los trabajos a ejecutar por los diferentes grupos de auxilio, así como la regionalización que se fundamenta en las zonas militares en que se encuentra dividido el país.

En todo esto, la Secretaría de Gobernación tiene asignada en base a la ley general de población del 11 de Diciembre de 1973 y publicada en el Diario Oficial de la Federación del 7 de Enero de 1974, la responsabilidad de "coordinar las actividades de las dependencias del Sector Público Federal, Estatal y Municipal, así como las de los Organismos Privados, para el auxilio a la población en donde se prevea u ocurra algún desas-

tre*.

De igual forma para la Secretaría de la Defensa Nacional, la ley orgánica del Ejército, vigente a partir del 18 de Abril de 1971, establece que el Ejército y la Fuerza Aérea son instituciones permanentes destinadas a garantizar la seguridad interior, auxiliar a la población civil y cooperar con sus autoridades en casos de necesidades públicas y presentarles ayuda en obras sociales.

Estas actividades se ejecutarán conjuntamente con la Armada -- cuando así se ordene o las circunstancias lo exijan.

Así mismo, para la Secretaría de Marina, la ley orgánica de la Armada de México vigente a partir del 28 de Enero de 1972 establece como una de las funciones de la Armada la de auxiliar a la población civil en los casos y zonas de desastre o emergencia, por si misma o conjuntamente con el Ejército y la Fuerza Aérea, conforme al Plan Nacional de Auxilio.

Así pues, cuando se presenta una situación de emergencia que origina un desastre que altera la vida normal, transtorna los servicios y el orden público y dificulta la acción de las Autoridades Civiles, se hace necesaria la actuación de las Fuerzas Armadas en apoyo de las Autoridades Civiles, con el objeto de lograr el control de la situación que se presente.

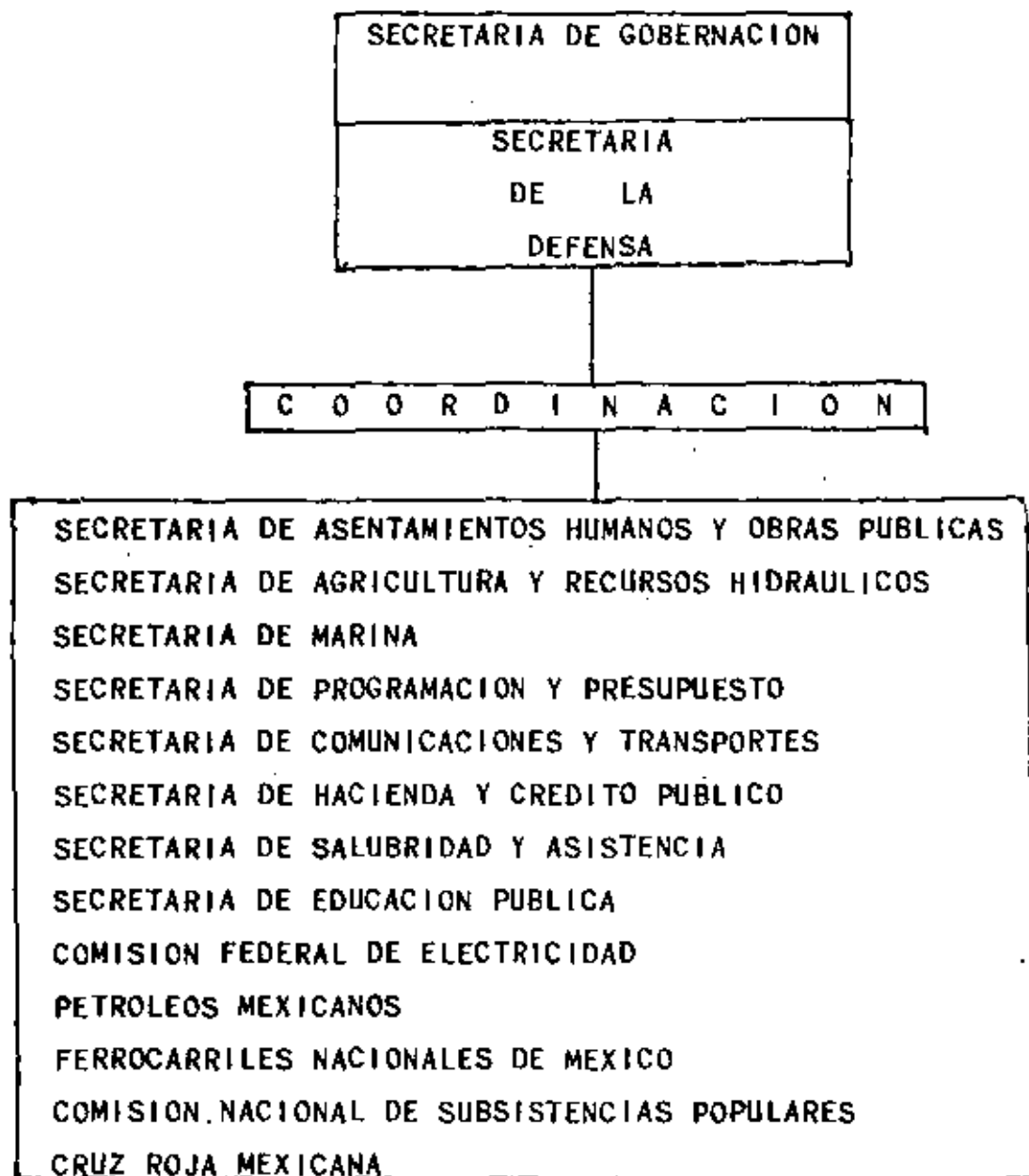
El escalonamiento del mando y el despliegue de las unidades de las fuerzas armadas, facilitan el enlace en diferentes niveles con las autoridades y dependencias que tienen responsabilidad en el auxilio a la población afectada por un desastre; la organización que para planear y ejecutar actividades en situacio--

nes de emergencia, tiene la fuerza armada, capacita a la Secretaría de la Defensa Nacional para actuar con éxito en estas situaciones de emergencia, mediante acciones en beneficio de la población civil y que son:

- 1.- Operaciones de investigación y acopio de información de fenómenos meteorológicos que puedan causar un desastre.
- 2.- Estimación de posibles riesgos en áreas de probable afectación.
- 3.- Difusión de alertas.
- 4.- Establecimiento de medidas de seguridad en las áreas por evacuar y en las de reunión o concentración.
- 5.- Evacuación de las áreas que lo requieran.
- 6.- Búsqueda y salvamento.
- 7.- Auxilio general a damnificados.
- 8.- Colaboración en el restablecimiento de los servicios públicos y en la reocupación de áreas evacuadas.

PLAN DN-III-E

ESTRUCTURA DEL GRUPO CENTRAL DE AUXILIO



SECRETARIA DE GOBERNACION

Quien como se dijo anteriormente, es la encargada de coordinar las actividades de todas las dependencias del sector público - federal, estatal y municipal, así como de los organismos privados para el auxilio de la población en las áreas en que se prevea u ocurra algún desastre.

SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

Para establecer en tiempo oportuno los métodos a seguir en la impartición de educación e instrucción a la población civil -- del país a nivel nacional, estatal y municipal, sobre la conducta a seguir y forma de actuar al presentarse un desastre.

Para designar los centros educativos más concurrentes a fin de emplearlos como refugios, pudiendo nombrarse inclusive al personal docente como encargados de éstos durante toda la ocupación por los damnificados.

Coordinación para proporcionar los elementos necesarios en la rehabilitación de las escuelas que se utilizan como refugios - de damnificados una vez pasado el siniestro.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

Quien obtiene y proporciona información meteorológica constante y oportuna de la formación y curso de huracanes que puedan afectar el área.

Proporciona el análisis de los datos reportados por sus estaciones climatológicas e hidrométricas que se tienen estableci-

das en todo el país, con el fin de permitir determinar con anticipación las zonas y poblados susceptibles de inundaciones, - para así poder tomar las medidas de seguridad correspondientes.

Control de aguas en las presas y canales artificiales, así como medidas de protección en los bordes de los cauces, vasos, - cuencas de captación y obras de corrección torrencial en todo el país.

Prevención de daños en las áreas cultivables, así como el asesoramiento para evitar erosiones o derrumbes de las áreas.

Estimación de los daños en los campos de agricultura y el ganado.

Prevención de epidemias y epizootias.

Detectar cualquier incendio forestal que se presente en el - - país, a través de la red de puestos de vigilancia que mantiene; organizar equipos para la extinción de los incendios utilizando campesinos, ejidatarios y personal militar de la región.

Elaborar propaganda de control de incendios. Características de las epidemias que puedan afectar al ganado en las jurisdicciones aquejadas por desastres.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

Coordina su participación con objeto de realizar, en su caso, - la construcción o restauración de caminos, vías férreas, puentes, aeropuertos, habitaciones y obras públicas de interés general, que sean necesarias o que hayan sido destruidas o dañadas.

das por desastres.

En el asesoramiento técnico, mano de obra y empleo de maquinaria especial para el desarrollo de las actividades anteriores, dentro del área de desastre.

Inspección y determinación de la capacidad de los mismos centros de refugio e instalaciones que ocuparen los damnificados, antes, durante y después del siniestro, así como las medidas de seguridad de los mismos.

Asegurar el abastecimiento de material de construcción para las áreas afectadas después del desastre.

Asesoramiento permanente en la construcción de viviendas y edificios públicos.

SECRETARIA DE MARINA

A fin de coordinar en el planeo y conducción de operaciones, de búsqueda, salvamento y rescate, abastecimiento y evacuación, con sus medios orgánicos y aquellos de propiedad particular -- susceptibles de ser aprovechados en las áreas inundadas o localidades que hayan quedado aisladas, comprendidas dentro de cada una de las jurisdicciones de las zonas y sectores navales; -- así mismo, para ejercer la vigilancia y patrullaje en las áreas e instalaciones marítimas y costeras que se requieran.

Coordinar la difusión de información a todas las embarcaciones que se encuentran navegando; sobre avisos y alertas de huracanes, proporcionados por los grupos de auxilio de las zonas militares y de otras fuentes de información.

Para efectos de seguridad controlar el tráfico marítimo antes, durante y después de un desastre (sin interferir las actividades de otros órganos de la Secretaría de Marina).

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Con el objeto de obtener la cooperación necesaria en cuanto al empleo de los medios de comunicación federales, como son: telégrafos, teléfonos, radioteléfonos, así mismo de las estaciones de radiodifusión comerciales, locales y de aficionados. Para establecer el sistema de difusión más adecuado, -- así como la divulgación oportuna de alertas a todas las zonas expuestas al siniestro.

Como coordinación del empleo de los medios de transporte, auto móvil, ferroviario y aéreo, antes, durante y después de la ca tástrofe, así como en la participación de otras Secretarías pa ra las operaciones de rescate en los accidentes dentro de las vi as de comunicación.

Establecimiento o restablecimiento, en su caso, de los servi- ci os de comunicación telegráfica, telefónica, alámbrica o iná- la mbrica de las zonas afectadas, con el resto del país.

Para que desde el momento en que sea dada la alarma, hasta la no rmalización de la situación ponga a disposición de los presi- de ntes de los grupos de auxilio en cualquier nivel, sus medios policíacos (radio-patrullas, helicópteros, etc.) para llevar a ca bo las medidas de vigilancia y auxilio en las vi as de comuni- ca ción existentes dentro de las áreas perjudicadas por las ca lamidades, en coordinación y cooperación con las fuerzas -

armadas.

SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA

Coordinar las campañas de inmunización por medio de vacunas -- contra enfermedades de carácter hídrico y control de epidemias en las áreas costeras.

Coordinar los diversos servicios médicos y centros hospitalarios, así como la disponibilidad de médicos, enfermeras y otro personal idóneo que se encuentre situado en las áreas de concentración establecidas, susceptibles de ser empleadas para la atención de enfermos y heridos como consecuencia de cualquier tipo de catástrofe.

Coordinar las actividades del Consejo Nacional de Prevención - de Accidentes, dependiente de esta Secretaría, para el empleo adecuado en todos los niveles de personas especialistas, material y medicamentos que para casos de desastre se ponen a disposición de los grupos de auxilio.

Coordinar el establecimiento de puestos de socorro, puestos de evacuación y puestos de distribución de medicamentos, así como hospitales móviles especiales que se instalen en las áreas azotadas.

Estimar las necesidades de personal, material y medicamentos - que se emplearán en áreas que con mayor incidencia son afectadas por desastres.

SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO

Coordinar actividades y adoptar las medidas necesarias para -- que en caso de presentarse una situación de emergencia, no se encarezcan los precios, ni se adulteren, oculten o acaparen -- los artículos de primera necesidad.

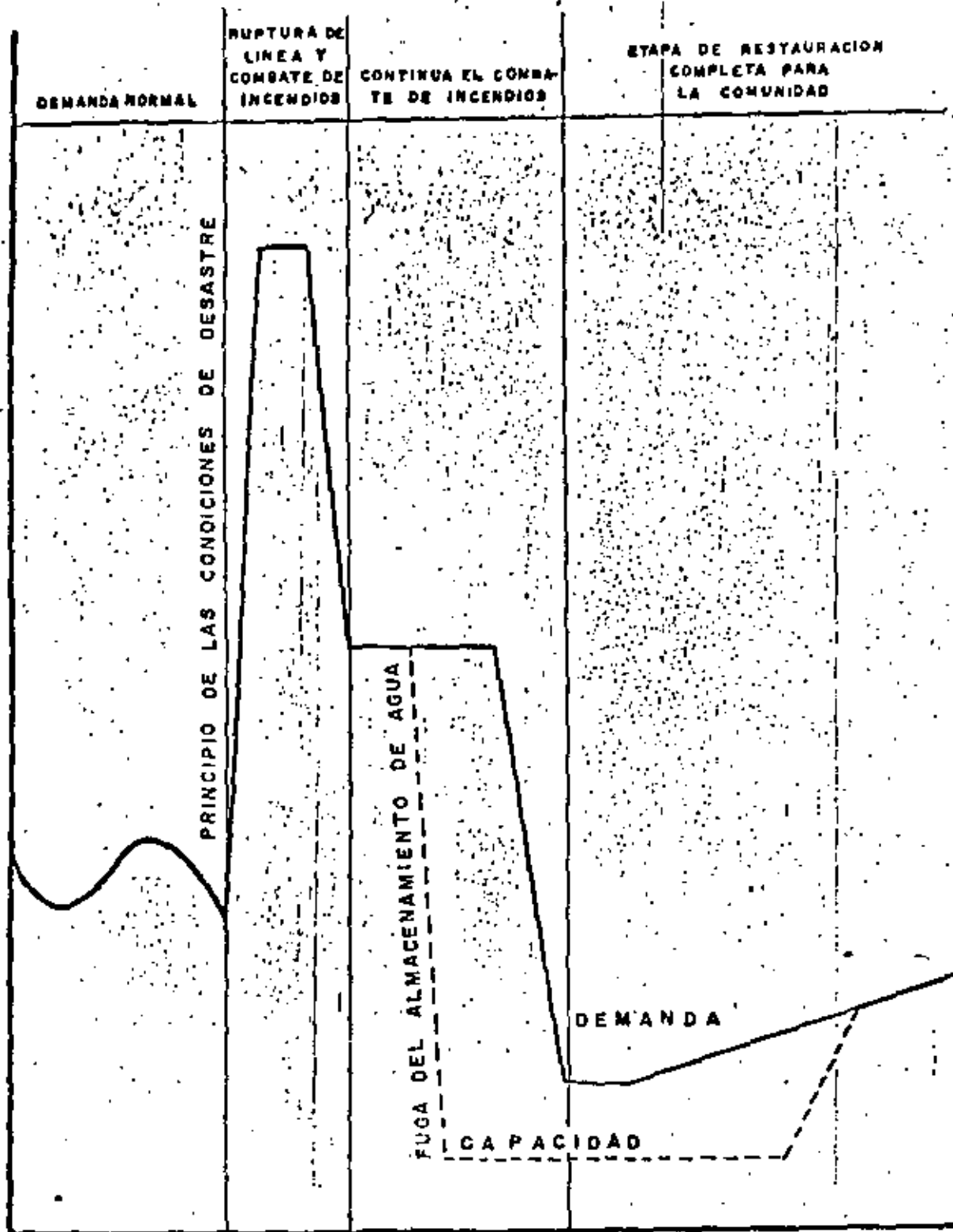
Restablecer el abastecimiento de los artículos que por destrucción sean escasos, así como acelerar el retorno a la normalidad del comercio en las localidades afectadas por el desastre.

CONASUPO

Satisface el requerimiento de coordinación y cooperación esta Compañía Nacional de Subsistencias Populares, participando en el auxilio a la población civil afectada por desastres a través del Programa Nacional de Ayuda a los Damnificados de la Conasupo; en este programa se contemplan provisiones fundamentales en cuanto a despensas (alimentos), granos, cobertores, y ropa, así como material ligero de construcción.

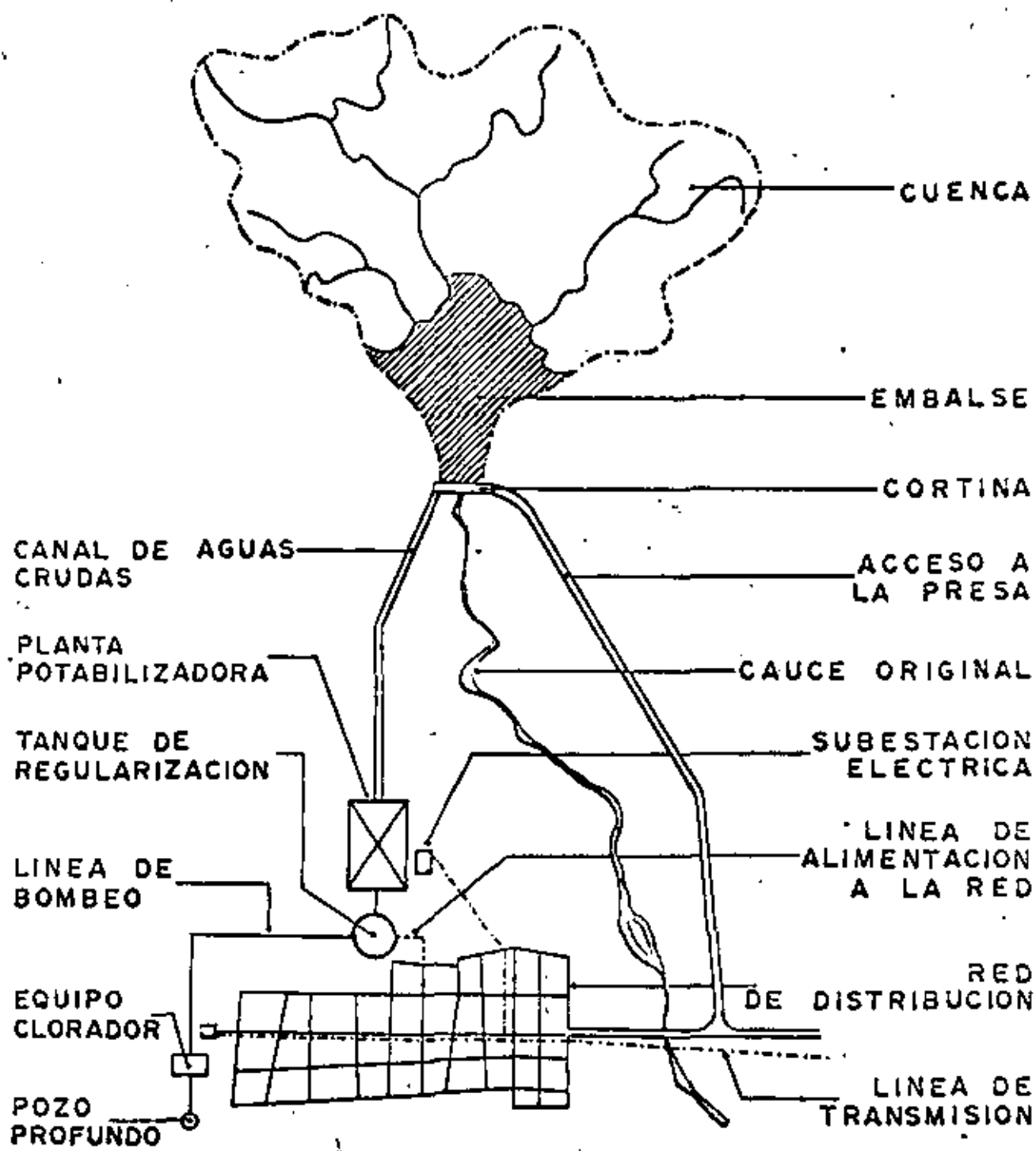
La Conasupo, a través de su filial la Distribuidora Conasupo, S.A. (DICONSA), distribuye con oportunidad en su sistema que tiene desplegado en todo el país, las cantidades de víveres y mercancías que de acuerdo a las experiencias se han calculado como mínimas, para atender las situaciones de emergencia en -- las regiones con mayores posibilidades de confrontar desastres naturales; así mismo, la propia Conasupo proporciona otros elementos auxiliares, como cocinas móviles, bodegas rurales, bodegas y tiendas temporales, además de otros tipos de instalaciones de su género, que conforme a las necesidades del problema se requieran.

CANTIDAD DE AGUA



ESCALA DE TIEMPO

DEMANDA DE AGUA DURANTE CONDICIONES NORMALES Y BAJO CONDICIONES DE EMERGENCIA.



DATOS DEL SISTEMA

POBLACION 1976	50 000 hab.
DOTACION	300 lts/h/dia
GASTO MEDIO ANUAL	173.6 l.p.s
GASTO MAXIMO DIARIO	208.3 l.p.s.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Coordinación para obtener información sobre disponibilidad y capacidad para el tendido de circuitos de emergencia, para la iluminación de las áreas de concentración y refugios proporcionando el flujo eléctrico a las mismas.

Establecimiento y operación de grupos electrógenos que suministren energía a estaciones de radiotelefonía, radiotelegrafía, o estaciones de radio locales de carácter comercial, para la comunicación y control entre las áreas de concentración y los puestos de mando de sectores; así como la comunicación alámbrica e inalámbrica entre los grupos de auxilio de zona, inclusive con el resto del país, a fin de transmitir mensajes tanto oficiales como particulares relacionados con los damnificados.

Restauración del suministro de energía eléctrica en las zonas afectadas durante, y después del desastre.

PETROLEOS MEXICANOS (PEMEX)

Coordina operaciones de abastecimiento de combustibles y lubricantes para los grupos de auxilio a todos los niveles, principalmente en áreas donde tiene establecidas instalaciones.

Coopera facilitando en ocasiones su material de vuelo, vehículos terrestres, navales y contra incendio.

FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO

Su busca el enlace con este organismo a fin de asegurar el empleo antes, durante y después del desastre, para la transporta

ción, en grandes cantidades o volúmenes, de abastecimiento o evacuaciones que se hagan necesarias hacia las áreas afectadas, o desde éstas.

CRUZ ROJA

Coordina sus actividades de auxilio de conformidad con el convenio celebrado por la Secretaría de la Defensa Nacional y la Asociación Mexicana de la Cruz Roja, de fecha 26 de septiembre de 1950, manteniendo un estrecho enlace con el grupo central de auxilio y otros grupos subordinados.

FUERZAS POLICIACAS FEDERALES, ESTATALES Y MUNICIPALES

Los Jefes de estos servicios coordinan sus actividades con el grupo central de auxilio, grupos de auxilio de zona, de auxilio de sector y los de menor nivel, para la prevención de delitos, tales como robos y saqueos, así como seguridad de áreas o instalaciones, quedando normalmente a disposición de los presidentes de los grupos de auxilio para efectos de control de sus actividades.

Relaciones y coordinación con la SDN entre otros organismos y particulares, nacionales e internacionales en casos de desastre.

En nuestro país, otras dependencias oficiales y organizaciones particulares colaboran en beneficio de la población afectada por la acción de los desastres, dicha participación la realizan a nivel nacional y a nivel regional, de acuerdo con sus medios, coordinando sus actividades con la Secretaría de la De--



SECRETARIA
DE
RECURSOS HIDRAULICOS

REPORTE DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD.

SISTEMA: _____ ANALISTA: _____

DESASTRE SUPUESTO: _____ FECHA: _____

BREVE DESCRIPCION DEL DESASTRE:

COMPONENTE.	EFECTOS DEL DESASTRE.			TIPO Y EXTENSION	MEDIDAS CORRECTIVAS.
	NINGUNO	PARCIAL	TOTAL		
CORRIENTE.					
OBRA DE COLECCION					
SISTEMA DE TRANSMISION.					
PLANTA DE TRATAMIENTO.					
SISTEMA DE DISTRIBUCION.					
PERSONAL.					
ENERGIA.					
MATERIALES Y REPUESTOS.					
COMUNICACIONES.					
PLANES DE EMERGENCIA					

fensa Nacional conforme al Plan DN-III-E, pudiendo considerarse entre las principales:

Secretaría del Patrimonio Nacional.

Procuraduría General de la República.

Instituto para el Fondo Nacional de la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT).

Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS).

Instituto de Seguridad Social al Servicio de los Trabajadores del Estado (ISSSTE).

Instituto Nacional para el Desarrollo de la Comunidad Rural y de la Vivienda Popular (INDECO).

Comisión Nacional de Energía Nuclear.

Radio Aeronáutica Mexicana, S. A. (RAMSA).

Consejo Nacional de Prevención de Accidentes.

Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Curso de Diseño Industrial de la Escuela Nacional de Arquitectura de la UNAM.

Comisión Constructora e Ingeniería Sanitaria de la SSA.

Comisión Permanente de Auxilio para el Distrito Federal, creada el 3 de mayo de 1972.

Asociación Mexicana de Rescate (AMR).

Asociación Mexicana de Higiene y Seguridad, A. C.

Asociación Mexicana de Técnicos en Seguridad, A. C.

Agrupación Cívica Leandro Valle.

Comisión para el Auxilio de la Región de la Cuenca del Río Pánuco.

Además de los organismos oficiales y particulares, existen - otros a nivel internacional que en una u otra forma, coordinan y cooperan con sus actividades para beneficio de la población-

en casos de desastre.

La Organización Internacional de Protección Civil (con sede en Ginebra, Suiza).

La cual mensualmente proporciona información, respecto a las actividades que en diferentes países realizan acerca de medidas preventivas y de auxilio en casos de sismos, inundaciones, ciclones, incendios, accidentes en vías de comunicaciones, ingeniería para casos de desastre, novedades de equipo de rescate y salvamento, abastecimientos y evacuaciones, adiestramiento de personal idóneo y población, bibliografía de protección civil y otros tópicos que se utilizan para mantener al día el Plan DN-III-E.

En el ámbito internacional se mantiene colaboración y enlace con el programa de las Naciones Unidas para el desarrollo (PNUD); con la Oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para el Socorro en Casos de Desastre (UNDRO).

Aquí cabe hacer la aclaración que respecto a la forma más deseable para implementar la cooperación entre países de acuerdo a la política internacional de autodeterminación y respeto absoluto a la soberanía de las naciones, México mantiene el criterio de que cualquier auxilio que proporcione un país, para casos de desastre, debe condicionarse a los procedimientos que determine el país receptor de la ayuda; en tal virtud, la fórmula deseable para implementar tal cooperación pudiera ser la de un acuerdo especial producido por la emergencia.

C) CRITERIOS PARA LA REHABILITACION DE SERVICIOS, SISTEMAS, --
ETC. DESPUES DE UNA INUNDACION

I N D I C E

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- CONSIDERACIONES GENERALES
 - a) Definición de desastres naturales y situaciones de --
emergencia.
 - b) Tipos de desastres y sus resultados.
- 3.- MEDIDAS DE EMERGENCIA
 - a) Medidas preventivas.
 - b) Medidas en caso de desastre.
 - c) Medidas posteriores al desastre.
- 4.- PLANIFICACION Y ADMINISTRACION DE ACTIVIDADES
 - a) Coordinación.
 - b) Planificación.
 - c) Organización.
 - d) Normas y reglamentos.
- 5.- REHABILITACION Y RECONSTRUCCION
- 6.- CRITERIO PARA LA PLANEACION DE LA REHABILITACION DE SISTE
MAS POR MEDIO DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD.

1.- INTRODUCCION

No obstante los notables adelantos de la tecnología moderna, la humanidad continúa casi desamparada frente a desastres naturales como las inundaciones, los huracanes, las erupciones volcánicas y los terremotos, que atacan centros de población y producen grandes sufrimientos, daños y pérdida de vidas. Las fuerzas de la naturaleza no tienen normas ni límites. Lo mejor que puede hacer el hombre ante ellas es buscar protección o estar alerta y emplear el conocimiento que ha adquirido para defenderse contra esas fuerzas o atenuar sus consecuencias.

Los resultados inmediatos de los desastres naturales son no menos graves que la destrucción inmediata que producen éstos. En su mayoría, las catastrofes dejan a gran cantidad de personas sin hogar, privadas de alimentos adecuados, ropa y otros artículos esenciales; por consiguiente, expuestas a condiciones climáticas adversas y a la propagación de enfermedades. Otras personas, el estado y el mundo en general habrán de preocuparse por salvar las vidas de los afectados por el desastre, proteger su salud y ayudarlos a volver a la vida normal. Como la protección de la salud no puede ser eficaz sin crear un ambiente saludable, es evidente que una de las necesidades primordiales, dentro de las medidas de auxilio en casos de desastre, es la presentación inmediata de los mejores servicios sanitarios que permitan las circunstancias y los recursos humanos.

2.- CONSIDERACIONES GENERALES

a) Definición de desastres naturales y situaciones de - -

emergencia.

Esencialmente, un desastre natural es un cambio de las condiciones ambientales seguido del desplazamiento de las maneras normales de vivir y de la exposición de la población afectada a elementos defectuosos y peligrosos del ambiente. Puede definirse de la manera siguiente:

Un desastre natural es un acto de la naturaleza de tal magnitud que da origen a una situación catastrófica en la que súbitamente se desorganizan los patrones cotidianos de vida y la gente se ve hundida en el desamparo y el sufrimiento; como resultado de ello, las víctimas necesitan víveres, ropa, vivienda, asistencia médica y de enfermería, así como otros elementos fundamentales de la vida, y protección contra factores y condiciones ambientales desfavorables.

Se entienda por situación de emergencia toda aquella que se produce por un desastre natural, en el que no interviene el hombre como factor causante, o por un accidente importante, que puede haber sido causado involuntariamente por el hombre.

No sería práctico definir una situación de emergencia tomando como base la población o la región afectada, pero puede considerarse que existe una situación tal cuando no son suficientes los recursos normales, locales o nacionales, de los servicios de auxilio y salud pública, y es necesario acudir a medios de emergencia locales, nacionales o internacionales para hacer frente a la situación.

b) Tipos de desastres y sus resultados

Los desastres puede clasificarse según su origen:

- 1) Desastres meteorológicos: tormentas (huracanes, tornados, ciclones, tormentas de nieve), ondas frías, ondas cálidas, sequías (que pueden ser causa de hambre generalizada), marejadas, etc.
- 2) Desastres topológicos: inundaciones, aludes, derrumbes, etc.
- 3) Desastres telúricos y tectónicos: terremotos, erupciones volcánicas, etc.
- 4) Accidentes: falla de construcciones (presas, túneles, edificios, minas, etc.) explosiones, incendios, choques, naufragios descarrilamientos, introducción de tóxicos en los sistemas de abastecimiento de agua, etc.

Puede apreciarse la magnitud de una desastre por sus efectos:

- 1) Pérdida de vidas de seres humanos y animales, o lesiones que sufran unos y otros.
- 2) Desorganización de servicios públicos: electricidad, gas y otros combustibles, comunicaciones, abastecimientos de agua, sistemas de alcantarillado, suministro de alimentos, salud pública, etc.
- 3) Destrucción de propiedades privadas y públicas o daños a ellas.

- 4) Propagación de enfermedades transmisibles.
- 5) Desorganización de las actividades normales.

3.- MEDIDAS DE EMERGENCIA

a) Medidas preventivas.

La posibilidad de prever los desastres y la frecuencia de éstos determinan el alcance y la magnitud de las medidas preventivas y la dotación de personal, materiales y servicios. La planificación minuciosa paga siempre grandes dividendos y puede aliviar muchas de las graves consecuencias de los desastres naturales. Por ejemplo, un sistema adecuado de alarma puede prevenir grandes pérdidas de vidas humanas porque permite el traslado oportuno de personas a un lugar seguro. La planificación previa al desastre debe orientarse hacia la utilización plena de los recursos existentes y, por tanto, en ella deben intervenir muchas dependencias gubernamentales, órganos municipales, locales, instituciones de auxilio y el propio público.

b) Medidas en casos de desastre

El periodo activo de un desastre puede variar desde unos cuantos segundos (terremotos) hasta varios días (inundaciones) y varían en consecuencia las medidas que pueden aplicarse durante ese periodo. Esas medidas pueden ser:

- a) Evacuación;
- b) Rescate de personas heridas y desamparadas;
- c) Atención a los heridos (primeros auxilios y asistencia médica);
- d) Rescate y eliminación de cadáveres humanos y animales,
- y e) Lucha contra incendios.

c) Medidas posteriores al desastre

Durante el periodo que transcurre desde que termina el desastre propiamente dicho hasta que terminan los trabajos de auxilio (que deben ser seguidos de la rehabilitación tan pronto como sea posible), deben adoptarse las medidas siguientes: A) Continuar con el rescate y la atención de las víctimas; B) Restablecer las comunicaciones; C) Medidas de auxilio (es decir, dotación de albergues provisionales, víveres, asistencia médica y servicios de salud pública, higiene del medio y asistencia social); D) Estudio, informe y evaluación de los daños, y E) Reparaciones de emergencia.

4.- PLANIFICACION Y ADMINISTRACION DE ACTIVIDADES DE HIGIENE-DEL MEDIO

La capacidad técnica para resolver problemas de higiene del medio planteados, por los desastres naturales no es sino un aspecto de la labor. Para aplicar eficazmente esos conocimientos técnicos en condiciones difíciles se necesitan planificación y coordinación previas con otras actividades en la zona asolada por el desastre, de manera que puedan aprovecharse plenamente los recursos disponibles.

a) Coordinación.

Con frecuencia se tiene que depender de la administración general de trabajos de auxilio por lo que respecta a comunicaciones, transportes, equipo y suministros. En consecuencia, es necesario explicar brevemente la importancia de establecer un plan eficaz para coordinar todos los servicios que intervienen

en la labor de auxilio.

La coordinación no planificada o improvisada de las múltiples actividades que se desarrollan en una situación de emergencia es causa de una serie de dificultades al emprender trabajos de auxilio. El caos y la duplicación de esfuerzos que suelen registrarse en esas ocasiones puede evitarse en parte mediante los preparativos adecuados. En los países asolados por desastres repetidos, debe nombrarse una autoridad central que se encargue en su totalidad de las operaciones de auxilio y de coordinar actividades, tomar decisiones normativas y hacer que se cumplan rápida y eficazmente. Ese organismo debe tener plenos poderes para establecer prioridades, obviar trámites engorrosos y actuar rápidamente. Para que funcione con eficacia, su Director deberá tener una personalidad dinámica y una vigorosa capacidad directiva. En algunos países se confía la totalidad de las labores de auxilio a la organización de la defensa civil, en otros, a un comité nacional de auxilio constituido en virtud de la legislación. El tipo y la estructura de este organismo coordinador depende del sistema político y de las costumbres de cada país. Como quiera que se organicen las labores de auxilio, deben asignarse funciones concretas a los diferentes departamentos gubernamentales y entidades de asistencia social. Es indispensable organizar comités de auxilio en todos los órdenes, es decir, de carácter nacional, provisional y local.

b) Planificación.

Es indiscutible la importancia de la planificación preventiva en relación con los desastres. Todo desastre puede trastornar

la vida normal de las personas, desorganizar los servicios y asuntos públicos, y producir daños materiales. No bastan la buena voluntad y el interés por los demás para conjurar las graves consecuencias que suelen imponer los desastres naturales a la gente. La experiencia ha demostrado que se cometen errores cuando no hay una organización adecuada, ni personal preparado para actuar conforme a un plan previamente concertado, ni dirección, coordinación y control eficiente de las operaciones de auxilio. Esos errores provocan confusiones, retrasos, omisiones, abusos y duplicaciones, además de aumentar las dificultades que tienen las autoridades responsables para movilizar los recursos disponibles oportunamente y en su totalidad.

La preparación de una manual sobre desastres o de un protocolo de auxilios de una de las labores que deben realizarse durante el periodo de planificación. También deben planificarse y ponerse en práctica sistemas de seguros o indemnizaciones por pérdidas consecutivas a un desastre.

En realidad, la planificación en previsión de desastres es la preparación de un plan de auxilio que realiza por principio el Gobierno. En ese plan se definen las responsabilidades que se confían a cada uno de los órganos encargados de operaciones de auxilio: ejército, policía, servicios públicos, defensa civil, cruz roja, organizaciones privadas, etc. Las responsabilidades se distribuyen según la naturaleza peculiar, la rama especializada y el personal y recursos materiales de cada organismo. Dentro del plan deben también adoptarse disposiciones para lograr la coordinación eficaz de las actividades delegadas.

El conocimiento completo del plan y de los conceptos fundamentales de las operaciones es indispensable para el desarrollo de las actividades durante una situación de emergencia: permite a los funcionarios realizar un trabajo coordinado y dirigido hacia una objetivo común sin demoras y sin duplicación de esfuerzos.

c) Organización.

En casos de emergencia, la organización tiene por objeto adaptar los servicios públicos y de asistencia social y sus recursos para atender las necesidades de la situación.

Los organigramas muestran la línea de autoridad y los sectores de responsabilidad.

El comité de auxilio debe estar encabezado por el alto funcionario nombrado por el Gobierno; entre sus miembros deben estar los Directores de servicios y los Representante del Ejército y de Sociedades de Beneficiencia, así como de otros organismos nacionales o internacionales interesados en trabajos de auxilio.

Deben tenerse presentes dos aspectos importantes relativos a la organización:

- 1) Amplitud del control: Sólo pueden ejercerse una vigilancia y un control eficaces en todos los planos cuando se distribuye la fuerza de trabajo en grupos pequeños de cinco a siete personas bajo un jefe directo.
- 2) Sector de operaciones: Cada grupo o unidad de operaciones-

en casos de desastre debe trabajar en un sector especificado. Si la región afectada por el desastre se divide en sectores de operaciones y cada uno de éstos se asigna a una unidad de trabajo, el desarrollo de las operaciones se facilita enormemente.

d) Normas y alternativas

No es fácil aplicar las normas y reglamentos sanitarios concebidos para condiciones normales en situaciones de emergencia: son demasiado complicados y detallados para esos casos. Por tanto, el personal directivo debe elaborar reglamentos sencillos y breves, adaptados a las necesidades de la situación real y a las posibilidades existentes, y darlos a conocer al público en general. Se trata en realidad de aplicar principios fundamentales a las instalaciones improvisadas, el buen éxito depende en gran medida del ingenio, la preparación y la experiencia del personal directivo de los servicios de higiene del medio. Una vez establecidos esos reglamentos conforme a la realidad, deben observarse estrictamente.

5.- REHABILITACION Y RECONSTRUCCION

Como la planificación para reconstruir comienza inmediatamente después del desastre y pueden organizarse muchos servicios de auxilio de tal manera que prolonguen su actividad hasta la etapa de la rehabilitación, es importante incluir medidas de reconstrucción de la zona dañada dentro de los planes nacionales de atención al desastre. Hay que tener presente que la reconstrucción de una zona devastada no se limita a construir nue-

vos edificios, sino que abarca la reanudación íntegra de su desarrollo. Por consiguiente, los planificadores deben prestar la atención debida a la industria, la agricultura, el urbanismo y todos los demás aspectos socioeconómicos de la reconstrucción.

La autoridad encargada de la rehabilitación debe:

- 1) Formular normas generales y adoptar decisiones (financieras, jurídicas, técnicas, operativas, etc.); queda comprendida la labor de ministerios gubernamentales, autoridades locales, instituciones, sociedades de beneficencia y todos los organismos internacionales o extranjeros interesados;
- 2) Establecer prioridades;
- 3) Preparar planes (regionales, urbanos, etc.);
- 4) Ejercer un control económico y técnico sobre la mano de obra y los materiales;
- 5) Determinar los efectos del desastre sobre las construcciones; revisar los códigos de edificación; introducir el control técnico de edificios e instalaciones;
- 6) Reconstruir las obras y edificios públicos;
- 7) Ejecutar programas para reemplazar las viviendas destruidas;
- 8) Disponer los medios para determinar, registrar y seleccionar las casas que pueden restaurarse.

Para planificar con fines de reconstrucción, se necesitan informaciones estadísticas sobre los puntos siguientes:

- 1) Cantidad de personas interesadas, su distribución geográfica, grupos de edad, etc.;
- 2) Cantidad de casas destruidas y tipo de viviendas antes del desastre;
- 3) Mano de obra, materiales, equipo y recursos financieros -- disponibles;
- 4) Niveles de renta; origen y cantidad de fondos invertidos -- en vivienda y servicios públicos;

Las normas generales sobre la vivienda deben especificar:

- 1) Que organismos deben afrontar el problema de la vivienda;
- 2) Si hay que construir nuevas viviendas en el sitio anterior o en otras partes;
- 3) Si debe darse consideración especial a determinados grupos de familias;
- 4) Las normas de construcción para las casas habitación;
- 5) Si deben introducirse cambios en la legislación que rige -- las relaciones entre propietarios e inquilinos;
- 6) Si es necesario introducir nuevas industrias técnicas, iniciar la preparación de trabajadores de la construcción, -- etc.

En la reconstrucción de zonas urbanas afectadas por un desastre, también debe presentarse la atención debida a los nuevos conceptos del urbanismo. El urbanismo es la preparación sistemática de recomendaciones relativas a las normas generales y a la serie de actividades necesarias para alcanzar objetivos especificados en la vida de las colectividades urbanas. Los problemas fundamentales del urbanismo son:

- 1) Programación de capitales;
- 2) Participación del público;
- 3) Forma o estructura urbana general;
- 4) Reanudación del desarrollo;
- 5) Espacios abiertos.

6.- CRITERIO PARA LA PLANEACION DE LA REHABILITACION DE SISTEMAS POR MEDIO DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD.

Para poder determinar las prioridades sobre qué sistemas requieren de una rehabilitación inmediata y cuales son los componentes claves de los mismos, existe una metodología denominada análisis de vulnerabilidad, la que trataré de explicar a continuación.

En términos llanos, el análisis de vulnerabilidad, de un sistema es la determinación (o estimación) del grado en que ha sido afectado el sistema o se afectaría por situación tensa.

El análisis de vulnerabilidad puede hacerse solamente en términos de un desastre específico anticipado ocurrido en un sistema determinado. Sin embargo, desarrollando un análisis de vulnerabilidad sobre un sistema para varias posibles condiciones de

desastre y comparando los resultados de varios análisis, algunos componentes clave, más vulnerables, del sistema pueden ser identificados. Estos componentes necesariamente deben ser de primera consideración en las situaciones de post-desastre bajo condiciones de restauración y además pueden ser la base para una implementación programada de medidas protectivas en el sistema con anterioridad al desastre.

Un enfoque racional del análisis de vulnerabilidad, para un sistema en particular, incluye los siguientes seis pasos:

- 1.- Identifique y describa las componentes separadas del sistema total.
- 2.- Asigne las características al desastre de diseño, periodo de retorno y nivel máximo de aguas en una inundación.
- 3.- Estimar los efectos del desastre de diseño en cada componente del sistema. Esto puede hacerse más conveniente en forma tabular y es simplemente un modo de determinar los efectos del punto (2) sobre los componentes individuales identificados en el punto (1).
- 4.- Estimar la demanda durante y después del desastre de diseño del punto (2).
- 5.- Mediante una revisión y análisis críticos de la información desarrollada en el punto (3), determinar la operación funcional o capacidad del sistema para satisfacer los requerimientos estimados en el punto (4).
- 6.- Si el sistema falla para satisfacer los requerimientos del punto (4), identifique el componente clave o crítico del -

sistema que es el principal causante de la falla.

Para identificar a los componentes más vulnerables de un sistema total es necesario repetir el análisis para una variedad de diseños de desastre.

Sin embargo, resultaría imposible la repetición de varios tipos de magnitudes de desastre, por lo tanto es mejor hacer una revisión de los desastres posibles sobre la base de una historia regional y realizar una lista de desastres probables apropiados y el área determinada.

En un sentido general los componentes más importantes en un sistema que se confronta con un desastre mayor son: el número de personal calificado, cantidades adecuadas de abastecimientos y materiales almacenados, energía disponible y una comunicación adecuada.

A continuación se discutirán brevemente los pasos individuales de un análisis de vulnerabilidad:

a) COMPONENTES.- Estos pueden describirse adecuadamente sólo para un sistema específico, al realizar una lista de los componentes debe hacerse en una forma clara y deberá de minimizarse en los componentes independientes, para poder simplificar el trabajo.

Los componentes se pueden enlistar de dos formas, la primera es enlistarlos y subsecuentemente determinar su relación con características del desastre y la otra basada en la interrelación de los componentes para proporcionar una operación funcional.

Como primer paso, los elementos claves en el sistema total pueden enlistarse y describirse como componentes bajo encabezados que indiquen las principales categorías dentro de las cuales todos los aspectos pertinentes de un sistema específico pueden ser presentados y organizados.

Es muy importante que la interrelación de los componentes sea conocida para determinar cual se convertirá en prioritario con relación a los demás componentes críticos del sistema, para este tipo de desastre y las posibles condiciones de desastre de diseño subsecuente.

b) CARACTERISTICAS DEL DESASTRE DE DISEÑO.- Una revisión general basada sobre el juicio e historia de las situaciones locales o regionales indicará qué tipo y magnitud de desastre deben ser considerados.

La diversidad de tipos pueden incluir disturbios civiles, inundaciones, ciclones y sismos. La elección de que en un desastre debe considerarse, y dejarse a la persona que prepara el análisis.

Todos los desastres naturales tienen cierta probabilidad de ocurrencia en cualquier localidad. Para un ocupante de las planicies inundables los daños resultantes de una inundación son tan reales como sus propios bienes raíces, aún sin tomar en cuenta su esporádica ocurrencia.

El ingeniero que desarrolle un análisis de vulnerabilidad, será el encargado o responsable de seleccionar no solamente el tipo de desastre sino también la magnitud de éste.

Desgraciadamente por el momento no se cuenta con una información amplia para poder determinar el tipo de desastre, por lo tanto el Ingeniero tendrá que utilizar aunque sea esa poca información, también usará un buen juicio e imaginación considerable.

Ya en la aplicación del diseño de desastre al sistema elegido se tendrán que observar los requerimientos que bajo condiciones de desastre nos muestre el sistema. Estos requerimientos pueden ser supuestos o estimados solamente en términos de la naturaleza y magnitud del desastre y de la capacidad del sistema.

Ahora es necesario sobreponer al plan desarrollado, la descripción de la capacidad y operación funcional del sistema, al afrontar la demanda prevista para antes y después del desastre diseñado.

La mejor forma de hacer esta descripción es un monograma en los cuales intervengan dos factores primordiales el tiempo y la funcionalidad del sistema.

c) IDENTIFICACION DE COMPONENTES CRITICOS.- En este punto, repasar el análisis precedente y especificar aquellos componentes que estén parcial y totalmente incapacitados por el desastre.- Enfocar sobre los componentes que están interrelacionados de tal modo que hagan el sistema completo inoperante.

Suponer que los componentes individuales vulnerables no estén incapacitados y se encuentran en plena operación, hacer una serie de combinaciones con los componentes que satisfagan las demandas del sistema, la combinación más barata para satisfacer-

la demanda en condiciones normales, vendrá a ser el componente crítico.

Integrando las curvas de demanda que nos resulten de suponer - varias magnitudes y tipos de desastre, se obtendrá las medidas requeridas para satisfacer las demandas del sistema y por lo - tanto se identificarán los componentes críticos los cuales son los de mayor interés en la toma de medidas preventivas.

A continuación haremos un ejemplo para que en esta forma se -- aclaren las dudas que se tengan al respecto.

En nuestro ejemplo supondremos un sistema de agua potable.

Paso I.- Identifique los componentes separados del sistema total

- Cauces
- Obras de Captación
- Sistema de Transmisión Eléctrica
- Planta de Tratamiento
- Personal
- Energía o Fuerza Motriz
- Materiales y Abastecimientos
- Comunicaciones.

Paso II.- Caracterizar el desastre supuesto.

Una revisión general de la situación local o regional sugiere - los siguientes tipos de desastre:

- 1.- Disturbios civiles

- 2.- Inundación
- 3.- Sismos
- 4.- Ataque nuclear

Paso III.- Efectos del desastre supuesto en el sistema.

En este paso se debe preparar, en forma de bosquejo, una lista de los componentes del sistema e indicar los efectos probables en cada componente con relación a las condiciones supuestas de desastre.

Dentro de este análisis se deberá anexar la información publicada, la opinión que se tenga y su análisis de ingeniería.

Paso IV.- Estimación de los requerimientos de agua.

Existen gran cantidad de factores que intervienen, en un caso de emergencia, para la detección de agua, éstos pueden ser las rupturas que sufra la red, la movilidad restringida, la presencia de medios, etc.

Paso V.- Capacidad del sistema para satisfacer los requerimientos.

Sobreponer el plan desarrollado en una curva que describa la capacidad del sistema para satisfacer la demanda anticipada durante y después del desastre supuesto.

Paso VI.- Identifique los componentes críticos.

Particularizar aquellos componentes que probablemente estén -- parcial o totalmente incapacitados por el supuesto desastre.

DEFINICIONES

SISTEMA.- Es una agrupación de equipos y/o métodos operacionales contruidos y programados para satisfacer un propósito necesario o útil.

SISTEMA TOTAL.- Comprende todos los otros factores importantes para la operación de un sistema, más allá de sus componentes - fijos o físicos.

COMPONENTE.- Una parte discreta de un sistema que es capaz de operar independientemente pero que ha sido diseñada, construida y operada para ser una parte integral de un sistema.

OPERACION FUNCIONAL.- Operación que satisface el propósito para el que se intenta. En el caso de una operación posterior - al desastre la operación funcional se mide en términos de la - satisfacción de necesidades mediatas.

BIBLIOGRAFIA

Guía de Saneamiento en Desastres Naturales.- M. ASSAR.-
Organización Mundial de la Salud
Ginebra.-1971.

Emergency Planning for Water Utility Management.-
American Water Works Association
Manual of Water Supply Practices.-1973

Evaluation des Donimages de Crues Dans La Valle de la Sobre
Agence Financiere de Bassin
Rhin. Meuse.- Janvier .- 1971



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGIONALIZACION DE AREAS SUJETAS A INUNDACION

REGIONES FACTIBLES DE

RESCATE

ING. ARMANDO ESTRADA SOTO

FEBRERO, 1979

I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION	
PERDIDAS POR INUNDACION	2
MEDIDAS CONTRA INUNDACIONES	3
PROGRAMA DE ADMINISTRACION DE PLANICIES INUNDABLES	4
POTENCIAL DE INUNDACIONES	6
INDICE DE POTENCIAL DE INUNDACIONES	7
CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES	8
a) TIRANTES DE INUNDACION	8
b) DURACION	8
c) VELOCIDAD	8
d) TIEMPO DE RETRASO	9
e) PERIODOS DE RETORNO	9
f) TEMPORADA	11
CLASIFICACION DE TIERRAS DENTRO DE LA PLANICIE INUNDABLE	11
a) CAUCE O CANAL DE AVENIDA	12
b) AREA DE ESTANCAMIENTO	12
c) LIMITES DEL CAUCE DE AVENIDA	12
d) INVASIONES DEL CAUCE DE AVENIDA	13
REGLAMENTACION DEL USO DE LAS PLANICIES INUNDABLES	13
a) LIMITES DE INUNDACION	14
b) REGLAMENTOS DE ZONIFICACION	14
c) REGLAMENTO DE CONSTRUCCION	14

DISEMINACION DE INFORMACION SOBRE	
PLANICIES INUNDABLES	15
UTILIZACION DE PLANICIES INUNDABLES	15
ESTUDIOS TECNICOS	15
ASPECTOS ECONOMICOS	16
ASPECTOS TECNICO-LEGALES INSTITUCIONALES	17
CONCLUSIONES	18
BIBLIOGRAFIA	20
APENDICE 1	24
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO, SUBSECUEN- CIA DEL RIO LERMA .	

REGIONES FACTIBLES DE RESCATE

INTRODUCCION

El desarrollo físico de una región, está siempre ligado a la ocupación por el hombre de los terrenos adyacentes a los ríos, lagos o mares. Las ventajas que dan dichas zonas, desde el punto de vista del abastecimiento de agua para el consumo humano, agrícola, etc., son factores que justifican ese comportamiento humano. Sin embargo, dichos terrenos constituyen las planicies naturales de inundación, o sea, aquellas áreas junto a ríos o mares que están o han sido cubiertas por aguas de inundación. Estas inundaciones ocasionan daños de consideración, estando el 70% dentro del renglón agropecuario.

Las pérdidas las podemos clasificar en:

- a) Daños a la propiedad privada: Casas-habitación, enseres domésticos, equipo, maquinaria y otros; a las zonas agrícolas y ganaderas; y a las obras de infraestructura: Carreteras, puentes, alcantarillados, servicios de energía eléctrica, agua potable, comunicación, etc.
- b) Gastos reales que se efectúan por parte de las Autoridades-Gubernamentales a consecuencia de la inundación: Evacuación de la población; suministro de alimento, ropa y manejo de albergue, programa de vacunación para la prevención de epidemias, etc.

PERDIDAS INDIRECTAS

Interrupción de la vida económica de la población a consecuen-

cia del receso de los medios de producción, pérdidas de ingresos, etc.

PERDIDAS INTANGIBLES

Pérdidas de vida, enfermedades, heridos, damnificados, decaimiento de la moral de sus habitantes, emigración de la población al encontrar condiciones inseguras para su bienestar, todo esto, son efectos que siguen a una catástrofe.

En nuestro país, exclusivamente se ha llevado un registro de los daños directos ocasionados por inundaciones, siendo éstos del orden de los 1 200 millones de pesos en promedio anual.

De manera aproximada, basandonos en un estudio efectuado en 1938 en la sección del cuerpo de ingenieros del Ejército de Nueva Inglaterra, E. U. A., en el que las pérdidas indirectas representan entre el 80% y el 90% de las pérdidas directas, obtenemos una pérdida total en promedio anual del orden de los 2 300 millones de pesos.

Lo anterior, justifica las diversas medidas que se efectúan en prevenir la ocurrencia de estos fenómenos, para proteger las zonas agrícolas y centros de población, y para lograr el mejor aprovechamiento de los recursos de la planicie inundable.

Las medidas por adoptar, para la protección contra el efecto de las inundaciones se pueden agrupar en dos tipos:

- a) Correctivas.- Dirigidas a defender las áreas urbanas y agrícolas que están o han sido afectadas, tales como: Obras de defensa, obras de control, reubicación de instalaciones, --

conservación de cuencas, etc.

- b) Preventivas.- Encaminadas a regular con anterioridad el aprovechamiento que el hombre haga de la planicie inundable, destacándose las siguientes:

Planificación urbana integral, regulación del uso de tierras en planicies inundables, reglamentos de construcción para la planicie inundable, etc.

Es decir, para resolver problemas de inundación podemos intentar "Controlar las aguas de Inundación", o bien "Controlar el uso de la planicie Inundable", o podemos usar una combinación de las dos técnicas conocidas con el nombre de "Administración de Planicies Inundables", la cual involucra ambos aspectos y se define como: La Planeación y Regulación del Uso de la Tierra, con medidas de control de inundaciones.

De lo anterior podemos inferir, que al hablar de Zonas Factibles de Rescate, nos estaremos refiriendo a una parte de la Administración de Planicies Inundables, por tal motivo, se hablará en lo sucesivo de este concepto, en la inteligencia de que lo aplicable de la Administración de Planicies Inundables, será como consecuencia aplicable al subtema Zonas Factibles de Rescate.

PROGRAMA DE ADMINISTRACION DE PLANICIES INUNDABLES

Un Programa de Administración de Planicies Inundables contendrá los siguientes puntos:

- 1.- Conocimiento de la problemática de inundaciones, por par-

te de las Autoridades y de los propios habitantes.

- 2.- Establecer y mantener un adecuado sistema de pronóstico y alerta, contra inundaciones.
- 3.- Desarrollar un Plan de Operaciones para combatir inundaciones y medidas de emergencia.
- 4.- Establecer un programa de ajustes inmediatos en estructura y en áreas invadidas con peligro de inundación.
- 5.- Instrumentar la regulación de las Planicies Inundables, - utilizando:
 - a) Medidas inmediatas, a corto plazo y provisionales.
 - b) Medidas a largo plazo, basadas sobre la planeación integral de la cuenca.
- 6.- Elaborar un Plan para la utilización óptima de la Planicie Inundable e instrumentarlo con:
 - a) Estudios Técnicos.
 - b) Estudios Socio-Económicos, y
 - c) Estudios Técnico-Legales-Institucionales.
- 7.- Construir obras de control de inundaciones, que son parte del Plan para el uso de la Planicie Inundable y que son factibles económicamente de realizarse.
- 8.- Aplicar y mantener el Programa de Administración de la Planicie Inundable.

Básicamente un Programa de Administración de Planicies Inundables, nos proporciona: Conciencia del peligro de las inundaciones; pronósticos de inundaciones, medidas de emergencia para combatirlas, planes a corto plazo, para reducir daños y planes de largo plazo para lograr la optimización del uso de las Planicies Inundables.

POTENCIAL DE INUNDACIONES

El registro histórico de inundaciones, obtenido en términos de:

- a) Tormentas máximas.
- b) Avenidas y sus efectos (daños) resultantes de las tormentas máximas.
- c) Relación de gastos máximos con sus respectivos períodos de retorno.

Si bien sirve como indicador inicial del potencial de inundaciones, es conveniente establecer un índice del potencial de inundaciones, que sea un elemento de juicio adicional para orientar las medidas que deban efectuarse en un centro de población o en una área productiva, que aunque en el pasado no hubiesen sufrido ningún daño, en un futuro puedan ser afectadas, debido a las condiciones fisiográficas del lugar donde están ubicadas.

El índice del Potencial de Inundaciones lo podríamos definir como un coeficiente empírico obtenido de considerar ponderadamente los factores de los cuales pueden depender la mayor o menor vulnerabilidad de una población, a los efectos de las inundaciones. Estos factores son:

- a) Localización Geográfica.- La localización geográfica es además de sus coordenadas, una explicación de si el poblado está en la montaña o en el Valle, en la costa del Océano o de un lago; en el barlovento o sotavento de un sistema de vientos y de su identificación climática.

Para su valoración, se establece una calificación entre 0.0 y 0.15.

- b) Topografía del área en estudio.- Cuantificada mediante un número entre 0.0 y 0.25 es la descripción de la contribución topográfica a la duración de la inundación, a los tirantes de inundación y a las velocidades alcanzadas por las avenidas.

- c) Hidrología.- Este factor se refiere a la combinación de las avenidas máximas con sus respectivos períodos de retorno, y los tiempos de retraso de las avenidas en estudio. Se califica con un valor entre 0.0 y 0.25.

- d) Extensión de la Planicie Inundable.- En este índice se toma en cuenta el área de la planicie inundable, el tipo de desarrollo y la magnitud de los daños, se califica este índice con un valor entre 0.0 y 0.25.

El índice de Potencial de Inundaciones es por lo tanto, un número entre 0.0 y 1.0 que resulta de sumar parcialmente los factores anteriores.

A fin de interpretar estos índices se ha establecido la siguiente escala:

INDICE	VALOR	CALIFICACION
P. de I.	0.0 - 0.20	Muy bajo
P. de I.	0.21 - 0.40	Leve
P. de I.	0.41 - 0.60	Moderado
P. de I.	0.61 - 0.80	Severo
P. de I.	0.81 - 1.00	Muy severo

CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES

Cuando el riesgo de inundación es examinado en relación a los posibles ajustes prácticos, nos encontramos con que ciertas características físicas tienen una influencia predominante en la selección de usos de las tierras de planicies inundables, tales como:

a) TIRANTES DE INUNDACION

La máxima elevación a la cual llegan las aguas de inundación sobre la superficie de la tierra, puede restringir algunos tipos de usos de las planicies inundables.

Por ejemplo, diríamos que la mayoría de las medidas de protección contra avenidas para edificaciones fijas, son ineficaces en donde se tienen tirantes de inundación mayores de 3.00 mts., y en terrenos agrícolas, en los que algunos cultivos podrían sobrevivir con tirantes de 0.30 mts., serían exterminados por los tirantes superiores.

b) DURACION

La duración en que una área determinada permanece inundada,—

varía con el tamaño, forma y pendientes de la cuenca. Este aspecto es importante particularmente si las avenidas afectan a los servicios de agua potable y alcantarillado ó si interrumpen las actividades en oficinas, comercios, industrias, etc.

c) VELOCIDAD

La velocidad es función de la pendiente del cauce, rugosidad de las paredes del mismo y de los obstáculos que estén dentro o sobre el cauce, reduciendo el área hidráulica. Las estructuras que estarán sujetas a altas velocidades deberán ser diseñadas para soportar estas fuerzas. Por ejemplo combinaciones que excedan 1.0 mts., de profundidad y velocidades mayores de 1.0 m/seg., son muy peligrosas.

d) TIEMPO DE RETRASO

El tiempo necesario para que una corriente alcance el gasto máximo en una avenida, determina los límites dentro de los cuales, las actividades preventivas de evacuación, reforzamientos de bordos, etc., pueden llevarse a cabo. Esta característica es otro factor limitante en la selección de usos de la planicie inundable, debido a que un tiempo de 3:00hrs, es demasiado corto para que sean efectivos, la mayoría de los Sistemas de Alerta, ya que para que resulten eficaces y oportunos dichos sistemas, probablemente requieran de un tiempo mayor de 12:00 horas.

e) PERIODOS DE RETORNO

Además de las estimaciones de frecuencia para propósitos de diseño de obras de control de avenidas, se requieren por lo menos de otras cuatro medidas de recurrencia de avenidas

-8-

INDICE	VALOR	CALIFICACION
P. de I.	0.0 - 0.20	Muy bajo
P. de I.	0.21 - 0.40	Leve
P. de I.	0.41 - 0.60	Moderado
P. de I.	0.61 - 0.80	Severo
P. de I.	0.81 - 1.00	Muy severo

CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES

Cuando el riesgo de inundación es examinado en relación a los posibles ajustes prácticos, nos encontramos con que ciertas características físicas tienen una influencia predominante en la selección de usos de las tierras de planicies inundables, tales como:

a) TIRANTES DE INUNDACION

La máxima elevación a la cual llegan las aguas de inundación sobre la superficie de la tierra, puede restringir algunos tipos de usos de las planicies inundables.

Por ejemplo, diríamos que la mayoría de las medidas de protección contra avenidas para edificaciones fijas, son ineficaces en donde se tienen tirantes de inundación mayores de 3.00 mts., y en terrenos agrícolas, en los que algunos cultivos podrían sobrevivir con tirantes de 0.30 mts., serían exterminados por los tirantes superiores.

b) DURACION

La duración en que una área determinada permanece inundada,—

varía con el tamaño, forma y pendientes de la cuenca. Este aspecto es importante particularmente si las avenidas afectan a los servicios de agua potable y alcantarillado ó si interrumpen las actividades en oficinas, comercios, industrias, etc.

c) VELOCIDAD

La velocidad es función de la pendiente del cauce, rugosidad de las paredes del mismo y de los obstáculos que estén dentro o sobre el cauce, reduciendo el área hidráulica. Las estructuras que estarán sujetas a altas velocidades deberán ser diseñadas para soportar estas fuerzas. Por ejemplo combinaciones que excedan 1.0 mts., de profundidad y velocidades mayores de 1.0 m/seg., son muy peligrosas.

d) TIEMPO DE RETRASO

El tiempo necesario para que una corriente alcance el gasto máximo en una avenida, determina los límites dentro de los cuales, las actividades preventivas de evacuación, reforzamientos de bordos, etc., pueden llevarse a cabo. Esta característica es otro factor limitante en la selección de usos de la planicie inundable, debido a que un tiempo de 3:00hrs, es demasiado corto para que sean efectivos, la mayoría de los Sistemas de Alerta, ya que para que resulten eficaces y oportunos dichos sistemas, probablemente requieran de un tiempo mayor de 12:00 horas.

e) PERIODOS DE RETORNO

Además de las estimaciones de frecuencia para propósitos de diseño de obras de control de avenidas, se requieren por lo menos de otras cuatro medidas de recurrencia de avenidas ---

INDICE	VALOR	CALIFICACION
P. de l.	0.0 - 0.20	Muy bajo
P. de l.	0.21 - 0.40	Leve
P. de l.	0.41 - 0.60	Moderado
P. de l.	0.61 - 0.80	Severo
P. de l.	0.81 - 1.00	Muy severo

CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES

Cuando el riesgo de inundación es examinado en relación a los posibles ajustes prácticos, nos encontramos con que ciertas características físicas tienen una influencia predominante en la selección de usos de las tierras de planicies inundables, tales como:

a) TIRANTES DE INUNDACION

La máxima elevación a la cual llegan las aguas de inundación sobre la superficie de la tierra, puede restringir algunos tipos de usos de las planicies inundables.

Por ejemplo, diríamos que la mayoría de las medidas de protección contra avenidas para edificaciones fijas, son ineficaces en donde se tienen tirantes de inundación mayores de 3.00 mts., y en terrenos agrícolas, en los que algunos cultivos podrían sobrevivir con tirantes de 0.30 mts., serían exterminados por los tirantes superiores.

b) DURACION

La duración en que una área determinada permanece inundada,--

varía con el tamaño, forma y pendientes de la cuenca. Este aspecto es importante particularmente si las avenidas afectan a los servicios de agua potable y alcantarillado ó si interrumpen las actividades en oficinas, comercios, industrias, etc.

c) VELOCIDAD

La velocidad es función de la pendiente del cauce, rugosidad de las paredes del mismo y de los obstáculos que estén dentro o sobre el cauce, reduciendo el área hidráulica. Las estructuras que estarán sujetas a altas velocidades deberán ser diseñadas para soportar estas fuerzas. Por ejemplo combinaciones que excedan 1.0 mts., de profundidad y velocidades mayores de 1.0 m/seg., son muy peligrosas.

d) TIEMPO DE RETRASO

El tiempo necesario para que una corriente alcance el gasto máximo en una avenida, determina los límites dentro de los cuales, las actividades preventivas de evacuación, reforzamientos de bordos, etc., pueden llevarse a cabo. Esta característica es otro factor limitante en la selección de usos de la planicie inundable, debido a que un tiempo de 3:00hrs, es demasiado corto para que sean efectivos, la mayoría de los Sistemas de Alerta, ya que para que resulten eficaces y oportunos dichos sistemas, probablemente requieran de un tiempo mayor de 12:00 horas.

e) PERIODOS DE RETORNO

Además de las estimaciones de frecuencia para propósitos de diseño de obras de control de avenidas, se requieren por lo menos de otras cuatro medidas de recurrencia de avenidas ---

significativas en la selección de posibles proyectos del uso -- de planicies inundables.

La avenida de recurrencia frecuente, es aquella que se puede -- esperar una vez en cinco o diez años, y es a menudo utilizada -- por ejemplo, como la base para la planeación del uso de tierras agrícolas, ya que avenidas mayores solamente causan pequeños -- daños adicionales a los cultivos y es utilizada, en la colocación de algunos límites de inundación.

La Avenida Regional (propuesta para el Valle de Tennessee) es -- una avenida que se espera en cualquier tiempo, dentro del pe-- ríodo de vida útil de las estructuras y obras existentes en -- áreas de estudio.

Esta avenida es utilizada para establecer los límites dentro -- de los cuales será prohibida la construcción de casas habita-- ción y edificios comerciales ó de oficinas, que puedan sufrir -- daños.

La avenida máxima probable, es la mayor avenida razonablemente -- esperada, tomando en cuenta todas las condiciones pertinentes -- de localización, meteorología, hidrología y condiciones fisio-- gráficas de la cuenca.

Es una avenida extremadamente grande, probable de ocurrir en -- intervalos raros de tiempo, pero que puede ocurrir en cual--- quier año. Es adecuada para el diseño seguro de estructuras -- mayores sobre una corriente, y es por lo tanto, generalmente -- idéntica a la avenida de diseño, pero solamente cuando es uti-- lizada en el cálculo de beneficios de las medidas ingenie---

riles adoptadas. Su probabilidad, sin embargo, será un factor, en la fundamentación de otras medidas tales como planes de evacuación, cambios en el uso de la tierra, las cuales de presentarse la avenida serán de mayor importancia.

Por último se acostumbra comparar estas avenidas, con la Avenida Máxima Presentada en la cuenca, que es aquella que por antecedentes de los lugareños y no exclusivamente por los registros de aforos de la corriente principal, se procura determinar el valor del gasto máximo presentado por medio de métodos indirectos tales como: Sección y Pendiente Hidráulica, Prolongación de la curva de gastos, etc.

De estudios efectuados de estas avenidas en varias cuencas, se han obtenido 25 años como promedio límite de tiempo de recurrencia, o sea intervalos de frecuencia de 25 años.

f) TEMPORADA

En el uso de las planicies inundables para fines agrícolas, la estación anual de ocurrencia probable (la probabilidad de ocurrencia dentro de una temporada del año dada) parece tener una cierta relación con la selección de cultivos, ciclo reproductivo y tiempo de siembra, lo cual hace que algunos cultivos, tales como la soya, sean preferibles a otros en igualdad de circunstancias de climas y temporada de avenidas.

CLASIFICACION DE TIERRAS DENTRO DE LA PLANICIE INUNDABLE

En adición a la definición del riesgo de avenidas en términos de las características de avenidas y sus probables efectos, es importante al llegar a la selección del uso de la planicie inun

-12-

dable, el clasificar la tierra dentro de ellas, por lo menos en dos clases, en función de la capacidad del cauce con respecto a las avenidas descritas anteriormente. Esta distinción de clases para la regulación de la planicie inundable es entre:

- a) Cauce o canal de avenida o área de flujo necesaria para transportar gasto máximos.
- b) Área de estancamiento.

a.-CAUCE O CANAL DE AVENIDA

Es el área hidráulica o área de flujo necesaria para transitar la avenida de diseño, en la que la elevación del terreno o la construcción de estructuras sobre o a través del cauce, podrían causar un incremento de consideración en los tirantes de inundación.

b.- AREA DE ESTANCAMIENTO

Es aquella en la cual es almacenada el agua, como agua muerta, del flujo de la avenida. Esta área no contribuye al escurrimiento hacia aguas abajo. Por lo tanto, si los terrenos de esta área son sobreelevados o se edifican en ellos, no incrementa los tirantes de inundación.

c.- LIMITES DEL CAUCE DE AVENIDA

La línea límite, entre el cauce de la avenida y las áreas de estancamiento, es obviamente cambiante de acuerdo con la magnitud de la avenida, para la cual se ha estimado su área hidráulica, es decir, porciones de área de estancamiento para una pequeña avenida podrían ser áreas de flujo esenciales--

para una avenida mayor.

Por tal motivo se requiere establecer una distinción de la avenida en términos del intervalo de ocurrencia y de la magnitud de la misma, en lugar de términos absolutos.

d.- INVASIONES DEL CAUCE DE AVENIDAS

En la clasificación de las planicies inundables, es muy importante el tomar en cuenta los bordos, terraplenes, asentamientos humanos, etc., que existen y que reducen la capacidad hidráulica del cauce de avenida como por ejemplo: terraplenes de carreteras, puentes, alcantarillas oleoductos, invasiones de zonas federales por personas de bajos recursos, etc.

REGLAMENTACION DEL USO DE LAS PLANICIES INUNDABLES

Estas regulaciones, se necesitan establecer para la protección de la propia población, y para el logro de este propósito podemos enumerar las siguientes:

- 1) Evitar asentamientos humanos en los cauces de avenidas, en las zonas federales y por supuesto en el propio lecho del cauce.
- 2) Evitar deterioros en los bordos del cauce.
- 3) Evitar el uso del cauce como basurero, ya que de presentarse una avenida se pueden destruir puentes u otras comunicaciones vitales para la población y causar riesgos a otras propiedades.

a.- LIMITES DE INUNDACION

Estos límites definen las zonas dentro de las cuales no se permiten construcciones.

Los criterios para la determinación de estos límites van -- desde la avenida anual a siete veces la Avenida Anual Media y en ocasiones hasta la avenida de los 100 años, todas ellas en base al desarrollo alcanzado en la planicie inundable.

b.- REGLAMENTOS DE ZONIFICACION

Los criterios para la zonificación de las Planicies Inundables, es más que un ejercicio hidráulico, pues incluye un plan de desarrollo para toda el área de la población, tomando en cuenta, los polos de desarrollo, las metas de la comunidad, la adecuación, y del potencial de daños provocados por estos fenómenos.

Es importante hacer notar que la zonificación deberá incluir una descripción de los usos para los que debe de impulsarse, tales como: recreación, áreas de esparcimiento, áreas agrícolas y similares, restringiendo usos fuera de los establecidos.

c.- REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

En la protección de la población, contra daños, resultado de la negligencia de escépticos, los Reglamentos de Construcción en las Planicies Inundables deberán contener criterios mínimos de diseño estructural, elevaciones mínimas para desplantes de estructuras, especificaciones para cimientos, mu

ros, anclajes, así como para obras de cruce del cauce, para terraplenes, etc.

Lo anterior tiene gran importancia a causa de obras de comunicación terrestre que obstaculizan el libre escurrimiento de las avenidas formando en ocasiones verdaderos diques.

DISEMINACION DE INFORMACION SOBRE PLANICIES INUNDABLES

Este aspecto es muy importante para el desarrollo de las planicies inundables, pues debe de hacerse del conocimiento del público en general: las características del riesgo de inundación, los límites de la planicie inundable, su zonificación y los usos permitidos en ella, etc.

Unas de las formas utilizadas para este propósito son:

- a) Marcar las elevaciones de las avenidas (placas, monumentos, etc.).
- b) Colocar rótulos de alerta.
- c) Emitir planos que muestren los cauces de avenidas y áreas de estancamiento.
- d) Diseminar reportes acerca de los riesgos de inundación ---- (spots), etc.

UTILIZACION DE PLANICIES INUNDABLES

ESTUDIOS TECNICOS

A groso modo los estudios pueden considerarse de tres tipos:

Agronómicos, Zootécnicos y de Ingeniería.

Con los estudios Agronómicos, se pretende determinar el comportamiento de diferentes cultivos sometidos a condiciones de inundación. Es decir se requiere conocer los cultivos más adaptables, así como los niveles y períodos máximos de inundación permisibles.

Los estudios Zootécnicos, se orientarán a verificar las hipótesis hechas sobre la densidad de ganado por hectárea y de la bondad de las tierras de la planicie inundable para pastoreo, etc.

Los estudios de Ingeniería estarán encaminados a hacer lo más eficiente posible las obras civiles. Se estudiarán las posibilidades de aprovechamiento de los cursos de agua, las tendencias de desarrollo de las planicies inundables, los efectos secundarios en el escurrimiento, producidos por las obras de comunicación, etc.

ASPECTOS ECONOMICOS

Los beneficios producidos del establecimiento de un Programa de Administración de Planicies Inundables son de dos tipos:

- a) Resultantes de evitar las pérdidas de bienes y servicios que se ocasionan como consecuencia de inundaciones; y
- b) Como resultado de hacer posible un incremento en la producción y en el valor catastral de bienes inmuebles, a consecuencia del uso óptimo de las planicies inundables.

Los primeros se producen por preservar las pérdidas totales,

a las que hicimos alusión en un principio.

En el supuesto caso de que no se tengan datos de pérdidas en una área determinada, se debe efectuar una encuesta para determinar las pérdidas que ocurrirían en la zona en estudio, de acuerdo a las diferentes alturas de inundación que eventualmente puedan ocurrir. El propósito final de esta iniciativa, es el de obtener una curva que relacione los daños económicos; con los niveles de inundación.

El segundo tipo de beneficios se estima evaluando el incremento del ingreso neto obtenido en la zona, como consecuencia de las obras ejecutadas para el rescate de áreas inundables.

En forma aproximada puede valorarse adoptando una tasa de incremento promedio que esté en función del aumento de producción por hectárea; del aumento del valor catastral de bienes inmuebles y del aumento en la actividad económica de la población.

ASPECTOS TECNICO-LEGALES-INSTITUCIONALES

Con fecha 11 de Enero de 1972 fue puesta en vigor la Ley Federal de Aguas, la cual junto con su Reglamento, da los fundamentos legales para la Administración de Planicies Inundables.

Por otra parte se cuentan dentro del Gobierno Federal, con Programas debidamente fundamentados con los conocimientos de la actualidad, que sirven de base para un eficiente Programa de Administración de las Planicies Inundables. Dichos Programas del Gobierno Federal son:

El Plan Nacional Hidráulico y el Plan Nacional Agropecuario de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y el Plan Nacional de Desarrollo Urbano de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Y en especial el Plan DN-III-E de la Secretaría de la Defensa Nacional.

CONCLUSIONES

Como consecuencia de las investigaciones hechas en nuestro país, vemos que a pesar de que exista un Programa dinámico para construir Obras de Control de Inundaciones, las pérdidas por inundaciones han ido en constante aumento, reflejando ésto, que la invasión de las Planicies Inundables ha ido a un paso tan acelerado, que la magnitud de los nuevos problemas de inundación han excedido a los ya protegidos.

Es decir, la construcción de obras de control de inundaciones ha sido incapaz de soportar el ritmo, debido al mal uso que se les ha dado a las Planicies Inundables y que ha provocado un incremento desmedido, en la magnitud de los daños por inundación.

Por tal motivo, podemos concluir, que a fin de que las Obras de Control de Inundaciones no se precipiten en la obsolescencia, -- antes de cumplir el tiempo de vida útil de la misma, a causa del uso indebido de la Planicie Inundable, se deberán establecer -- Programas Intensivos de Administración de Planicies Inundables, para que de este modo las Obras de Control de Inundaciones sean eficaces durante toda su vida útil.

Para que un Programa de Administración de Planicies Inundables sea efectivo, deberán establecerse arreglos mutuos entre los Go

biernos Federal, Estatal y Local, a fin de que se restrinja la invasión desmedida de las Planicies Inundables y se reglamente su uso.

Como complemento a los puntos anteriores, y buscando ser congruentes con los Planes de Desarrollo, se considera necesario formar un organismo que se encargue a nivel nacional de revisar técnicamente (desde el punto de vista hidráulico e hidrológico) los proyectos de obras civiles que sean programados para construirse en las Planicies Inundables; tales como vías terrestres, puentes, alcantarillas, bordos de almacenamiento, etc.

De este organismo, deberán tener conocimiento todas las Dependencias del Ejecutivo Federal, así como los Gobiernos Estatales y Locales, a fin de que envíen a revisión sus proyectos antes de que se construyan.

Para terminar me permitiré mostrar parte de un estudio hidrológico, de los efectuados en trabajos de Administración de Planicies Inundables, el cual fue obtenido para la subcuenca del Río Guanajuato, afluente del Río Lerma, en el Estado del mismo nombre.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Evacuación de Daños Causados por Inundaciones y Perturbaciones Atmosféricas. Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, S. A. R. H., México-1973, 1974, 1975, 1976 y 1977.
- 2.- Evaluation des Dommages de Crues Dans La Vallée de La Sarre. Agencia Financiera de Bassin Rhin-Meuse BCEOM. Janvier 1971.
- 3.- Proyectos para mitigación de inundaciones. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Ministerio de Obras Públicas, Venezuela 1971.
- 4.- Control de inundaciones en Venezuela informe preparado por el Comité Nacional Venezolano de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje 1971.
- 5.- Informe acerca del establecimiento de la zonificación "No-Edificandi" en el Tuy medio Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas. Venezuela 1965.
- 6.- Explotación de Recursos Hidráulicos. Otto Eckstein. Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional 1964.
- 7.- A computer simulation model for flood plain development.- Departament the Army Corps of Engineers.
- 8.- Flood-Frequency Analyses, by Tate Dalrymple. Geological survey water supply paper 1543-A, Manual of Hidrology: --

Part 3. Flood-Flow Techniques.

- 9.- Flood Plain Management; Iowa's Experience, Iowa State University.
- 10.- Hidrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins. Ven Te-Chow. Engineering Experiment Station Bulletin No. 462.
- 11.- Handbook of Applied Hydrology.- Ven Te Chow.-Mc. Graw-Hill
- 12.- Handbook of Applied Hydraulics.- Calvin Victor Davis.-Mc.-Graw-Hill.

PREVENCION DE DAÑOS POR INUNDACION

MEDIDAS CORRECTIVAS

MEDIDAS PREVENTIVAS

CONTROL DE INUNDACION

OTRAS MEDIDAS CORRECTIVAS

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

OTRAS MEDIDAS PREVENTIVAS

PRESAS Y ALMACENAMIENTOS

BORDOS Y MUROS

MEJORAMIENTO DE CANALES

CONSERVACION DE CUENCAS

OTROS

PLANES DE AUXILIO

PROMOSTICO DE AVENIDAS

SISTEMAS DE ALERTA

DESARROLLO URBANO

OTROS

ORDENAMIENTO DE ZONAS

CONTROL DEL USO DE LA TIERRA

REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

ASPECTOS TECNICO-LEGALES

OTROS

SUPERVISION TECNICA

SEÑALAMIENTO

VIGILANCIA POLICIACA

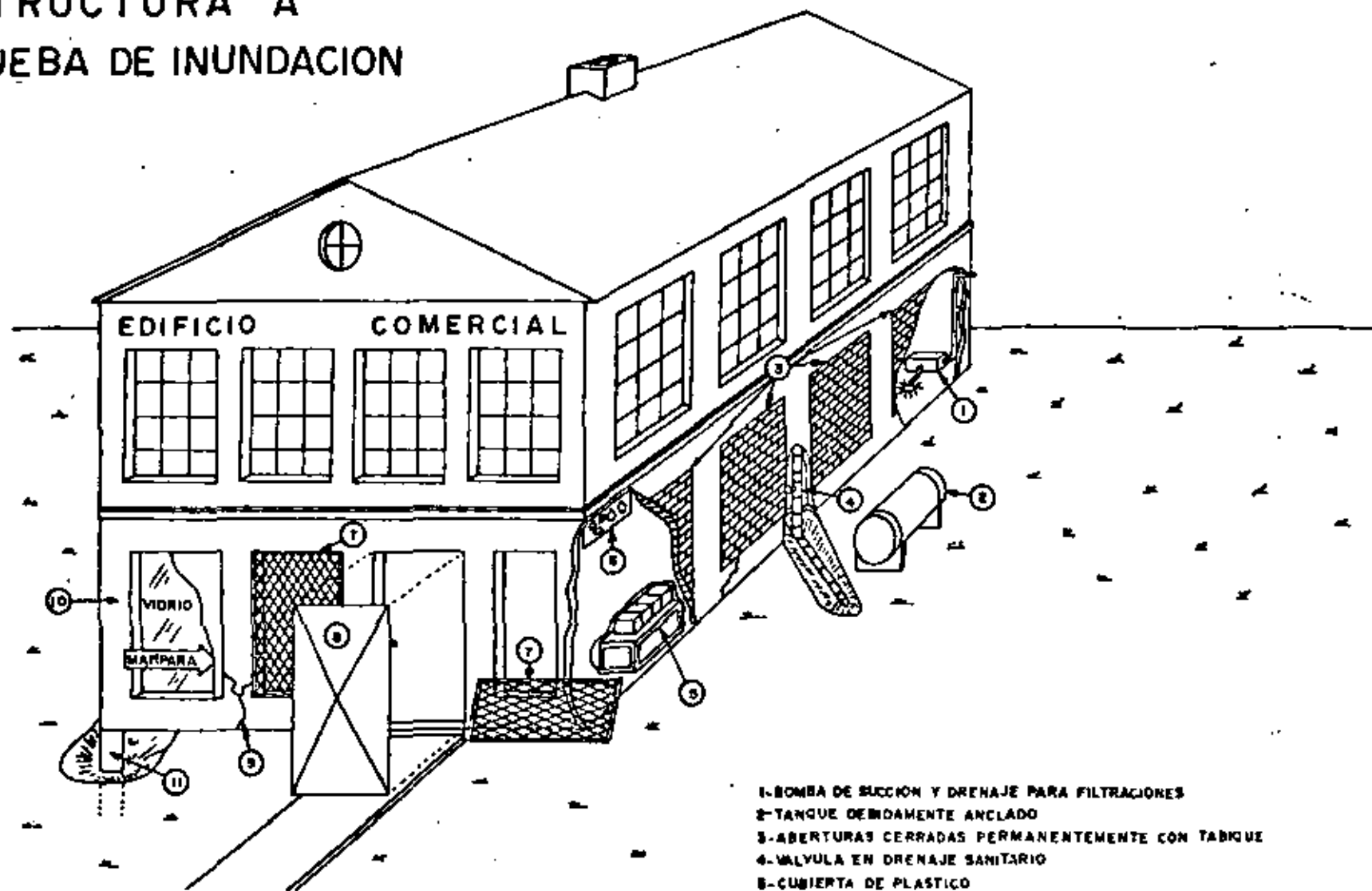
ESPACIOS ABIERTOS

AGRICULTURA Y PASTOREO

OTROS

INFORMACION PUBLICA Y EDUCATIVA

ESTRUCTURA A PRUEBA DE INUNDACION



- 1-BOMBA DE SUCCION Y DRENAJE PARA FILTRACIONES
- 2-TANQUE DEBIDAMENTE ANCLADO
- 3-ABERTURAS CERRADAS PERMANENTEMENTE CON TABIQUE
- 4-VALVULA EN DRENAJE SANITARIO
- 5-CUBIERTA DE PLASTICO
- 6-TABLEROS DE CONTROL ELEVADOS
- 7-MALLAS PARA EVITAR RUPTURAS DE VIDRIOS POR CUERPOS FLOTANTES
- 8-MAMPARA DE ACERO PARA ENTRADA
- 9-FISURAS SELLADAS CON CEMENTO
- 10-IMPERMEABILIZANTE PARA REDUCIR LA FILTRACION
- 11-ANCLAJE

PREVENCIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIÓN

MEDIDAS CORRECTIVAS

MEDIDAS PREVENTIVAS

CONTROL DE INUNDACION

PRESAS Y ALMACENAMIENTOS

BORDOS Y MUROS

MEJORAMIENTO DE CANALES

CONSERVACION DE CUENCAS

OTROS

OTRAS MEDIDAS CORRECTIVAS

PLANES DE AUXILIO

PRONOSTICO DE AVENIDAS

SISTEMAS DE ALERTA

DESARROLLO URBANO

OTROS

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

ORDENAMIENTO DE ZONAS

CONTROL DEL USO DE LA TIERRA

REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

ASPECTOS TECNICO-LEGALES

OTROS

OTRAS MEDIDAS PREVENTIVAS

SUPERVISION TECNICA

SEÑALAMIENTO

VIGILANCIA POLICIACA

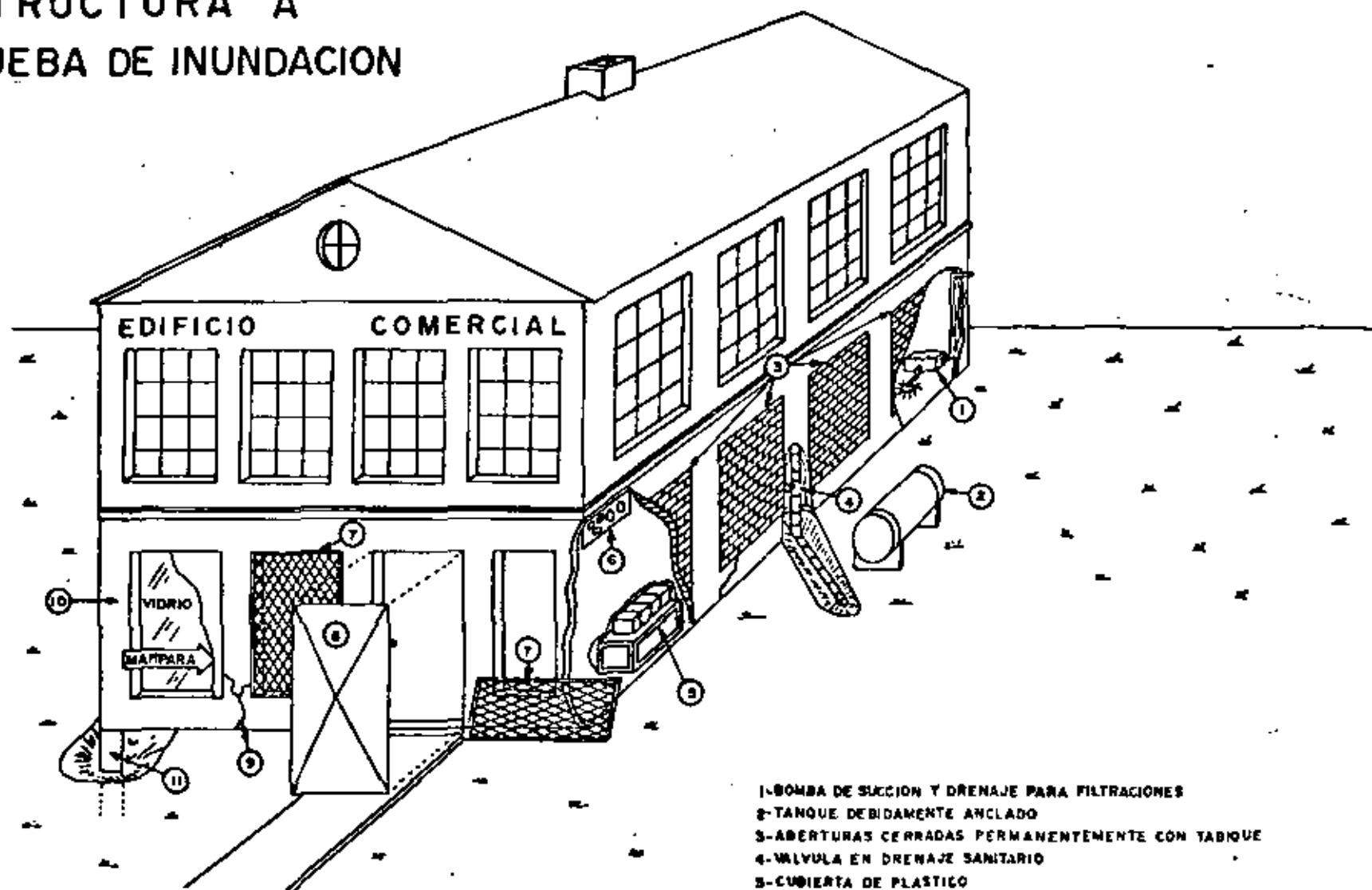
ESPACIOS ABIERTOS

AGRICULTURA Y PASTOREO

OTROS

INFORMACION PUBLICA Y EDUCATIVA

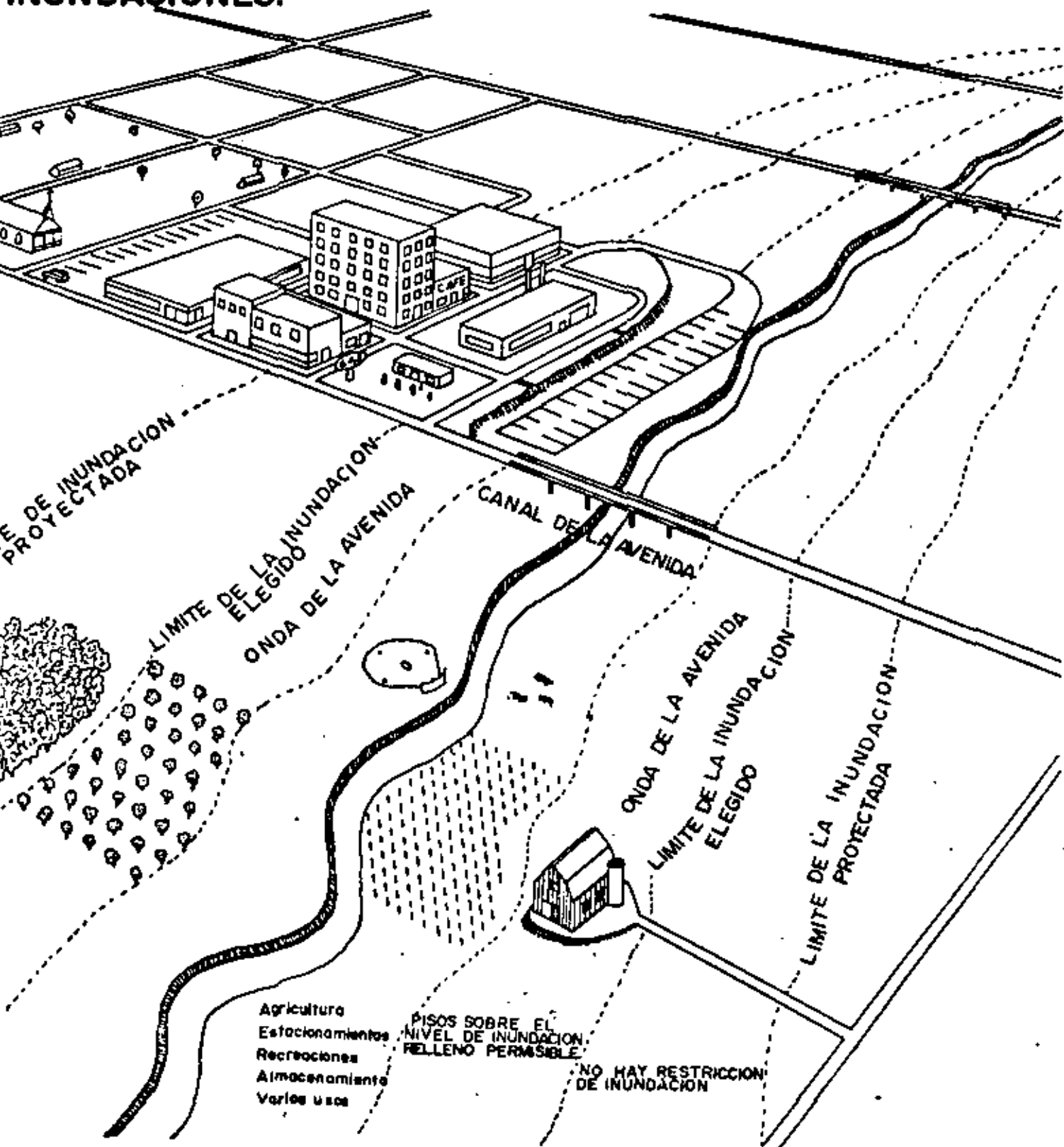
ESTRUCTURA A PRUEBA DE INUNDACION



- 1-BOMBA DE SUCCION Y DRENAJE PARA FILTRACIONES
- 2-TANQUE DEBIDAMENTE ANCLADO
- 3-ABERTURAS CERRADAS PERMANENTEMENTE CON TABIQUE
- 4-VALVULA EN DRENAJE SANITARIO
- 5-CUBIERTA DE PLASTICO
- 6-TABLEROS DE CONTROL ELEVADOS
- 7-MALLAS PARA EVITAR RUPTURAS DE VIDRIOS POR CUERPOS FLOTANTES
- 8-MAMPARA DE ACERO PARA ENTRADA
- 9-FISURAS SELLADAS CON CEMENTO
- 10-IMPERMEABILIZANTE PARA REDUCIR LA FILTRACION
- 11-ANCLAJE

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

PARA FOMENTAR EL MODO DE EVITAR DAÑOS POR INUNDACIONES.



ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO-SILAO
SUBCUENCA DEL RIO LERMA

INTRODUCCION

La cuenca del Río Guanajuato-Silao, está situada en la Región - del Bajío con los linderos siguientes:

N-E	Cuenca del Río Laja
W	Cuenca del Río Turbio
S-E	Cuenca del Río Temascalío
S	Cuenca del Río Lerma

El área de esta cuenca es de 3 220 Km² comprendida dentro de los municipios de Silao, León, Romita, San Francisco del Rincón, Pueblo Nuevo, Irapuato y Guanajuato, del Estado de Guanajuato.

Las estaciones hidrométricas principales con que cuenta esta -- cuenca son "Las Américas" y "Silao", situadas sobre los ríos -- Guanajuato y Silao, respectivamente, por medio de las cuales se tiene conocimiento de los escurrimientos diarios que pasan por sus respectivos ríos.

Debido al problema de inundaciones que periódicamente se presentan en las planicies de esta cuenca, fué preciso realizar estudios tanto hidrológicos como hidráulicos: esto es con el fin - de predecir en un momento dado los gastos que llegaran a las zonas planas donde provocan inundaciones, y por lo tanto pérdidas tanto personales, como económicas.

1.- ESTUDIOS DE FRECUENCIA

Para el estudio de los períodos de retorno de los gastos, se to

ma como base los registros hidrométricos en las estaciones-
"Las Américas" y "Silao". Para el análisis estadístico pro-
babilístico se cuenta con muchos tipos de distribuciones co-
mo son: Gumbel, Nash, Lebedier, Moran, etc.

Para el presente estudio se encontró que la distribución que
más se adopta es la de Gumbel, con la que se obtuvieron los
siguientes resultados:

Estación "Las Américas"

Tr años	Q m ³ /seg.	Q ₃ Max. m ³ /seg.
5	346.5	486.5
10	432.0	572.0
15	482.0	622.0
20	517.0	657.0
25	545.0	685.0
30	567.5	707.5
35	586.5	726.5
40	602.9	742.9

La ecuación que nos dé el gasto asociado al período de re-
torno para la estación "Las Américas" es:

$$\underline{Q = 148.1 + 123.3 \ln Tr} \quad \text{m}^3/\text{seg.}$$

El intervalo de confianza o sea aquel intervalo dentro del
cual puede variar Q dependiendo del registro disponible es:

$$\underline{Q = \pm 140.0 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

$$Q_{\text{max}} = Q + 140$$

$$Q_{\max} = 288.1 + 123 \text{ LnTr}$$

Estación "Silao"

La ecuación que proporciona el gasto asociado al período de retorno para la Estación "Silao" es:

$$Q = 45.1 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Con un intervalo de confianza de:

$$AQ = \pm 72.5$$

Por lo tanto:

$$Q_{\max} = 117.6 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Tr	m ³ Q/seg.	Q _{max} m ³ /seg
5	147.5	220.0
10	191.5	264.0
15	217.5	290.0
20	235.6	308.1
25	249.8	322.3
30	261.4	333.9
35	271.2	343.7
40	279.7	352.2

2.- RELACION DE GASTOS MAXIMOS-TIRANTES PARA LA ESTACION HIDROMETRICA "LAS AMERICAS"

Se cuenta con un registro de gastos máximos aforados y sus correspondientes niveles en la Estación "Las Américas", los

cuales permiten calcular la curva Q-Y. Una ecuación representativa estaría dada por:

$$Q = KY^i$$

Si se linealiza logarítmicamente, tendremos:

$$Q = 9.7658 Y^{2.41}$$

Y tirante máximo de agua registrado en la estación (m)

Q gasto máximo para el tirante máximo en la estación m³/seg.

3.- ESTUDIO DE CORRELACION LINEAL PARA APLICARLO EN LA OBTENCION DEL MODELO MATEMATICO QUE RELACIONA LOS GASTOS AFORADOS ENTRE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS "LAS AMERICAS" Y "SILAO", - SITUADAS EN LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO Y SILAO.

n	AÑO	EST. "LAS AMERICAS"	EST. "SILAO"
1	1958	163	96.0
2	1959	288	92.3
3	1960	207	35.5
4	1961	36.9	1.3
5	1962	330.0	210.
6	1963	147.0	12.7
7	1964	210.8	68.0
8	1965	157.2	64.9
9	1966	148.4	61.0
10	1967	400.0	125.2
11	1968	88.5	45.8

n	AÑO	EST. "LAS AMERICAS"	EST. "SILAO"
12	1969	53.0	28.2
13	1970	266.5	93.2
14	1971	354.1	122.7
15	1972	52.0	39.6
16	1973	350.0	87.7
17	1974	90.8	6.5
18	1975	192.6	34.5
19	1976	500.0	277.2

n	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "LAS AMERICAS"	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "SILAO"
1	163.0	96.0
2	288.0	92.3
3	207.0	35.5
4	36.9	1.3
5	330.0	210.0
6	147.0	12.7
7	210.8	68.0
8	157.2	64.0
9	148.4	61.0
10	400.0	125.2
11	88.5	45.8
12	53.9	28.2
13	266.5	93.2
14	354.1	122.7
15	52.0	39.6
16	350.0	87.7

n	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "LAS AMERICAS"	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "SILAO"
17	90.8	6.5
18	192.6	34.5
19	500.0	277.2
	4036.7	1370.0
	$\bar{X} = 212.5$	$\bar{Y} = 72.1$

$$X_i = 4\ 036.7$$

$$Y_i = 1\ 370.0$$

$$(X_i)^2 = 1\ 663\ 182.7$$

$$(Y_i)^2 = 205\ 456.77$$

$$(X_i Y_i) = 457\ 017.5$$

CALCULO DE LOS PARAMETROS a y b

$$S_{xx} = 19 \times 1\ 663\ 182.7 - (4\ 036.7)^2 = 5\ 805\ 524.41$$

$$S_{xy} = 19 \times 457\ 017.5 - (4\ 036.7 \times 1\ 370) = 3\ 153\ 053.5$$

$$b = 0.54311$$

$$\bar{Y} = 72.1$$

$$\bar{X} = 212.5$$

$$a = 72.1 - 0.54311 \times 212.5 = - 43.3109$$

La ecuación de la recta de regresión, que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos medios anuales, entre los Ríos Silao y Guanajuato es:

$$Y' = - 43.3109 + 0.54311x$$

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

donde

Q_s = Gasto de la Estación "Silao"

Q_g = Gasto de la Estación "Las Américas"

4.- ANALISIS PRECIPITACION ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA QUE AFORA LA ESTACION "LAS AMERICAS"

Para el estudio de las precipitaciones se usa el Método de Polígonos de Thiessen con lo cual se obtiene la precipitación media diaria en la cuenca del Río Guanajuato hasta la Estación "Las Américas". Se analizaron las precipitaciones máximas mensuales registradas en las Estaciones Climatológicas asociadas al gasto de salida correspondiente.

ESTACION	AREA (Km ²)
Aldama	30.7
Calderones	232.6
Guanajuato	114.2
Silao	25.9
N. Valle de Moreno	32.1
Santa Rosa	80.1
TOTAL	<hr/> 516 Km ²

Se obtuvo la ecuación que relaciona la precipitación diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento con los gastos de salida de la cuenca.

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

donde:

- A Area de la cuenca en Km²
- H Altura de precipitación media diaria acumulada en Mm.
- C Coeficiente de escurrimiento que varía de 6 a 18.6 dependiendo del tiempo que se tenga lloviendo sobre la cuenca, con intensidades mayores o igual a 20mm/hora.

El tiempo de retraso para esta cuenca se obtuvo con el siguiente resultado:

$$t_p = C_t (L - L_g)^{0.30}$$

- Donde
- L Longitud del cauce principal
 - L_g Distancia al centro de gravedad de la cuenca.
 - C_t Varía de 1.8 a 2.2 dependiendo del tipo de la vegetación del suelo.

Para la Cuenca Río Guanajuato

$$L = 36 \text{ Km.}$$

$$L_g = 15.3 \text{ Km.}$$

$$C_t = 2.0$$

$$t_p = 4.96 \text{ horas}$$

- t_p Tiempo que tarda una partícula de agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca a la estación de salida.

C O N C L U S I O N . -

Pasos a seguir para la interpretación del presente informe:

- 1.- Con la ecuación que relaciona la precipitación diaria acumulada

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

se obtiene el gasto máximo que pasará por la estación "Las Américas", con base en la altura de precipitación diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento.

- 2.- Conocido el tipo de suelo y su vegetación, se propone C_t , con el cual se puede calcular el tiempo de retraso que es el tiempo que se tarde en presentar el gasto máximo en la estación, a partir del momento en que se inició la precipitación.

- 3.- Con el tiempo de retraso de (.2) y el tiempo que tarda en transitar la avenida desde la estación a la población, se tendrá el tiempo disponible para la operación de alertamiento.

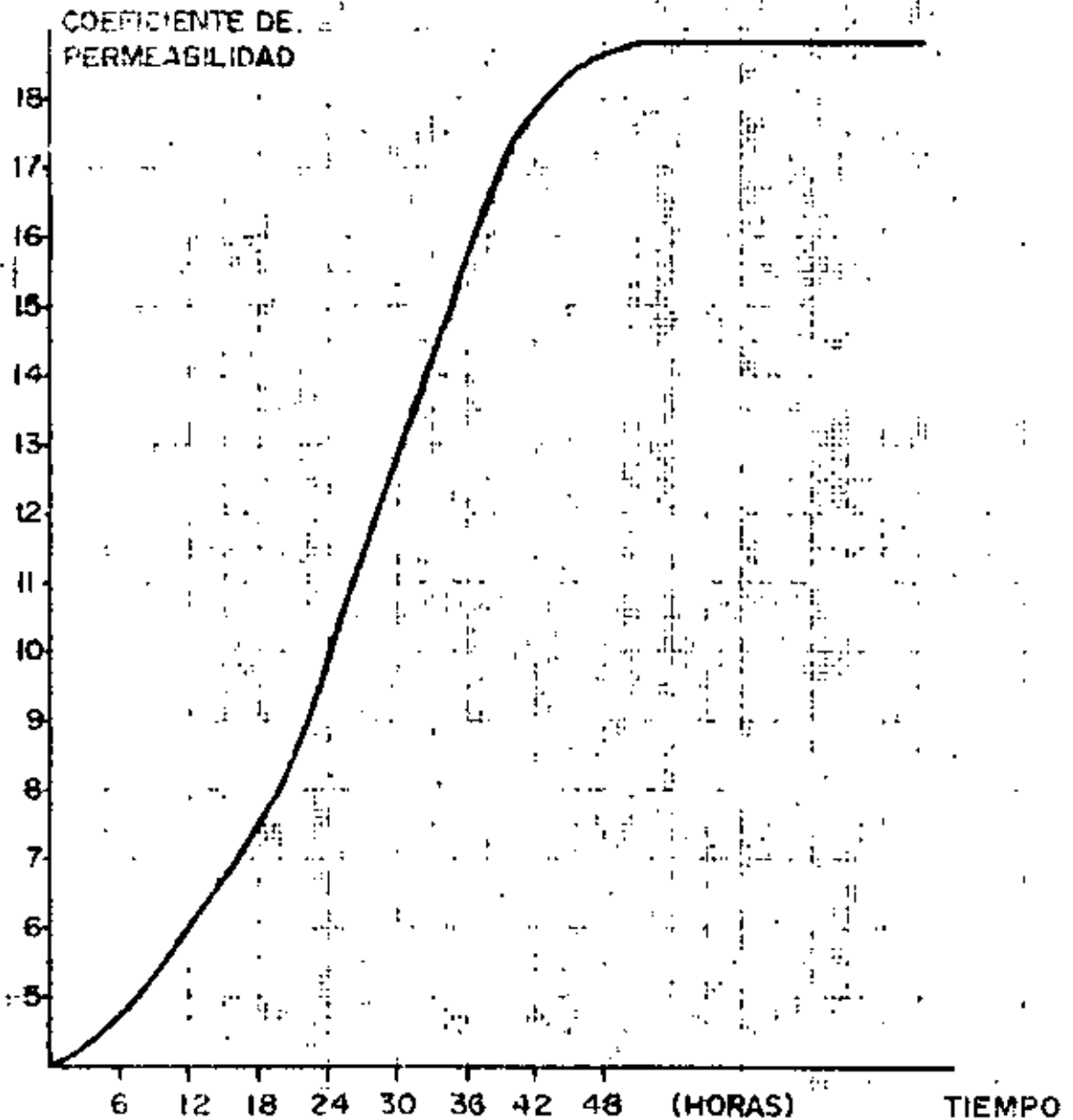
- 4.- Conocidos los gastos que se tendrán en la estación "Las Américas", se puede conocer el escurrimiento que se presentará en la estación "Silao", por medio de la ecuación que los relaciona

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

- 5.- Con los gastos pronosticados en los Ríos Guanajuato y Silao, y si además se conoce la capacidad máxima de los cauces, se

puede conocer el gasto en exceso que escurre hacia la zona inundable, y de alguna manera (por medio de la topografía de la zona), predecir el potencial de inundación.

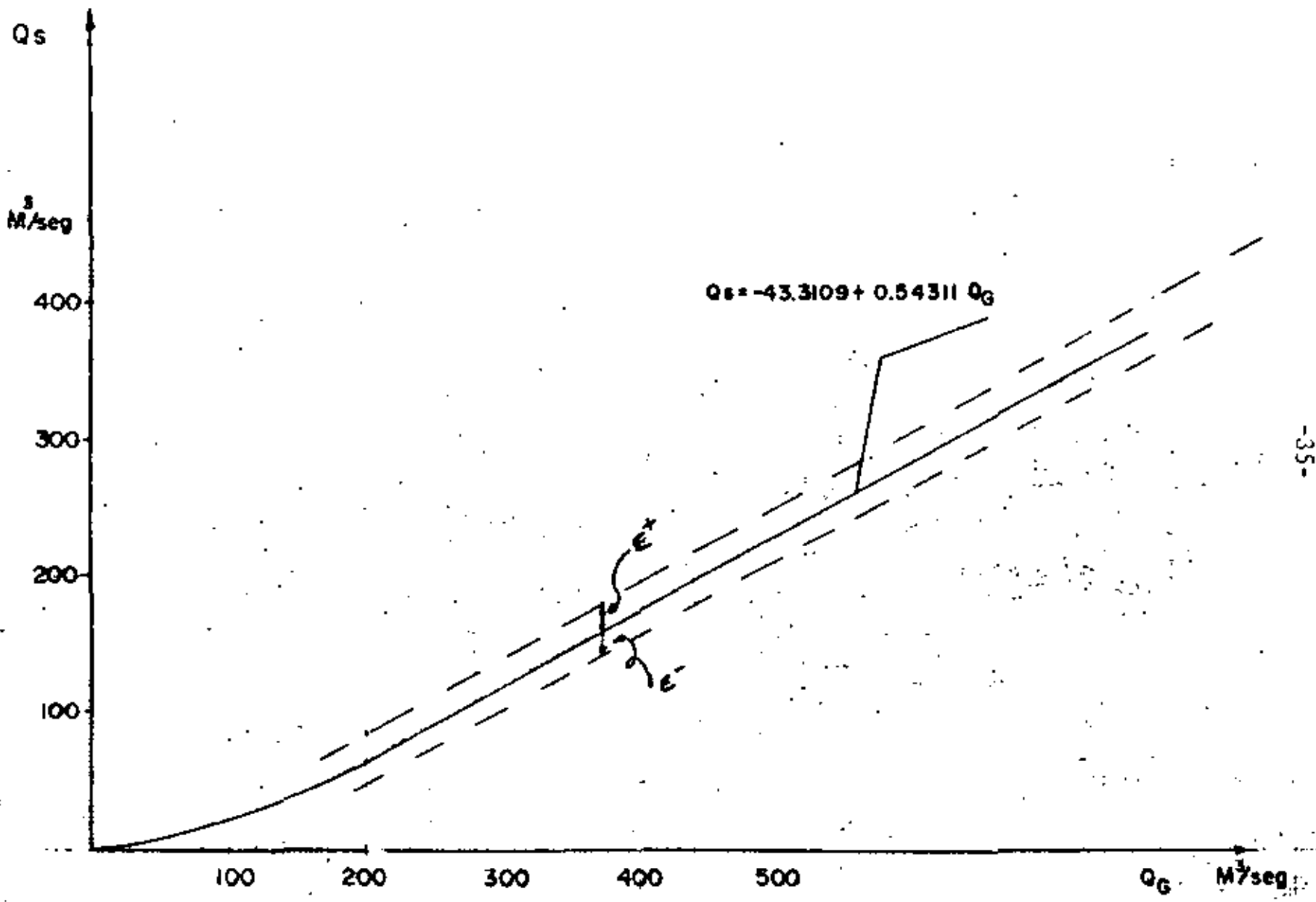
CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO



TIEMPO TRANSCURRIDO DESDE EL INICIO DE LAS LLUVIAS.

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

C SE OBTUVO PARA INTENSIDADES MAYORES DE 20 mm/hora.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

REGIONALIZACION DE AREAS SUJETAS A INUNDACION

SUBTEMA "C": REGIONES FACTIBLES DE
RESCATE

ING. ARMANDO ESTRADA SOTO

FEBRERO, 1979



INTRODUCCION	2
PERDIDAS POR INUNDACION	2
MEDIDAS CONTRA INUNDACIONES	3
PROGRAMA DE ADMINISTRACION DE	3
PLANICIES INUNDABLES	4
POTENCIAL DE INUNDACIONES	6
INDICE DE POTENCIAL DE INUNDACIONES	7
CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE	8
INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS	8
DE LAS PLANICIES INUNDABLES	8
a) TIRANTES DE INUNDACION	8
b) DURACION	8
c) VELOCIDAD	8
d) TIEMPO DE RETRASO	9
e) PERIODOS DE RETORNO	9
f) TEMPORADA	11
CLASIFICACION DE TIERRAS DENTRO DE LA	
PLANICIE INUNDABLE	11
a) CAUCE O CANAL DE AVENIDA	12
b) AREA DE ESTANCAMIENTO	12
c) LIMITES DEL CAUCE DE AVENIDA	12
d) INVASIONES DEL CAUCE DE AVENIDA	13
REGLAMENTACION DEL USO DE LAS PLANICIES	
INUNDABLES	13
a) LIMITES DE INUNDACION	14
b) REGLAMENTOS DE ZONIFICACION	14
c) REGLAMENTO DE CONSTRUCCION	14

biernos Federal, Estatal y Local, a fin de que se restringa la invasión desmedida de las Planicies Inundables y se reglamente su uso.

Como complemento a los puntos anteriores, y buscando ser congruentes con los Planes de Desarrollo, se considera necesario formar un organismo que se encargue a nivel nacional de revisar -- técnicamente (desde el punto de vista hidráulico e hidrológico) los proyectos de obras civiles que sean programados para construirse en las Planicies Inundables; tales como vías terrestres, puentes, alcantarillas, bordos de almacenamiento, etc.

De este organismo, deberán tener conocimiento todas las Dependencias del Ejecutivo Federal, así como los Gobiernos Estatales y Locales, a fin de que envíen a revisión sus proyectos antes de que se construyan.

Para terminar me permitiré mostrar parte de un estudio hidrológico, de los efectuados en trabajos de Administración de Planicies Inundables, el cual fue obtenido para la subcuenca del Río Guanajuato, afluente del Río Lerma, en el Estado del mismo nombre.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Evacuación de Daños Causados por Inundaciones y Perturbaciones Atmosféricas. Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, S. A. R. II., México-1973, 1974, 1975, 1976 y 1977.
- 2.- Evaluation des Dommages de Crues Dans La Vallée de La Saane. Agencia Financiera de Bassin Rhin-Meuse BCEDM. --- Janvier 1971.
- 3.- Proyectos para mitigación de inundaciones. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Ministerio de Obras Públicas Venezuela 1971.
- 4.- Control de inundaciones en Venezuela informe preparado por el Comité Nacional Venezolano de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje 1971.
- 5.- Informe acerca del establecimiento de la zonificación "No-Edificandi" en el Tuy medio Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas. Venezuela 1965.
- 6.- Explotación de Recursos Hidráulicos. Otto Eckstein. Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional 1964.
- 7.- A computer simulation model for flood plain development.- Department the Army Corps of Engineers.
- 8.- Flood-Frequency Analysis, by Tate Dalrymple. Geological survey water supply paper 1543-A, Manual of Hidrology: --

Part 3. Flood-flow Techniques.

- 9.- Flood Plain Management; Iowa's Experience, Iowa State University.
- 10.- Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins. Ven Te-Chow. Engineering Experiment Station Bulletin No. 462.
- 11.- Handbook of Applied Hydrology.- Ven Te Chow.-Mc. Graw-Hill
- 12.- Handbook of Applied Hydraulics.- Calvin Victor Davis.-Mc.-Graw-Hill.

PREVENCIÓN DE DAÑOS POR INUNDACION

MEDIDAS CORRECTIVAS

MEDIDAS PREVENTIVAS

CONTROL DE INUNDACION

PRESAS Y ALMACENAMIENTOS

BORDOS Y MUROS

MEJORAMIENTO DE CANALES

CONSERVACION DE CUENCAS

OTROS

OTRAS MEDIDAS CORRECTIVAS

PLANES DE AUXILIO

PROYECTOS DE AVENIDAS

SISTEMAS DE ALERTA

DESARROLLO URBANO

OTROS

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

ORDENAMIENTO DE ZONAS

CONTROL DEL USO DE LA TIERRA

REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

ASPECTOS TECNICO-LEGALES

OTROS

OTRAS MEDIDAS PREVENTIVAS

SUPERVISION TECNICA

SEÑALAMIENTO

VIGILANCIA POLICIACA

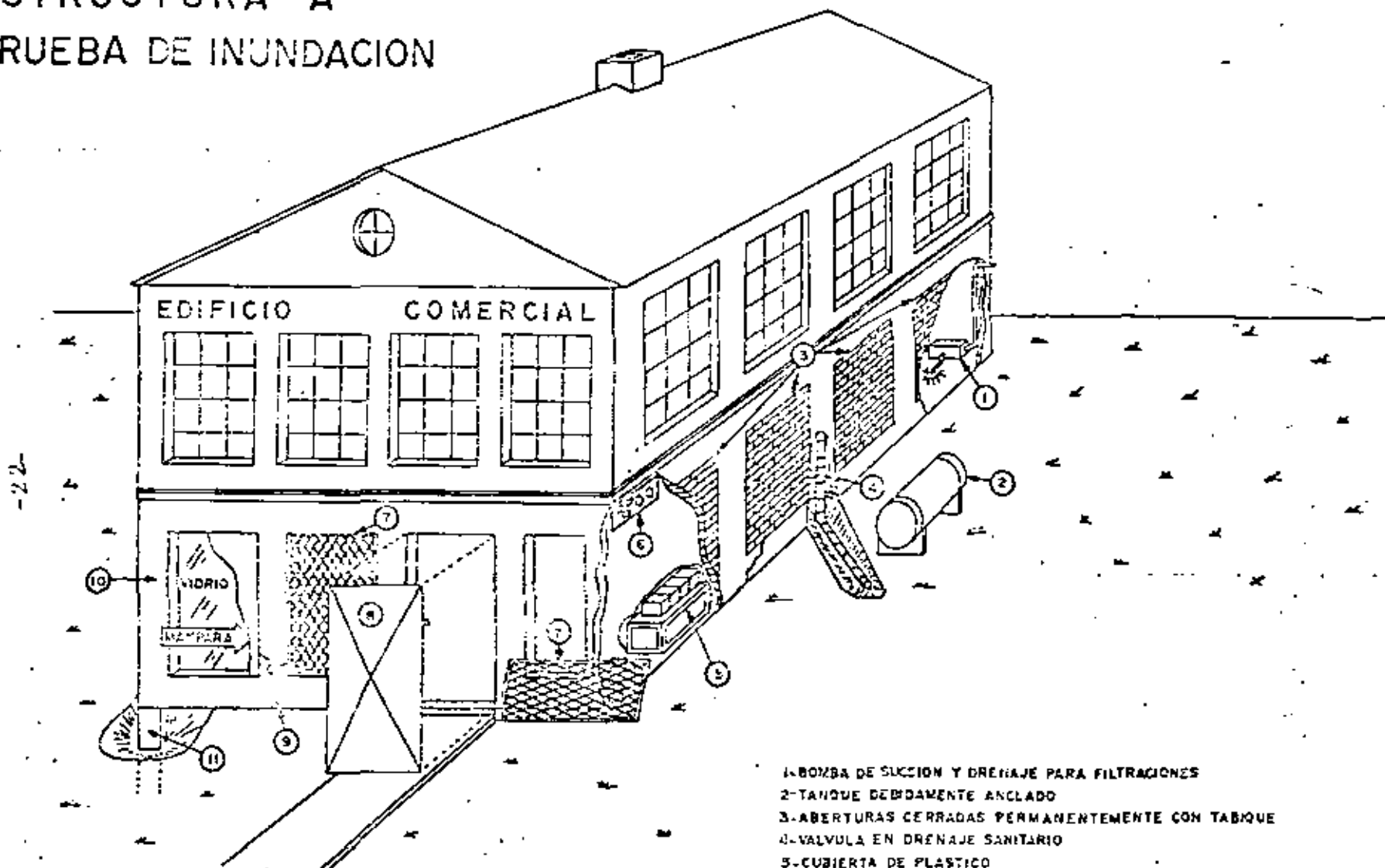
ESPACIOS ABIERTOS

AGRICULTURA Y PASTOREO

OTROS

EFORMACION PUBLICA Y EDUCATIVA

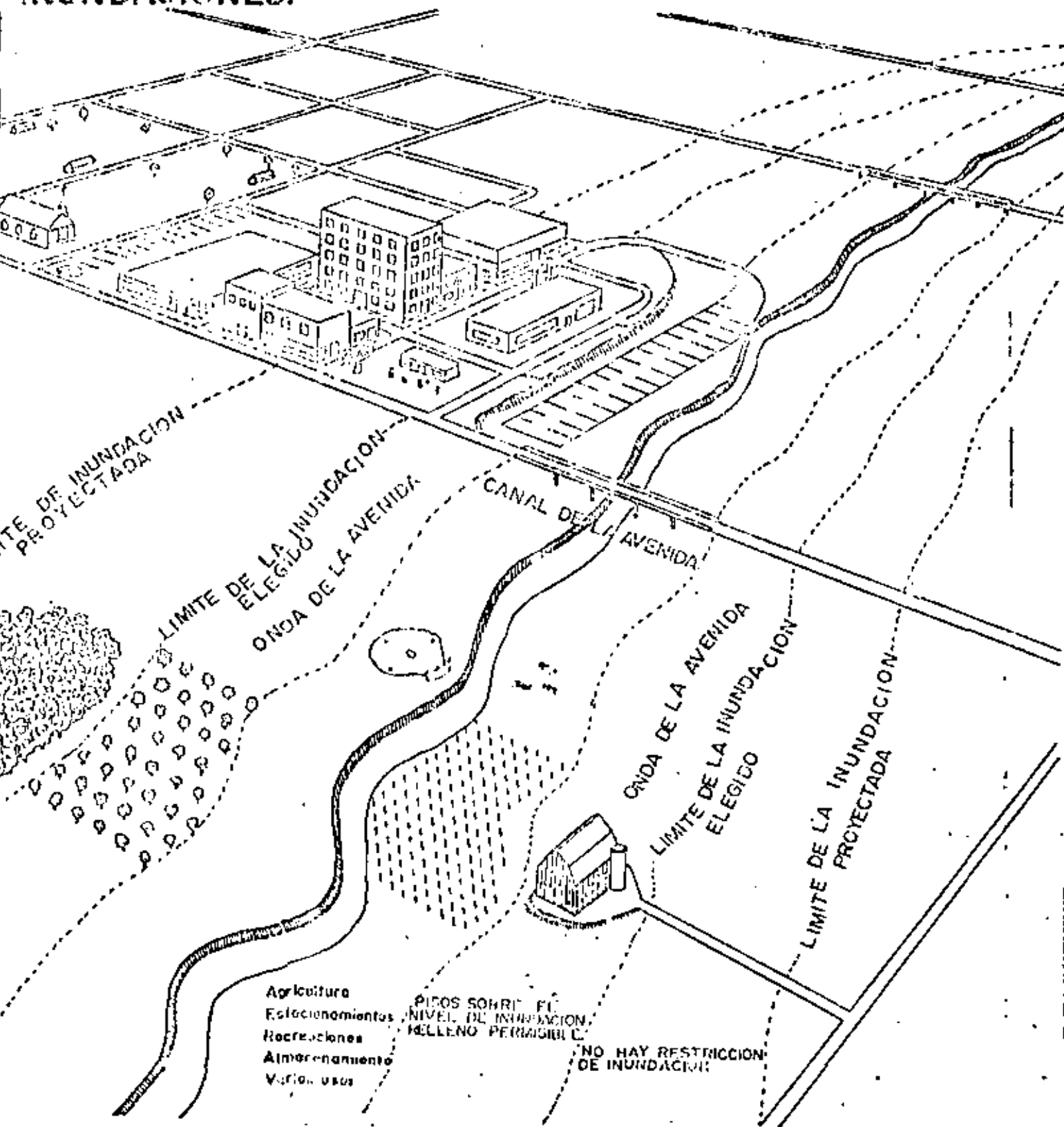
ESTRUCTURA A PRUEBA DE INUNDACION



- 1-BOMBA DE SUCCION Y DRENAJE PARA FILTRACIONES
- 2-TANQUE DEBIDAMENTE ANCLADO
- 3-ABERTURAS CERRADAS PERMANENTEMENTE CON TABIQUE
- 4-VALVULA EN DRENAJE SANITARIO
- 5-CUBIERTA DE PLASTICO
- 6-TABLEROS DE CONTROL ELEVADOS
- 7-MALLAS PARA EVITAR RUPTURAS DE VIDRIOS POR CUERPOS FLOTANTES
- 8-MAMPARA DE ACERO PARA ENTRADA
- 9-FISURAS SELLADAS CON CEMENTO
- 10-VIDRIO
- 11-IMPREGNANTE PARA REDUCIR LA FILTRACION
- 12-ANCLAJE

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

PARA FOMENTAR EL MODO DE EVITAR DAÑOS POR INUNDACIONES.



ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO-SILAO
SURCUENCA DEL RIO LERMA

INTRODUCCION

La cuenca del Río Guanajuato-Silao, está situada en la Región - del Bajío con los linderos siguientes:

N-E	Cuenca del Río Laja
W	Cuenca del Río Turbio
S-E	Cuenca del Río Temascalio
S	Cuenca del Río Lerma

El área de esta cuenca es de 3 220 Km² comprendida dentro de los municipios de Silao, León, Romita, San Francisco del Rincón, Pueblo Nuevo, Irapuato y Guanajuato, del Estado de Guanajuato.

Las estaciones hidrométricas principales con que cuenta esta -- cuenca son "Las Américas" y "Silao", situadas sobre los ríos -- Guanajuato y Silao, respectivamente, por medio de las cuales se tiene conocimiento de los escurrimientos diarios que pasan por sus respectivos ríos.

Debido al problema de inundaciones que periódicamente se presen -- tan en las planicies de esta cuenca, fué preciso realizar estu -- dios tanto hidrológicos como hidráulicos: esto es con el fin -- de predecir en un momento dado los gastos que llegaran a las zo -- nas planas donde provocan inundaciones, y por lo tanto pérdidas tanto personales, como económicas.

1.- ESTUDIOS DE FRECUENCIA

Para el estudio de los períodos de retorno de los gastos, se to

ma como base los registros hidrométricos en las estaciones-
"Las Américas" y "Silao". Para el análisis estadístico pro-
babilístico se cuenta con muchos tipos de distribuciones co-
mo son: Gumbel, Nash, Lebedier, Moran, etc.

Para el presente estudio se encontró que la distribución que
más se adopta es la de Gumbel, con la que se obtuvieron los
siguientes resultados:

Estación "Las Américas"

Tr años	Q m ³ /seg.	Q ₃ Max. m ³ /seg.
5	346.5	486.5
10	432.0	572.0
15	482.0	622.0
20	517.0	657.0
25	545.0	685.0
30	567.5	707.5
35	586.5	726.5
40	602.9	742.9

La ecuación que nos dá el gasto asociado al período de re-
torno para la estación "Las Américas" es:

$$Q = 148.1 + 123.3 \ln Tr \quad m^3/seg.$$

El intervalo de confianza o sea aquel intervalo dentro del
cual puede variar Q dependiendo del registro disponible es:

$$Q = \pm 140.0 \quad m^3/seg.$$

$$Q_{max} = Q + 140$$

$$Q_{max} = 288.1 + 123 \text{ LnTr}$$

Estación "Silao"

La ecuación que proporciona el gasto asociado al período de retorno para la Estación "Silao" es:

$$Q = 45.1 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Con un intervalo de confianza de:

$$\Delta Q = \pm 72.5$$

Por lo tanto;

$$Q_{max} = 117.6 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Tr	m^3 O/seg.	Q_{max} m^3 /seg
5	147.5	220.0
10	191.5	264.0
15	217.5	290.0
20	235.6	308.1
25	249.8	322.3
30	261.4	333.9
35	271.2	343.7
40	279.7	352.2

2.- RELACION DE GASTOS MÁXIMOS-TIRANTES PARA LA ESTACION HIDROMETRICA "LAS AMERICAS"

Se cuenta con un registro de gastos máximos aforados y sus correspondientes niveles en la Estación "Las Américas", los

cuales permiten calcular la curva Q-Y. Una ecuación representativa estaría dada por:

$$Q = KY^i$$

Si se linealiza logarítmicamente, tendremos:

$$Q = 9.7659 Y^{2.41}$$

Y tirante máximo de agua registrado en la estación (m)

Q gasto máximo para el tirante máximo en la estación m³/seg.

3.- ESTUDIO DE CORRELACION LINEAL PARA APLICARLO EN LA OBTENCION DEL MODELO MATEMATICO QUE RELACIONA LOS GASTOS AFORADOS ENTRE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS "LAS AMERICAS" Y "SILAO", - SITUADAS EN LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO Y SILAO.

n	AÑO	EST. "LAS AMERICAS"	EST. "SILAO"
1	1958	163	96.0
2	1959	288	92.3
3	1960	207	35.5
4	1961	36.9	1.3
5	1962	330.0	210.
6	1963	147.0	12.7
7	1964	210.8	68.0
8	1965	157.2	64.9
9	1966	148.4	61.0
10	1967	400.0	125.2
11	1968	88.5	45.8

n	AÑO	EST. "LAS AMERICAS"	EST. "SILAO"
12	1969	53.9	28.2
13	1970	266.5	93.2
14	1971	354.1	122.7
15	1972	52.0	39.6
16	1973	350.0	87.7
17	1974	90.8	6.5
18	1975	192.6	34.5
19	1976	500.0	277.2

n	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "LAS AMERICAS"	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "SILAO"
1	163.0	96.0
2	288.0	92.3
3	207.0	35.5
4	36.9	1.3
5	330.0	210.0
6	147.0	12.7
7	210.8	68.0
8	157.2	64.9
9	148.4	61.0
10	400.0	125.2
11	88.5	45.8
12	53.9	28.2
13	266.5	93.2
14	354.1	122.7
15	52.0	39.6
16	350.0	87.7

n	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "LAS AMERICAS"	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "SILAO"
17	90.8	6.5
18	192.6	34.5
19	500.0	277.2
	4036.7	1370.0
	$\bar{X} = 212.5$	$\bar{Y} = 72.1$

$$\sum X_i = 4\ 036.7$$

$$\sum Y_i = 1\ 370.0$$

$$\sum (X_i)^2 = 1\ 663\ 182.7$$

$$\sum (Y_i)^2 = 205\ 456.77$$

$$\sum (X_i Y_i) = 457\ 017.5$$

CALCULO DE LOS PARAMETROS a y b

$$S_{XX} = 19 \times 1\ 663\ 182.7 - (4\ 036.7)^2 = 5\ 805\ 524.41$$

$$S_{YY} = 19 \times 205\ 456.77 - (1\ 370)^2 = 3\ 153\ 053.5$$

$$b = 0.54311$$

$$\bar{Y} = 72.1$$

$$\bar{X} = 212.5$$

$$a = 72.1 - 0.54311 \times 212.5 = - 43.3109$$

La ecuación de la recta de regresión, que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos medios anuales, entre los Ríos Silao y Guanaajuato es:

$$Y' = - 43.3109 + 0.54311x$$

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

donde

Q_s = Gasto de la Estación "Silao"

Q_g = Gasto de la Estación "Las Américas"

4.- ANALISIS PRECIPITACION ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA QUE AFORA LA ESTACION "LAS AMERICAS"

Para el estudio de las precipitaciones se usa el Método de Polígonos de Thiessen con lo cual se obtiene la precipitación media diaria en la cuenca del Río Guanajuato hasta la Estación "Las Américas". Se analizaron las precipitaciones máximas mensuales registradas en las Estaciones Climatológicas asociadas al gasto de salida correspondiente.

ESTACION	AREA (Km ²)
Aldama	30.7
Calderones	232.6
Guanajuato	114.2
Silao	25.9
N. Valle de Moreno	32.1
Santa Rosa	80.1
TOTAL	<hr/> 516 Km ²

Se obtuvo la ecuación que relaciona la precipitación diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento con los gastos de salida de la cuenca.

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

donde:

- A Area de la cuenca en Km²
- H Altura de precipitación media diaria acumulada en Mm.
- C Coeficiente de escurrimiento que varía de 6 a 18.6 dependiendo del tiempo que se tenga lloviendo sobre la cuenca, con intensidades mayores o igual a 20mm/hora.

El tiempo de retraso para esta cuenca se obtuvo con el siguiente resultado:

$$t_p = C_t (L - L_g)^{0.30}$$

Donde

- L Longitud del cauce principal
- L_g Distancia al centro de gravedad de la cuenca.
- C_t Varía de 1.8 a 2.2 dependiendo del tipo de la vegetación del suelo.

Para la Cuenca Rio Guanajuato

$$L = 36 \text{ Km.}$$

$$L_g = 15.3 \text{ Km.}$$

$$C_t = 2.0$$

$$t_p = 4.96 \text{ horas}$$

t_p Tiempo que tarda una partícula de agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca a la estación de salida.

C O N C L U S I O N . -

Pasos a seguir para la interpretación del presente informe:

- 1.- Con la ecuación que relaciona la precipitación diaria acumulada

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^2$$

se obtiene el gasto máximo que pasará por la estación "Las Américas", con base en la altura de precipitación diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento.

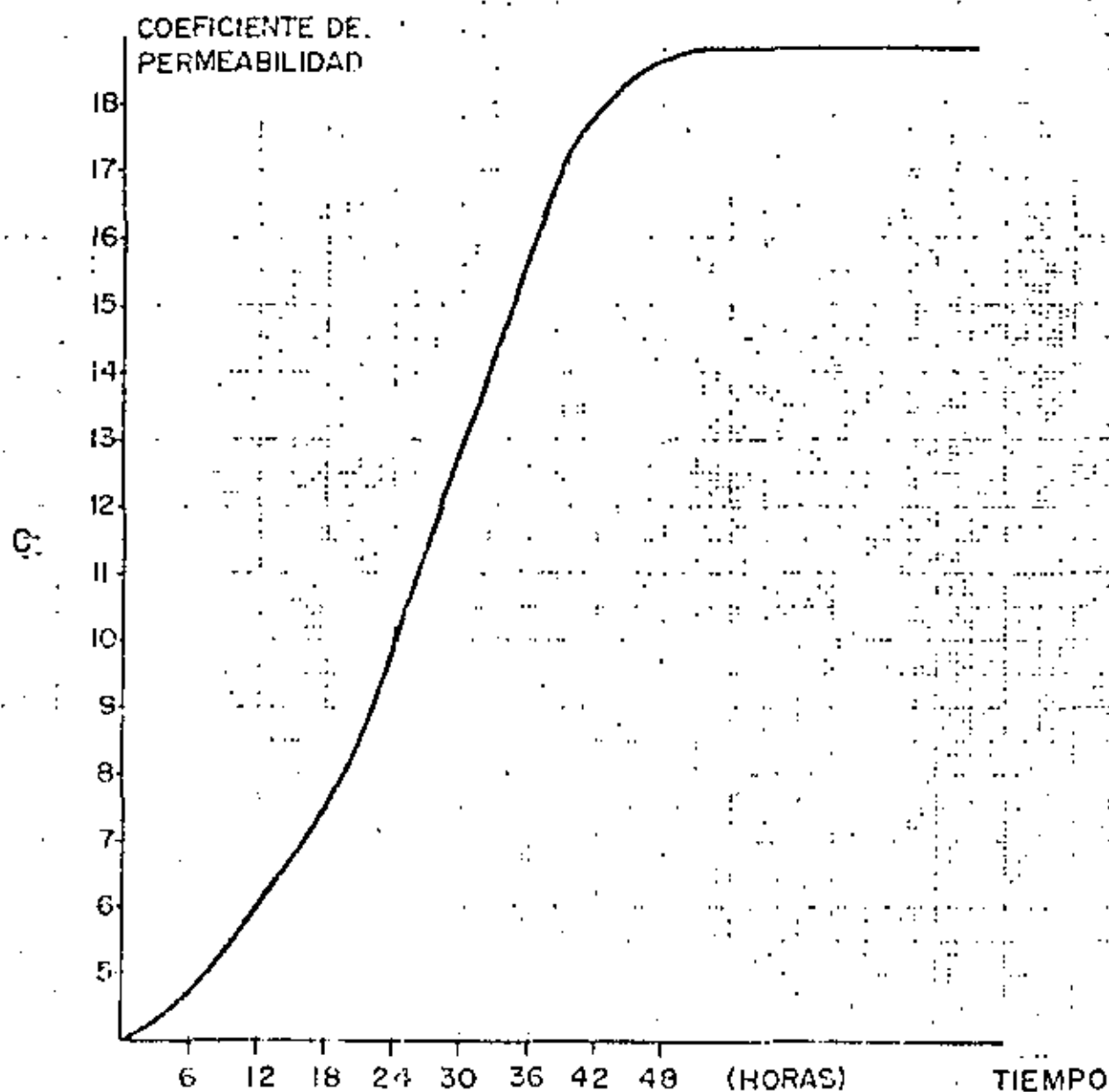
- 2.- Conocido el tipo de suelo y su vegetación, se propone C_t , - con el cual se puede calcular el tiempo de retraso que es - el tiempo que se tarde en presentar el gasto máximo en la - estación, a partir del momento en que se inició la precipi- tación.
- 3.- Con el tiempo de retraso de (.2) y el tiempo que tarda en - transitar la avenida desde la estación a la población, se - tendrá el tiempo disponible para la operación de alertamien- to.
- 4.- Conocidos los gastos que se tendrán en la estación "Las Amé- ricas", se puede conocer el escurrimiento que se presentará en la estación "Silao", por medio de la ecuación que los re- laciona

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

- 5.- Con los gastos pronosticados en los Ríos Guanajuato y Silao, y si además se conoce la capacidad máxima de los cauces, se

puede conocer el gasto en exceso que escurre hacia la zona inundable, y de alguna manera (por medio de la topografía de la zona), predecir el potencial de inundación.

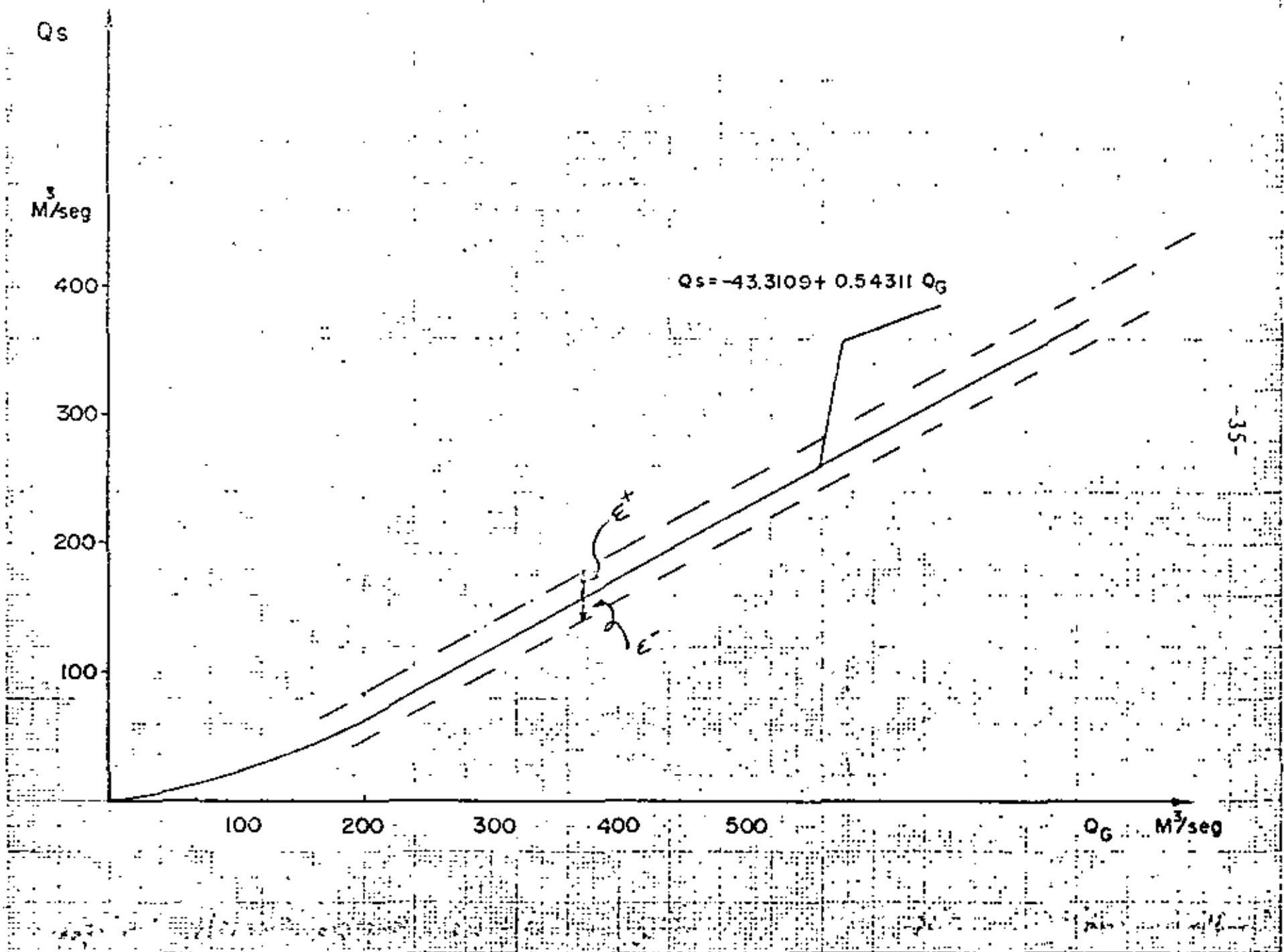
CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO



TIEMPO TRANSCURRIDO DESDE EL INICIO DE LAS LLUVIAS.

$$Q = 0.0278 A^{3/4} CH^{1/2}$$

C SE OBTUVO PARA INTENSIDADES MAYORES DE 20 mm/hora







centro de educación continua
División de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

ESTRATEGIA Y MEDIDAS PARA EL ALERTAMIENTO Y
EVACUACIONES DE ZONAS AFECTADAS POR INUNDACIONES.

ING. DAVID PEREZ GAVILAN

FEBRERO, 1979



CONTROL DE AVENIDAS

TEMA 13: Estrategia y medidas para el alertamiento y evacuación de zonas afectadas por inundaciones.

- e) La percepción remota como herramienta útil para identificar áreas inundadas.

POR: ING. DAVID PEREZ GAVILAN



APLICACION DE LA PERCEPCION REMOTA PARA IDENTIFICAR AREAS INUNDADAS.

1. Características de las imágenes del Landsat.

Las cuatro imágenes producidas por el MSS (Rastreador Multiespectral) de la serie LANDSAT ofrecen una oportunidad única de comparar las diferentes reflexiones de la superficie terrestre en base a una cobertura repetitiva. Una imagen típica del LANDSAT proporciona una vista casi ortogonal de 185 Km. por lado. Dado que la altitud a la que se encuentran los satélites es de 920 Km. y el campo visual del rastreador es angosto y permite formar toda el área dentro de una sola imagen evitándose de esta manera las características de varias líneas de vuelo de fotografías tomadas a una altitud menor, por lo tanto las reflectancias sobre toda la escena pueden ser comparadas casi sin ningún efecto causado por la inclinación.

La cobertura cada 18 días permite al fotointérprete tener información para analizar los cambios que ocurren con el tiempo. Las regiones del espectro que cubren cada una de las cuatro diferentes bandas del MSS se encuentran generalizadas en la tabla No. 1.

En resumen, las características más favorables de las imágenes -- proporcionadas por la serie LANDSAT son:

- 1) Visión casi ortogonal, (desviación de 4°),
- 2) Cobertura de una gran área,
- 3) Diferentes longitudes de onda,
- 4) Datos en diferentes épocas del año.
- 5) Reduce los efectos de varias líneas de vuelo a baja altitud. -
Las limitantes, incluyen los factores tales como, su baja reso-

lución (80m), atenuación atmosférica, diferencias a lo largo del tiempo, acomodo de los itinerarios para los muestreos terrestres, etc.

2. Bases para la interpretación multiespectral.

La interpretación multiespectral de las imágenes del LANDSAT se basa en:

- 1) La diferencia en penetración de las distintas bandas a través del agua y
- 2) La alta reflectancia de algunos organismos presentes en el agua.

En la figura 1 se presenta una ilustración generalizada de la penetración en aguas claras de varias porciones del espectro electromagnético. Hay que hacer notar que la máxima penetración de energía luminosa en el agua para las regiones del espectro donde toma imágenes el LANDSAT corresponde a la banda MSS4 y generalmente decrece de MSS4 5 6 7. La transmisión de la luz en aguas claras depende primordialmente de: (1) Absorción de la energía luminosa y (2) reflexión y difusión de las ondas luminosas cuando viajan a través de medios acuosos.

En la figura 2 se presenta un ejemplo de dos fotografías expuestas en dos diferentes longitudes de onda. Estas incluyen dos piscinas de profundidades variables conteniendo agua relativamente clara y la superficie de reflexión es el fondo blanco de las mismas. Hay que hacer notar que las diferencias en reflectancia indicando diferentes profundidades (fotografía a) son grabadas en la imagen como variaciones de densidad en la banda roja, mientras

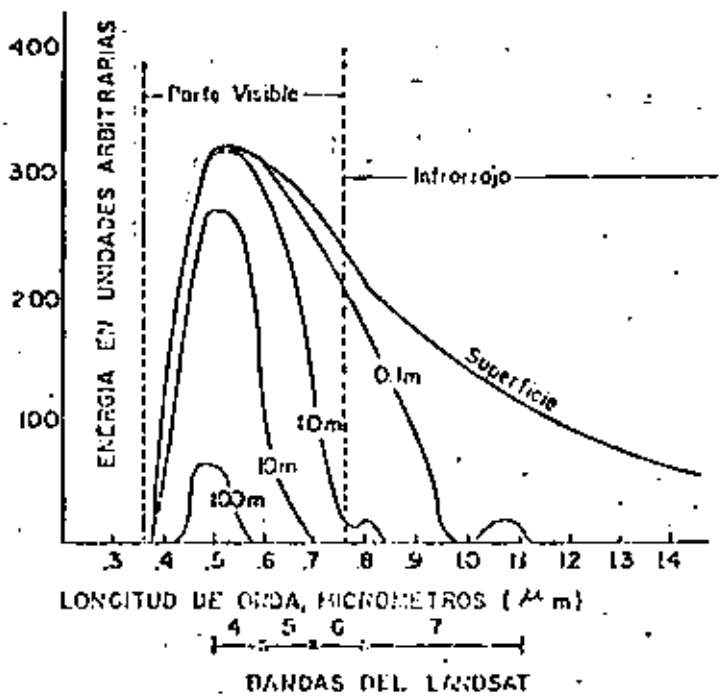


Fig. 1 Espectro de la energía solar y radiación del ciclo llegando a varias profundidades de aguas claras.

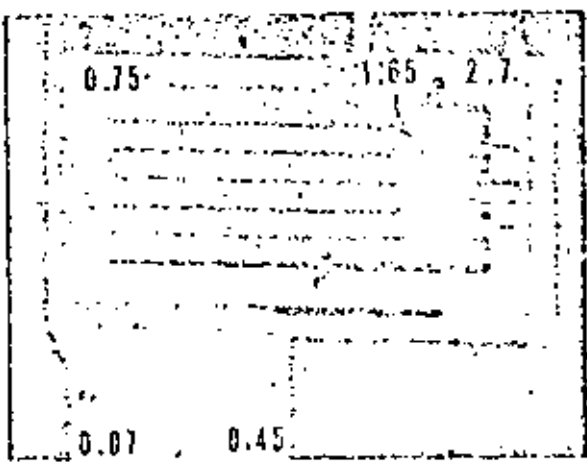


Fig. 2 Ejemplo de una piscina con agua relativamente clara.

- a) Película Kodak 8403 TRX blanco y negro filtrada en la región 0.59 - 0.7 μ m (filtro # 25 - Rojo)
- b) Película Kodak 2424 filtrada en la región 0.68 - 0.90 μ m (filtro # 89B - Infrarrojo)

que en la fotografía (b), correspondiente a la banda infrarroja las diferencias en densidad no son apreciables, mientras que en la piscina menos profunda las diferencias en densidad si son apreciables en la región del infrarrojo. Se utilizaron varias exposiciones en la impresión de las fotografías para resaltar las diferencias que existían en la transparencia original. Hay que hacer notar que no se pueden observar diferencias en tono para la parte profunda de la piscina si son apreciables dentro de la región del rojo, cuando las impresiones tienen la exposición adecuada. Por otro lado para ésta impresión, en la parte menos profunda de la piscina no se notan diferencias dentro de la región roja, por lo que es necesario darle a las impresiones una exposición adecuada para que se puedan notar las diferencias en reflectancia que se encuentran en la transparencia original, y facilitar la interpretación visual si se hace de impresiones fotográficas. En el caso que se encuentren sustancias absorbentes, reflejantes y/o esparcidas disueltas o suspendidas sus propiedades dentro del espectro van a modificar la reflectancia de todo el conjunto en general, la profundidad que alcanzan determinadas longitudes de onda aunada a la propiedad mencionada, dá lugar a un método eficiente para la interpretación multiespectral de las imágenes proporcionadas por el satélite LANDSAT. La banda MSS7- dentro de la región infrarroja del espectro es la más conveniente para localizar los cuerpos de aguas superficiales debido a la gran diferencia en contraste entre estos y el conjunto que los rodea. Si a esto le agregamos que si en el cuerpo de agua se encuentran sustancias que reflejan y diseminan la radiación que llega, tendrían que encontrarse en la superficie o muy cercanas a ella para poder ser vistas en las bandas del infrarrojo; mientras que por otro lado en las bandas verde y roja podrían revelarlas a una profundidad mucho mayor. El mayor potencial de pe-

netración profunda en aguas claras o limpias de la energía luminosa dentro del espectro que cubren las bandas del satélite es la banda MSS4. La interpretación visual trae consigo la comparación de las aparentes reflectancias tal y como se encuentran en la imagen para diferentes cuerpos de agua dentro de una misma imagen.

<u>Banda</u>	<u>Longitud de Onda (Um) *</u>	<u>Color dentro del espectro</u>	<u>Características favorables de Observación.</u>
4	0.5 - 00.6	verde	Profundidad, sedimentos y dirección de flujo en los cuerpos de agua.
5	0.6 - 00.7	rojo inferior	Patrones de drenaje, suelos, rocas desnudas y ciudades.
6	0.7 - 00.8	Rojo superior infrarrojo inferior	Diferentes tonos de la vegetación viva.
7	0.8 - 01.1	Infrarrojo	Penetración de bruma y mayor contraste entre suelo y agua.

* Um = 10⁻⁶m.

3. Aplicaciones

En la C.P.N.H. (Comisión del Plan Nacional Hidráulico) se desarrolló una metodología para la obtención del uso actual del suelo a nivel Nacional ¹ a una escala 1:1 millón, dentro de la cual uno de los usos que se cuantificó fue el de cuerpos de agua superficiales y obtuvieron resultados tanto a nivel de las regiones en que se dividió el país por la C.P.N.H. como nivel estatal, estableciéndose que para todo el país existen 28 245.52 Km² de arcas-

1 H. Garduño, R. García, L. F. García, D. Pérez Gavilán. Utilización de las imágenes del Satélite ERTS-1 En la Planeación de los Recursos Hidráulicos, I Congreso Nacional y I Interamericano de Fotogrametría, Fotointerpretación y Geodesia, México, D.F. 1973.

cubiertas con cuerpos de agua superficiales. Debido a la magnitud de la escala en la que fue hecho el estudio y que su principal enfoque no fue solo a la determinación de las áreas cubiertas con cuerpos de agua superficiales, sino que este concepto era solo uno de los objetivos del estudio, se está desarrollando actualmente una metodología para la obtención de éstas a una escala mucho menor: 1:250,000, utilizando exclusivamente ampliaciones de la banda MSS7, la cual como ya se explicó es la que mayor contraste da entre el agua y el conjunto que la rodea. Esta metodología se está aplicando actualmente en la cuenca del Río Papaloapan, para la cual los resultados preliminares nos indican que existe una superficie de 745 Km² con cuerpos de agua superficiales.

4. Conclusiones

El agua superficial generalmente tiene una reflectancia mucho menor en las bandas de LANDSAT que el paisaje que la rodea. Por tanto, si lo que se quiere obtener es información con respecto a estos cuerpos, en las impresiones que se hagan de las transparencias originales se tendrán que alterar los tonos para obtener un mayor contraste aunque esto acarree que se pierda información con respecto a otros parámetros. Si se van a utilizar las transparencias de color compuesto para interpretar agua superficial es más conveniente utilizar para éste las bandas MSS4, 5 y 6 en lugar de las MSS4, 5 y 7 que son las que normalmente se usan.

Se ha presentado por un lado una breve explicación de cuales son las propiedades de las imágenes proporcionadas por la serie de satélites LANDSAT, y sus aplicaciones con respecto al agua superficial y por otro una de las múltiples aplicaciones que se le pueden dar. Estas técnicas nos permiten tener una evaluación tanto-

en superficie ocupada como en localización geográfica de los cuerpos de agua superficiales de una manera mucho más rápida y económica que mediante los métodos convencionales y con un grado de confiabilidad muy elevado (más del 95%); por otro lado estas técnicas no tratan de sustituir completamente los métodos ya establecidos, sino que son tan solo un gran apoyo, puesto que de esta manera se pueden planear estudios de mayor detalle solo en aquellas áreas que mediante estas técnicas se haya visto que existe potencial, con lo cual el tiempo y los costos de éstos también se pueden abatir de manera considerable.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Water Resources Instrumentation, International Water Resources Association, Ann Arbor science june 4-6, 1974 (Tomo I y II)
- 2.- Donal G. Moore, M. Wehde, V. Myers, A Guide for Optical Processing and Use Of Erts - 1 MSS Data for Analysis of Surface --- Water: A Practical Approach, R. S. I., South Dakota State University, Brookings, S.D. July 1974.
- 3.- NASA Earth Resources Survey Symposium, Houston, Texas, June - 1975, (6 volúmenes).



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

EVALUACION DE OBRAS Y DAÑOS CAUSADOS POR INUNDACIONES

ING. CLEMENTE TREJO DOMINGUEZ

FEBRERO, 1979



Descripción del Algoritmo. *

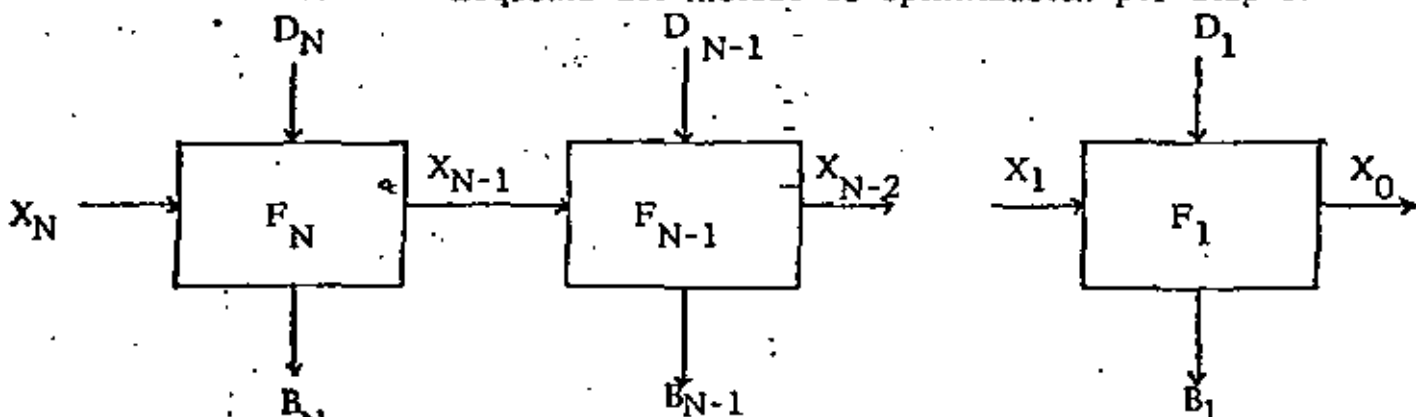
El Problema.

P es un proyecto con N áreas de inversión.

T es el monto de la inversión total que debe hacerse para realizar P.

Se desea tener una distribución óptima de T entre las N áreas de P de manera que si no se cuenta con el total T, sino con una parte T' de T, ($T' \leq T$), entonces la distribución de T' sea también óptima.

Esquema del método de optimización por etapas.



- Cada cuadrado representa una de las etapas
- $X_n = T$ es la entrada
- $X_0 = 0$ es la salida
- $X_i =$ es la cantidad disponible para invertir en el área i.

* Tomado de Estudios de Programación de Inversión es en el Distrito de Riego No. 11. Departamento de Sistemas de la Subdirección de Programación y Programas de grande Irrigación SARH 1978.



D_i Es el conjunto de decisiones de inversión que podemos hacer en el área i .

Este conjunto tiene un rango de 0 a X_i .

F_i Es la ley de variación inversión-beneficio en el área i .

B_i Es el conjunto de los valores que toma la función F_i para cada D_i .

Solución.

El problema se resuelve llenando las tablas que se presentan a continuación. La primera representa la primera etapa, donde se analiza la 1.ª área de inversión; la segunda se utiliza para analizar todas las demás etapas, de la 2.ª a la N (desde el análisis de las 2 primeras áreas hasta el análisis de todas las áreas). En la tabla se presenta la forma general.

El resultado final nos lo dará la matriz que se forma en la columna denominada "Valores de d_1^*, \dots, d_N^* que producen el beneficio óptimo,

de la última etapa.

Esta matriz va a tener N columnas, pero el número de sus renglones depende de cuál sea el número de combinaciones de inversión que producen el beneficio óptimo para cada posibilidad de inversión X_N --

donde $0 \leq X_N \leq M$.

Por lo tanto la matriz puede llegar a tener desde $M + 1$ renglones (cuando no se repita ninguna combinación) hasta $1 + 2 + 3 \dots + M + 1$ renglones. Esta cantidad es igual a $(M + 1)(M + 2) / 2$. Como puede verse, cuando M y N son muy grandes este método no se puede aplicar.

1a. ETAPA: ANALISIS DE LA 1a. AREA DE INVERSION

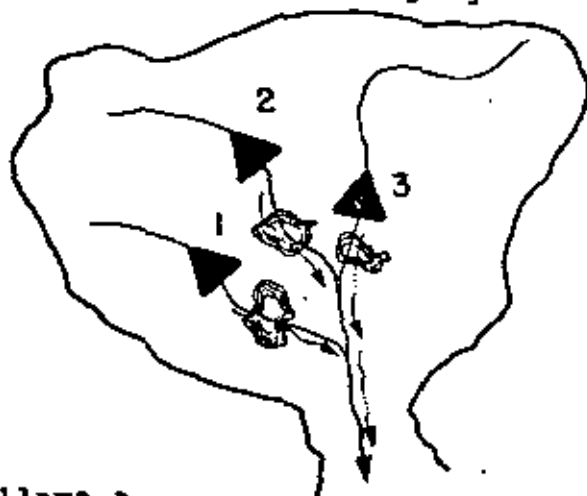
Posibilidades de Inversión	Opciones de Inversión	Beneficios	Beneficio óptimo	Valor de d_1^* que produce el beneficio óptimo
X_1	$d_1 \leq X_1$	$f_1(d_1)$	$f_1(d_1^*)$	
0	0	$f_1(0)$	Máx $f_1(d_1^*(0))$	$d_1^*(0)$
1	0	$f_1(0)$	Máx $f_1(d_1^*(1))$	$d_1^*(1)$
	1	$f_1(1)$		
2	0	$f_1(0)$	Máx $f_1(d_1^*(2))$	$d_1^*(2)$
	1	$f_1(1)$		
	2	$f_1(2)$		
M	0	$f_1(0)$	Máx $f_1(d_1^*(M))$	$d_1^*(M)$
	1	$f_1(1)$		
	2	$f_1(2)$		
	⋮	⋮		
	M - 1	$f_1(M - 1)$		
	M	$f_1(M)$		

TABLA DEL ANALISIS DE LA ETAPA K

Posibilidad de inversión en el área X_k	Valores posibles de $d_k \in X_k$	Beneficio de la etapa K $f_k(d_k)$	Posibilidad de inversión en las K-1 áreas anteriores $X_k - d_k$	Beneficio Óptimo de las etapas anteriores $F_{k-1}(X - d_k)$	Valores de las decisiones óptimas de las etapas anteriores $d_{1,1}^* \dots d_{1,k-1}^*$	Beneficio Acumulado $f_k(d_k) + F_{k-1}(X - d_k)$	Beneficio Óptimo en la etapa K $F_k(X_k)$	Valores de $d_1^* \dots d_k^*$ que producen el beneficio óptimo.	Número máximo de combinaciones de inversión que producen el beneficio óptimo.
0	0	$f_k(0)$	0	$F_{k-1}(0)$	$d_{0,1}^* \dots d_{0,k-1}^*$	$f_k(0) + F_{k-1}(0)$	Para cada X_k se elige el beneficio más alto -- entre los beneficios acumulados de todas las decisiones posibles.	Para cada posibilidad de inversión X_k se elige las combinaciones de decisiones de inversión -- que hacen que se alcance el beneficio óptimo.	1
1	0	$f_k(0)$	1	$F_{k-1}(1)$	$d_{1,1}^* \dots d_{1,k-1}^*$	$f_k(0) + F_{k-1}(1)$		Para cada $X_k = 1$ donde $l=0, \dots, M$ puede haber entre l e $l+1$ combinaciones que alcancen el beneficio óptimo.	2
	1	$f_k(1)$	0	$F_{k-1}(0)$	$d_{0,1}^* \dots d_{0,k-1}^*$	$f_k(1) + F_{k-1}(0)$			
2	0	$f_k(0)$	2	$F_{k-1}(2)$	$d_{2,1}^* \dots d_{2,k-1}^*$	$f_k(0) + F_{k-1}(2)$		Para cada $X_k = 2$ donde $l=0, \dots, M$ puede haber entre l e $l+1$ combinaciones que alcancen el beneficio óptimo.	3
	1	$f_k(1)$	1	$F_{k-1}(1)$	$d_{1,1}^* \dots d_{1,k-1}^*$	$f_k(1) + F_{k-1}(1)$			
	2	$f_k(2)$	0	$F_{k-1}(0)$	$d_{0,1}^* \dots d_{0,k-1}^*$	$f_k(2) + F_{k-1}(0)$	Para cada $X_k = 3$ donde $l=0, \dots, M$ puede haber entre l e $l+1$ combinaciones que alcancen el beneficio óptimo.	4	
M	0	$f_k(0)$	M	$F_{k-1}(M)$	$d_{M,1}^* \dots d_{M,k-1}^*$	$f_k(0) + F_{k-1}(M)$	Para cada $X_k = M+1$ donde $l=0, \dots, M$ puede haber entre l e $l+1$ combinaciones que alcancen el beneficio óptimo.	M+1	
	1	$f_k(1)$	M-1	$F_{k-1}(1)$	$d_{M-1,1}^* \dots d_{M-1,k-1}^*$	$f_k(1) + F_{k-1}(M-1)$			
	M	$f_k(M)$	0	$F_{k-1}(0)$	$d_{0,1}^* \dots d_{0,k-1}^*$	$f_k(M) + F_{k-1}(0)$			

PROBLEMA TEORICO DE PROGRAMACION DE INVERSIONES PA
RA OBRAS DE CONTROL DE AVENIDAS *

Se tienen tres proyectos de control de avenidas en una cuenca en la que se desea invertir 3,000 millones de pesos. ¿Cuánto debe invertirse en cada proyecto?



Si se llama a

X_i = Nivel de inversión en el proyecto i

$f(X_i)$ = Beneficio del proyecto i debido a la inversión X_i

$Q(X_i)$ = Gasto a controlar (m^3/seg) con una inversión X_i

d_i = Decisión del Nivel de Inversión en la i -ésima area

Las características de los proyectos son las siguientes:

Producen beneficios independientes y su valor es:

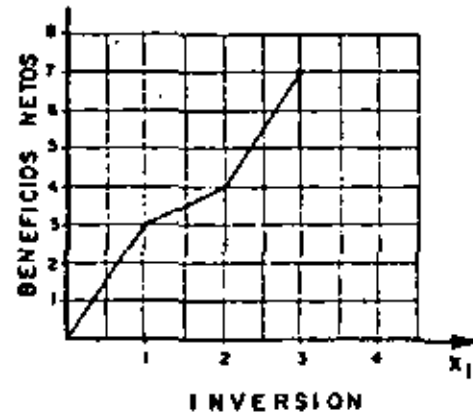
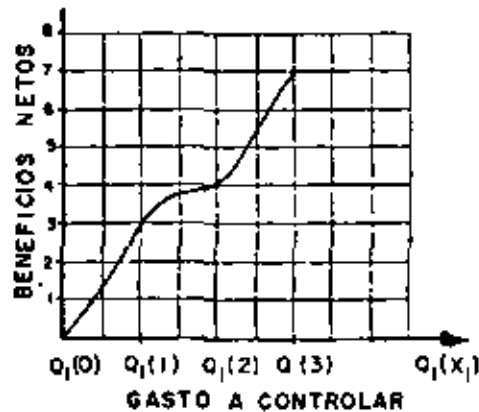
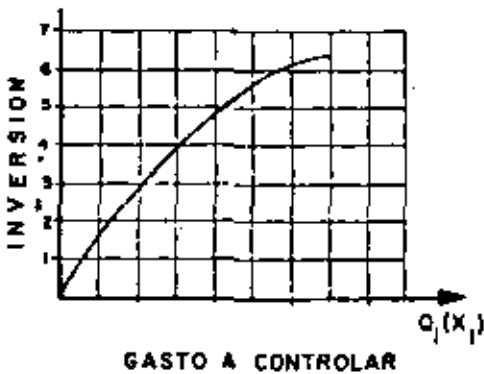
* Adaptado de un ejemplo del libro Enfoque de Sistemas por Gerez V. y Grijalva M., Ed. Limusa 1976.

PROYECTO 1

Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Inversión \$ Miles de Mill.
$Q_1(0)$	0
$Q_1(1)$	1
$Q_1(2)$	2
$Q_1(3)$	3

Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Beneficios Netos \$ Miles de Mill.
$Q_1(0)$	0
$Q_1(1)$	3
$Q_1(2)$	4
$Q_1(3)$	7

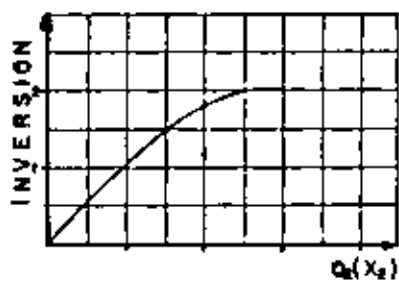
Función de Beneficio \$ Miles de Mill.	Beneficio Netos \$ Miles de Mill.
$f_1(0)$	0
$f_1(1)$	3
$f_1(2)$	4
$f_1(3)$	7



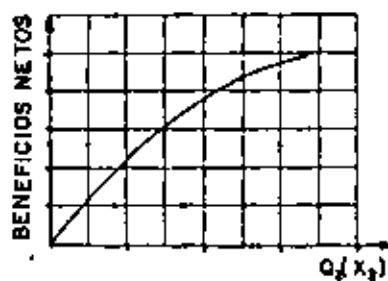
Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Inversión \$ Miles de Mill.
Q ₂ (0)	0
Q ₂ (1)	1
Q ₂ (2)	2
Q ₂ (3)	3

Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Beneficios Netos \$ Miles de Mill.
Q ₂ (0)	0
Q ₂ (1)	2
Q ₂ (2)	4
Q ₂ (3)	6

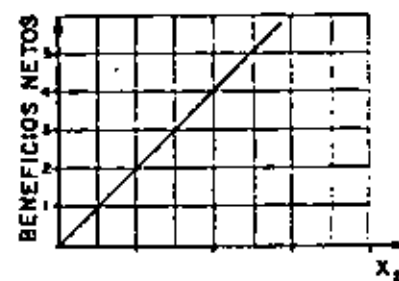
Función de Beneficio \$ Miles de Mill.	Beneficios Netos \$ Miles de Mill.
f ₂ (0)	0
f ₂ (1)	2
f ₂ (2)	4
f ₂ (3)	6



GASTO A CONTROLAR



GASTO A CONTROLAR



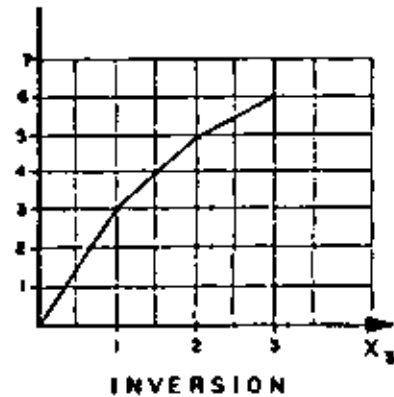
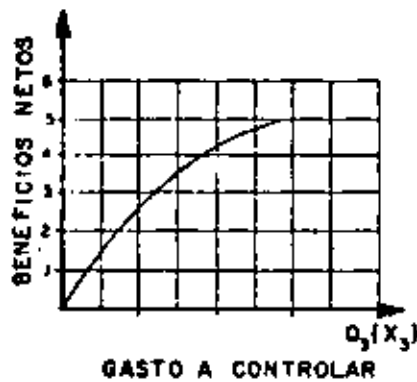
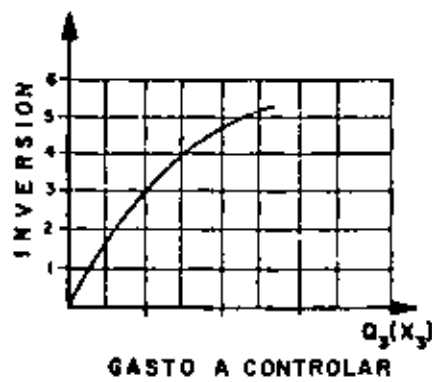
INVERSION

PROYECTO 3

Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Inversión \$ Miles de Mill.
$Q_3(0)$	0
$Q_3(1)$	1
$Q_3(2)$	2
$Q_3(3)$	3

Gasto Máximo a controlar (m ³ /seg)	Beneficios Netos \$ Miles de Mill.
$Q_3(0)$	0
$Q_3(1)$	3
$Q_3(2)$	5
$Q_3(3)$	6

Función de Beneficio \$ Miles de Mill.	Beneficios Netos \$ Miles de Mill.
$f_3(0)$	0
$f_3(1)$	3
$f_3(2)$	5
$f_3(3)$	6



SOLUCION POR PROGRAMACION DINAMICA

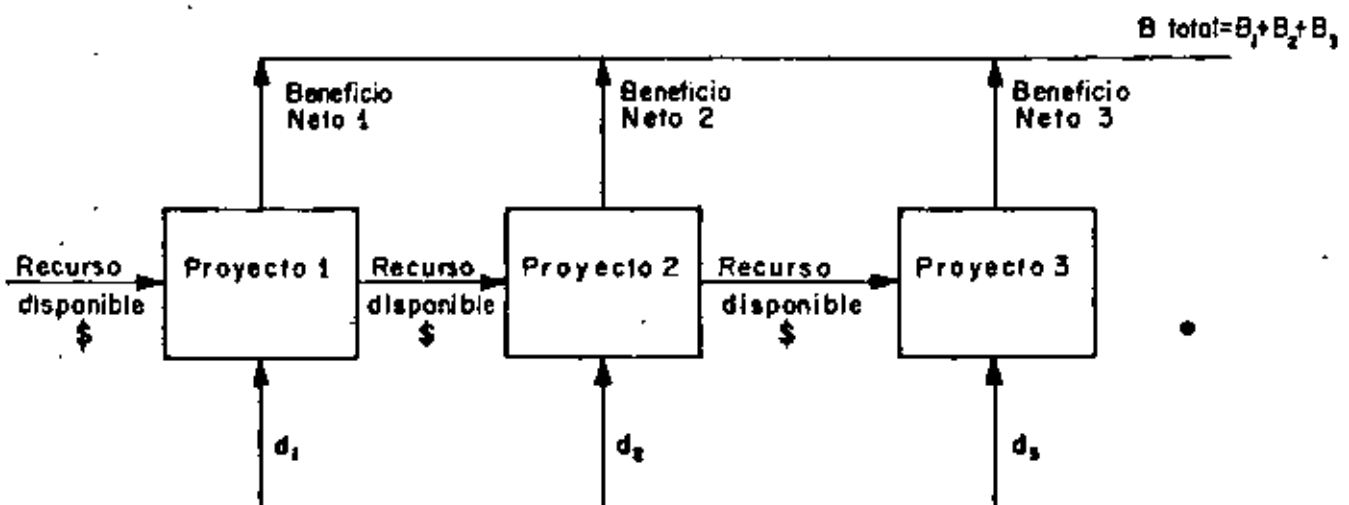
La función objetivo consiste en maximizar los beneficios netos resultantes de la combinación de todos los proyectos o sea.

$$\text{Maximizan } f(X) = \sum_{i=1}^n f_i (d_i)$$

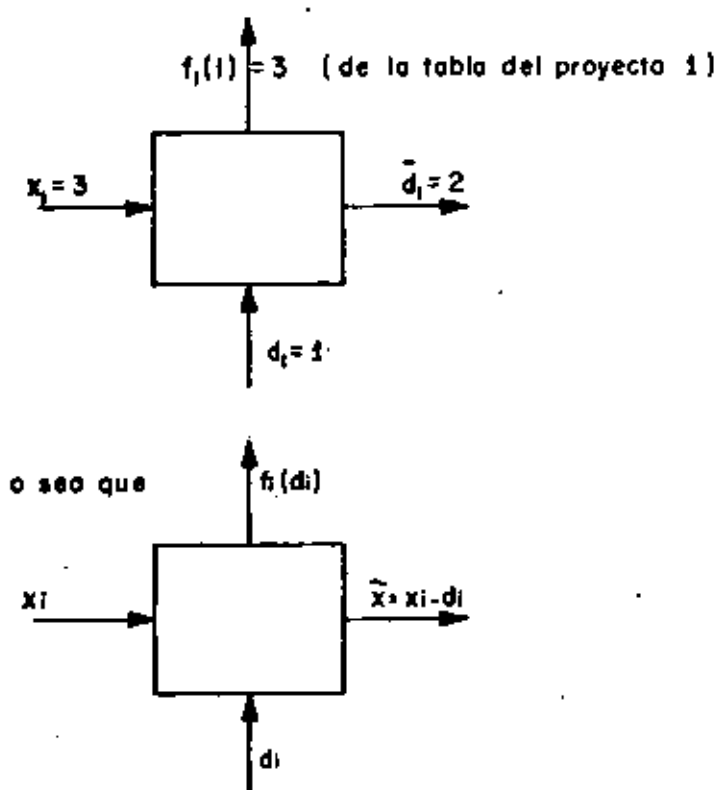
La restricción es tan solo el presupuesto total -- por lo tanto se tiene que

$$X_1 + X_2 + X_3 \leq 3 \text{ Miles de Millones}$$

Lo anterior se puede esquematizar de la siguiente manera



Si el proyecto 1 utiliza solo 1 miles de millones
 luego se tiene que el beneficio del proyecto 1 es de $f_1(1)=3$
 o sea que:



o sea que

$$y \quad 3 \geq d_1 + d_2 + d_3$$

$$x_1 - d_1 \geq 0$$

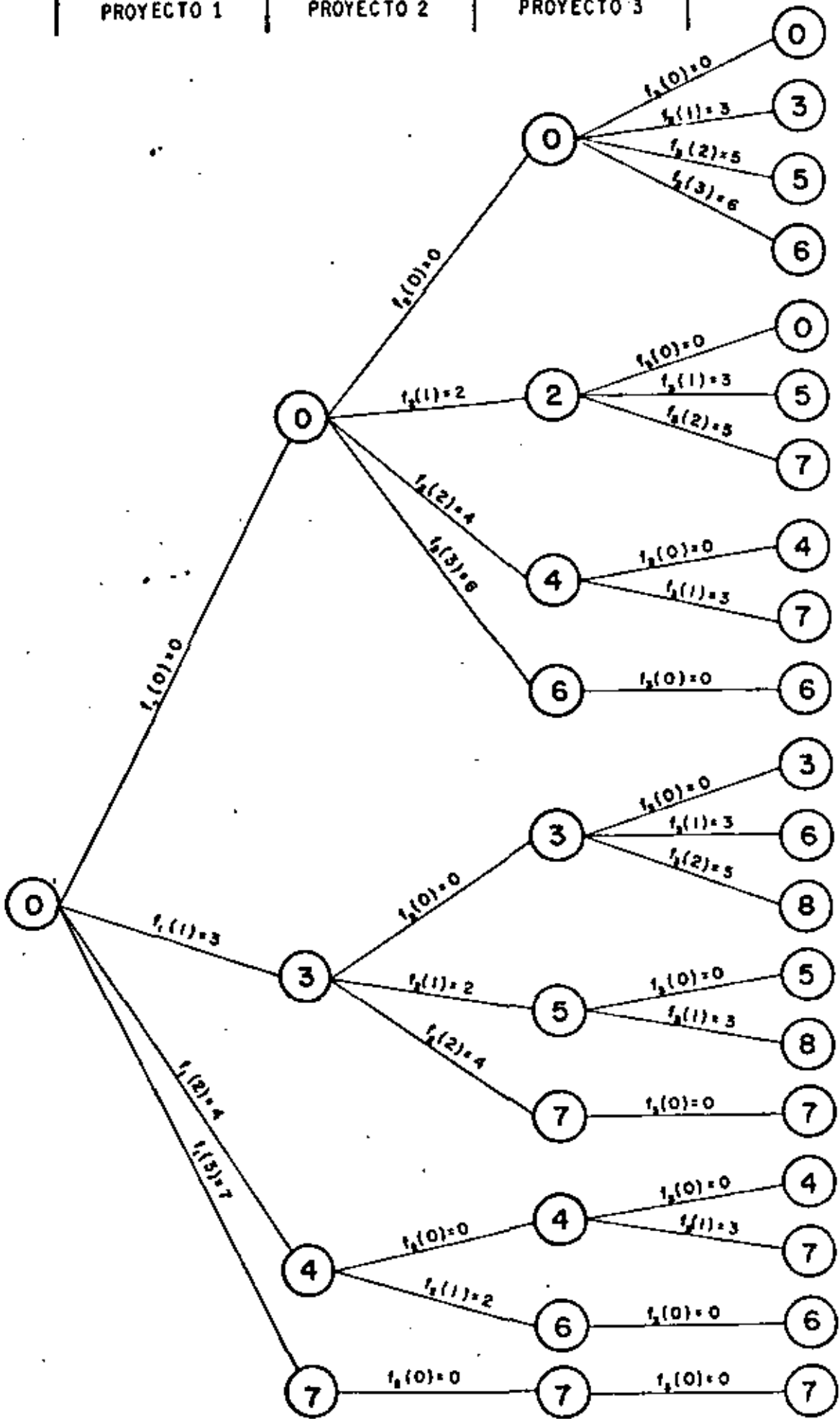
$$x_1 \geq d_1$$

(No se puede gastar en un
 proyecto mas de los recursos
 disponibles)

ESTACIONES DE
INVERSION
PROYECTO 1

ESTACIONES DE
INVERSION
PROYECTO 2

ESTACIONES DE
INVERSION
PROYECTO 3

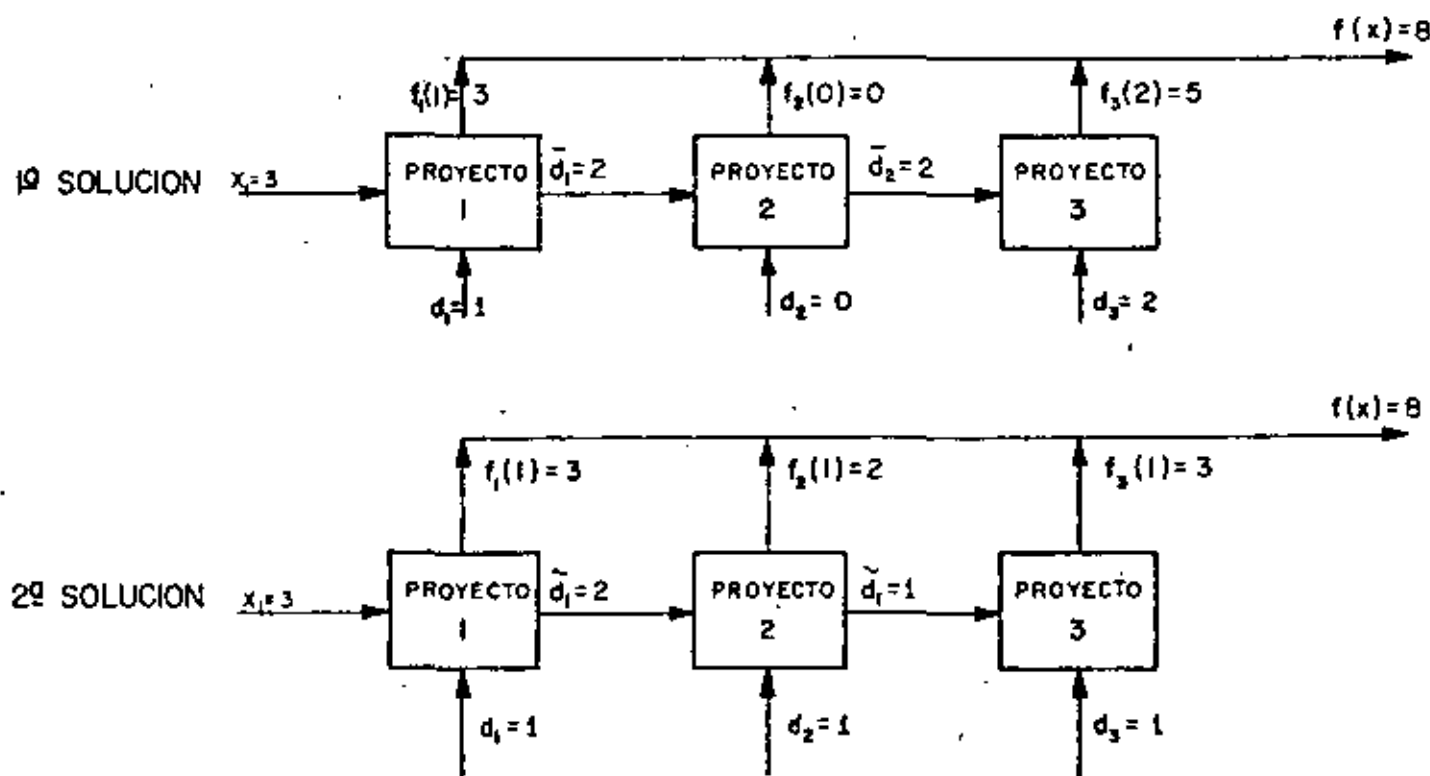


El árbol de decisiones muestra todas las combinaciones posibles de los tres proyectos en cuanto a su inversión considerando un recurso disponible de 3 miles de millones de pesos.

La solución es aquella que maximiza los beneficios netos y en este caso son dos los valores máximos iguales a 8 luego entonces se tiene que las inversiones que optimizan los beneficios netos son:

1ª Solución	$x_1 = 1$	$x_2 = 0$	$x_3 = 5$	$f(X) = 8$
2ª Solución	$x_1 = 1$	$x_2 = 1$	$x_3 = 1$	$f(X) = 8$

En un esquema se tiene lo siguiente:





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

EVALUACION DE OBRAS Y DAÑOS CAUSADOS POR INUNDACIONES

ING. CLEMENTE TREJO DOMINGUEZ

FEBRERO, 1979

EVALUACION DE OBRAS Y DAÑOS CAUSADOS POR INUNDACIONES.

INTRODUCCION.

La evaluación económica de proyectos de control de inundaciones presenta limitaciones muy serias, especialmente cuando se aplica para zonas donde se localizan asentamientos humanos, ya que con criterios económicos se llegan a plantear soluciones que quedan fuera de todo contexto social, puesto que, con dichos criterios es más conveniente evitar daños en una fábrica mecanizada de alto valor monetario que, en lugares donde se localicen viviendas de poco valor en las que habiten cientos de familias; por ello, es imprescindible para todo planificador o tomador de decisiones conocer en detalle las implicaciones políticas y sociales y no sólo económicas que puede traer consigo una inundación, ante todo, saber el número de familias afectadas y sus condiciones socioeconómicas, ya que el desempleo y la falta de alimentos y vivienda de las familias afectadas, puede representar un problema al país mucho más grave, que los daños materiales ocasionados a la zona de inundación.

En este trabajo se presentan los criterios de evaluación económica que tienen características muy especiales en relación a otro tipo de proyectos, ya que debe fundamentarse en fenómenos hidrometeorológicos que son aleatorios, por lo cual requiere un análisis probabilístico de la frecuencia con que se presentan las avenidas máximas, de los grados de inundación, así como de los daños producidos en las zonas en estudio. Por otra parte las obras proyectadas también deben estar en función de la reducción de daños que se desea, ya que para este tipo de proyec-

tos los beneficios son sinónimos de pérdidas o daños en la región inundada.

El principal problema que se tiene que solucionar para evaluar económicamente las obras es, la falta de información confiable, ya que en este caso los registros históricos de avenidas máximas y daños causados a la zona son básicos para calcular los beneficios. Por otra parte, en zonas habitadas los daños más importantes no pueden ser cuantificados ya que se trata de beneficios intangibles ligados a la reducción de pérdidas de vidas, salud, seguridad y, en general, al bienestar de la población.

Es normal contar con varios proyectos dentro de una cuenca que garanticen protección contra inundaciones; luego, es necesario responder a la pregunta de ¿cuáles proyectos se deben construir?, ¿en qué orden?, ¿cuándo deben iniciarse?, con base en las restricciones de presupuesto y de daños máximos permisibles, insumos disponibles, etc. Al final de este trabajo se mencionan aquellos modelos de programación que resuelven el problema.

IMPACTOS ECONOMICOS Y SOCIALES POR LAS INUNDACIONES EN UNA REGION.

Las inundaciones se presentan principalmente al desbordarse los ríos y causan daños en zonas agrícolas, urbanas e industriales donde la población padece pérdidas de cultivos, de ganado, deterioro del suelo, pérdida de viviendas, falta de salud, suspensión temporal de empleos, alza de costos de alimentos y de servicios en general, etc.

De una forma somera se pueden clasificar los impactos sociales y económicos como sigue:

Daños a la Población: a) Reducción de los ingresos debido a la suspensión temporal de los trabajos, (sin embargo, también se generan empleos temporales con la inundación para rehabilitar las zonas dañadas); b) Pérdida de vidas humanas. Históricamente el número de muertes durante la inundación son mínimas, en cambio un gran número de muertes son debidas a los efectos inmediatos, tales como la violencia de los vientos o grandes precipitaciones de lluvia; c) Incidencia de enfermedades y lesiones. Después de una inundación las aguas quedan contaminadas produciendo enfermedades intestinales; d) Interrupción de servicios esenciales, tales como agua potable, electricidad, gas, etc.

Daños a Inmuebles: Deterioro o destrucción de casas, edificios, almacenes, instalaciones industriales, estructuras hidráulicas, suelos agrícolas, etc.

Daños a Muebles: Deterioro o destrucción de muebles domésticos e industriales, vehículos, maquinaria.

Daños a Obras Públicas: Calles, banquetas, conducciones de agua potable y alcantarillado, vías de ferrocarril, carreteras, líneas eléctricas, teléfono, etc.

Otros daños: a) Incremento de importaciones a nivel local, regional o nacional por la disminución de la producción agrícola, ganadera, industrial, etc.; b) Elevación de los precios de los artículos de consumo local; c) Afectación del comercio por falta oportuna de suministros así como por la destrucción o pérdida de mercancías.

De acuerdo con los registros históricos se puede afirmar que -

del total de daños por inundaciones, el 50% aproximadamente corresponde a zonas agrícolas y el resto a zonas urbanas o industriales.

Para solucionar algunos de los problemas mencionados se emplean medidas que pueden clasificarse en: medidas estructurales, de conservación y tratamiento de suelos, medidas para alertar a la población y medidas para controlar el uso del suelo 1/.

Las medidas estructurales son aquellas que modifican los flujos de agua máximos regulándolos de tal manera que se reduzcan los daños. Entre ellas se puede mencionar la construcción de presas y bordos de contención, la rehabilitación y construcción de canales y de estructuras hidráulicas que disminuyan el gradiente hidráulico y consecuentemente la erosión, etc.

Conservación y Tratamiento de Suelos. Tiene como finalidad incrementar la infiltración y regular el escurrimiento; algunas acciones son la nivleación de tierras, conservación de bosques, construcción de surcos, etc.

Medidas para alertar a la población. Se refieren a acciones realizadas por individuos o pequeños grupos con el fin de reducir los daños a su propiedad tales como evacuación de los lugares susceptibles de inundación, formación de bordos de contención a base de sacos de arena, limpieza y rehabilitación rápida después de la inundación, etc.

1/ L. D. James y R. R. Lee. Economics of Water Resources - - Planning. 1972.

Medidas para controlar el uso del suelo. Se refiere a acciones que eviten la construcción de casas habitación o de industrias en zonas susceptibles de inundación.

Para seleccionar cualquier acción, es necesario analizar todas las medidas en su conjunto y determinar sus efectos y costos -- con el fin de optimizar sus beneficios.

RELACION BENEFICIO - COSTO EN OBRAS
DIFICULTAD PARA EVALUAR LOS BENEFICIOS POR CONTROL DE INUNDACIONES

Información Básica.

Para realizar una evaluación económica y social de las obras o acciones para controlar avenidas, es necesario calcular los beneficios y costos generados por las medidas de control y obtener indicadores económicos y sociales tales como: beneficios netos, relación beneficio costo, tasa interna de retorno, número de empleos generados, reducción de muertes, etc., -- con el fin de proporcionar elementos para la toma de decisiones de invertir en acciones que eviten o reduzcan los daños causados por las inundaciones.

Los beneficios para este tipo de proyectos, son las pérdidas que se evitan con la construcción de obras o la realización de acciones que controlen los volúmenes de agua excedentes que perjudican a las zonas agrícolas, urbanas o industriales.

Los beneficios dependen de la frecuencia con que los ríos se desbordan por ausencia de obras de protección y su importancia está en función de la altura a la cual el nivel del agua rebasa las orillas del río, que está en función del gasto máximo de agua (en $m^3/seg.$) en un momento dado.

Una gran parte de las corrientes fluviales de nuestro país no cuentan con registros de grados de inundación, debido a esto se plantea la necesidad de manejar datos incompletos con fórmulas que incluyen parámetros como el tamaño y forma de

la cuenca drenada, precipitación de lluvia, tipo de suelo, tipo de vegetación, uso del suelo, etc., pero a medida que la información es más completa disminuye la utilización de métodos sintéticos para calcular la frecuencia de inundación.

Beneficios.

Los beneficios son iguales a los daños que se evitan con la realización de obras u acciones para el control de inundaciones; se pueden clasificar en tres tipos; directos, indirectos e intangibles.

Los beneficios directos son los daños materiales, -- que se evitarán con la construcción de obras o implementación -- de medidas de control de avenidas, daños debidos a la acción directa de las inundaciones cuyas consecuencias inmediatas entorpecen el proceso productivo en zonas urbanas, agrícolas e industriales.

En zonas habitadas los daños son causados a casas, -- calles, vehículos, muebles, equinos, terrenos, árboles, edificios.

En zonas comerciales los daños son resentidos por empresas industriales y comerciales por pérdidas en equinos, depósitos, plantas, transporte, abastecimientos y otros recursos.

Daños a obras públicas tales como iglesias, escuelas, parques, carreteras, puentes, presas, edificios, redes de agua potable y alcantarillado, líneas eléctricas, de teléfono, etc.

Pérdidas agrícolas en cosechas, ganado, silos, en prog

ductos derivados del ganado, en los costos de replantar, deterioro del suelo, etc.

En el caso de control de inundaciones los ingresos del mercado no pueden servir para la determinación del beneficio, ya que en el caso de que el usuario no pague no se le quitará el servicio, sin embargo, si la comunidad actuara racionalmente estaría dispuesta a pagar por el control de inundación -- una cierta cantidad que fuera igual, al menos, al costo de las reparaciones necesarias después de las inundaciones, por lo tanto, "la suma de todos los costos de las reparaciones que se evitan es igual al valor de la protección y se puede usar como una medida del beneficio si se da por hecho que se repararían todos los daños".

Los problemas de información se deben a que el número de observaciones generalmente no es lo suficientemente confiable, por otra parte, las avenidas más grandes ($m^3/\text{seg.}$) que causan los daños más importantes ocurren sólo una vez en varias décadas, lo cual imposibilita su registro, factor importante es que la frecuencia de avenidas máximas ($m^3/\text{seg.}$) es función de -- las propiedades físicas de las cuencas fluviales ya que la erosión del suelo, los depósitos de azolve y las estructuras hidráulicas de los ríos producen cambios en el comportamiento de los gastos máximos ($m^3/\text{seg.}$) de las avenidas en una cuenca; --- otra modificación de la ocurrencia de inundaciones se debe a las condiciones atmosféricas de una región, donde se presentan ciclos atmosféricos que pueden ser importantes en la incidencia de inundaciones. También puede cambiar, con el tiempo, el tipo regional de incidencia; en resumen, se puede concluir que la falta -

de confiabilidad de la información se debe a registros poco numerosos e incompletos y al mal conocimiento de los factores determinantes del tiempo.

Para solucionar la falta de información se recurre - normalmente 2/: a) Extrapolar las curvas de frecuencia de inundaciones más allá del marco de la experiencia; b) Computación teórica de inundaciones sintéticas con base en datos meteorológicos, hidrológicos, características físicas de las cuencas y en modelos teóricos de simulación de inundaciones; c) Corregir la curva de frecuencia en función de los cambios en el comportamiento de los gastos máximos; d) Es aconsejable suponer que las variables que intervienen en la distribución de la frecuencia de inundaciones permanece constante, entonces el valor de los daños causados representa el beneficio, ya que aquellos son definidos por los costos de reparación.

Para estimar los daños potenciales en zonas urbanas, es necesario considerar los cambios en el uso del suelo a través del tiempo y relacionarlos con la frecuencia de inundaciones; para ello se aconseja: 3/.

- Utilizar modelos de economía regional para proyectar el crecimiento urbano durante el período de análisis.
- Delimitar fronteras para realizar un análisis hidrológico con base en el cual se deberán simular inundaciones.

2/Eckstein Otto, Explotación de Recursos Hidráulicos, 1964

3/L. D. James and R. R. Lee Op. Cit.

- Localizar cada estructura con dimensiones, contenidos y valor económico dentro de la zona en estudio.
- Elaborar una curva de daños contra gastos máximos de las estructuras y
- Como resultado final se deberá contar con una curva de daños contra probabilidad de ocurrencia.

La estimación de daños agrícolas se hace con base en los costos de operación y compra de insumos que realiza el agricultor, los cuales deben ser costos y valores de oportunidad -- que son los más apropiados para el análisis económico. Al valor de la producción producido bajo las mejores condiciones se le restan los costos de producción con lo que se obtiene el ingreso neto del agricultor en óptimas condiciones (I_a). Cuando ocurren inundaciones el agricultor incrementa sus costos de producción por limpieza de su propiedad, por replantar, por usar más fertilizantes, etc., luego, el ingreso neto del agricultor (valor de la producción menos costos de producción) se reduce (I_f), por tanto la pérdida en la agricultura es igual a la disminución en el ingreso neto de los agricultores que se representa como: $\text{Daño} = I_a - I_f$

El caso extremo se presenta cuando la pérdida es total, donde:

$$\text{Daño} = \text{Ingreso neto (sin inundación)} - \left[\text{Valor de la producción (con inundación)} - \text{Costos de producción (con inundación)} \right]$$

Si el valor de la producción es nulo se tiene que:

$$\text{Daño} = \text{Ingreso neto (sin inundación)} + \text{Costos de Producción (con inundación)}$$

De acuerdo con lo anterior el daño es aproximadamente igual al valor de la producción (sin inundación) cuando la pérdida es total y la inundación se presenta en el momento de la cosecha. Sin embargo es necesario considerar que los daños varían en función del instante en el cual se presenta la inundación ya que si las avenidas inundan los terrenos antes de la siembra, es posible que los daños sean nulos o que representen un gran beneficio, sobre todo en zonas de temporal, al humedecer el suelo y elevar los niveles freáticos. A medida que los cultivos crecen el daño puede ser mayor, ya que los costos se incrementan. Por tanto, es necesario conocer las probabilidades de inundación al menos en las diferentes estaciones del año con el fin de poder calcular el daño esperado anual por cultivo. Por ejemplo si se supone que el maíz tiene un ingreso neto anual (Ia) de 3000 \$/ha., sin inundaciones y que el ingreso neto esperado con inundaciones (If) es, si se presenta en primavera, 2000 \$/ha., en verano 900 \$/ha., en otoño, 1000 \$/ha; y en invierno 2500 \$/ha. Si la probabilidad de ocurrencia de inundaciones en primavera es del 40%; en verano, 30%; en otoño, 15%; y en invierno 15%; luego, el daño esperado sería:

$$\begin{aligned} \text{Daño} &= (Ia - If) (\text{Probabilidad de ocurrencia de inundaciones}) \\ \text{Daño} &= 0.40 (3000 - 2000) + 0.30 (3000 - 900) + 0.15 (3000 - 1000) \\ &\quad + 0.15 (3000 - 2500) \\ \text{Daño} &= 400 + 630 + 300 + 75 \\ \text{Daño} &= 1405 \text{ \$/ha.} \end{aligned}$$

Beneficios Indirectos.

"Son las pérdidas económicas netas en mercancías y servicios causados a la Nación con la interrupción de los negocios, de la industria, el comercio, del tráfico, de las comunicaciones y de otras actividades, tanto dentro como fuera de la zona inundada, y el costo de las actividades que obliga a emprender la inundación, tales como las medidas de emergencia que se toman para combatir la inundación, los socorros y los cuidados que se presentan a las víctimas, así como su rehabilitación" 4/

Lo anterior puede desglosarse de la manera siguiente:

- Pérdida de mercancías y servicios en la zona por el cese en la producción.
- Pérdida de salarios y de otros ingresos.
- Pérdida de depósitos y almacenes por deterioro.
- Incremento de costos en operaciones comerciales -- por elevación de costos de transporte.
- Costos de la evacuación, de alojamiento temporal, de trabajos de emergencia, socorro y cuidados prestados a las víctimas de la inundación.

La estimación de los beneficios indirectos presenta serias dificultades ya que es necesario un análisis de la cadena que va del productor al consumidor, que es el que sufre los efectos sucesivos a causa de una inundación, para determinar en que punto los efectos son nulos.

Las pérdidas en comercios e industrias son iguales a las ganancias que dejarán de percibir al paralizar su producción por causa de las inundaciones.

Los obreros de la región que se quedan sin trabajo a causa de la inundación, considerarán que el valor de la protección contra las inundaciones es igual al valor de los salarios perdidos.

La reducción de la producción y de los pagos a los factores es una pérdida de renta nacional que no puede ser compensada con ninguna otra partida. Se acostumbra calcular factores de pérdidas indirectas en función de las pérdidas directas y algunos valores son los siguientes:

Según el Libro de Otto Eckstein:

Clases de Daños	Pérdidas Indirectas Pérdidas Directas
Daños Industriales incluso servicios	1.2
Daños Urbanos: Comerciales, Residenciales y Públicos.	1.5
Daños Rurales	0.2
Carreteras, Ferrocarriles	1.0

De acuerdo con el Libro de James and Lee se tiene que:

Daños Residenciales	1.15
Daños en comercios	1.37
Daños en industrias	1.45
Pérdidas en utilidades	1.10

4/ Otto Eckstein. Op. Cit. .

Daños en propiedades públicas	1.34
Pérdidas en agricultura	1.10
Daños en carreteras	1.25
Daños en vías de ferrocarril	1.23

Beneficios Intangibles.

Son los beneficios que no se pueden valorar monetariamente y en control de inundaciones se refieren básicamente a la disminución de las muertes provocadas por las inundaciones, al mejoramiento en el bienestar y la seguridad de la población, al mejoramiento en las condiciones sanitarias y a la protección contra las epidemias. El valor de estos beneficios consiste en un juicio, con respecto al cual no se puede prescribir ningún principio objetivo.

Costos.

Las obras o acciones para controlar inundaciones deben seleccionarse con base en sus costos y en la disminución de daños deseables. Es aconsejable analizar integralmente todas las variables que de alguna forma modifiquen los flujos máximos de agua en la cuenca y formular alternativas que comprendan varias obras o acciones para analizar sus efectos en la disminución de daños; de esa manera se podrán seleccionar la localización, el dimensionamiento y sus probables efectos en la reducción de daños de estructuras hidráulicas, bordos, uso del suelo, conservación del suelo, reforestación, etc.

Los costos de la alternativa seleccionada comprenden: la inversión total, costos de administración, operación y conservación de las obras.

METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE OBRAS PARA CONTROL DE INUNDACIONES.

Con finalidad de formar un marco de referencia a partir del cual se pueden tomar decisiones de inversión para control de inundaciones, se propone una metodología que puede utilizarse para conocer las consecuencias e importancia de varias alternativas de control asociadas con gastos máximos de avenidas ordinarias.^{5/}

El modelo propuesto se basa en la esperanza de beneficios que se obtienen al controlar una avenida ordinaria y selecciona la alternativa óptima aplicando criterios económicos tales como: máxima relación beneficio/costo, máximos beneficios netos y máxima tasa interna de retorno. La metodología se muestra en las figuras 1 a 8.

La figura 1 muestra la relación gastos máximos y sus probabilidades de ocurrencia que se obtiene a partir de registros históricos de las avenidas máximas, a las cuales se les aplica una función de Gumbel, Nash o Levediev.

La figura 2 presenta una relación entre los gastos máximos y la altura sobre el nivel del mar obtenida con registros históricos o por medio de modelos de simulación de inundaciones, considerando las características físicas e hidrológicas de la cuenca.

La figura 3 es una función de daños contra alturas sobre el nivel del mar obtenida por medio de investigación directa de la zona y de registros históricos.

^{5/}Güitrón Alberto y Trejo D. Clemente. Modelo probabilístico para el Dimensionamiento óptimo de una obra para el control de avenidas.

DIMENSIONAMIENTO OPTIMO DE UNA OBRA DE CONTROL DE AVENIDAS

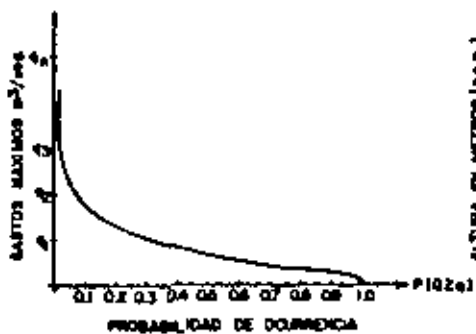


Fig. 1

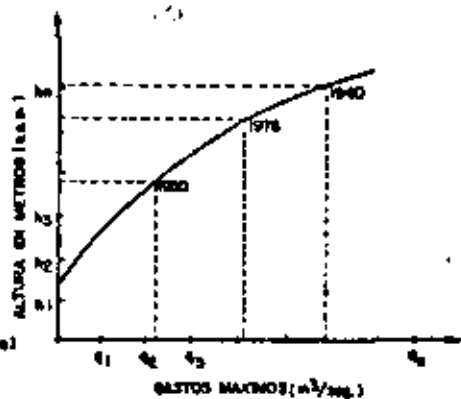


Fig. 2

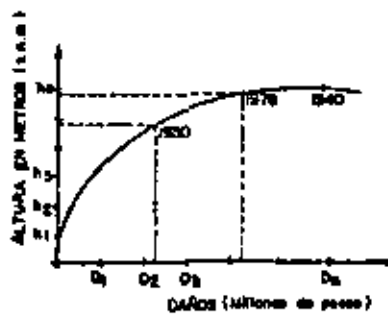


Fig. 3

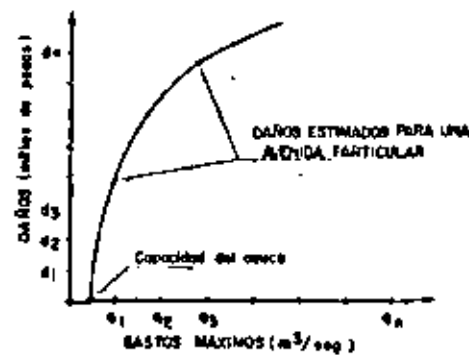


Fig. 4

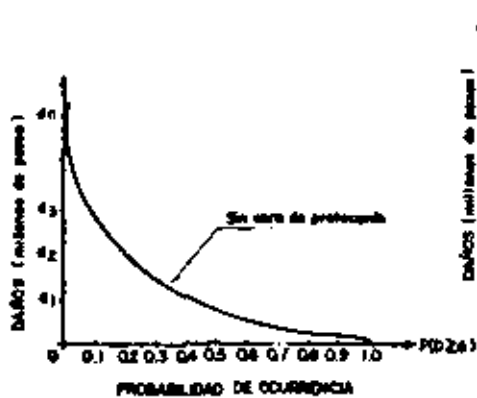


Fig. 5

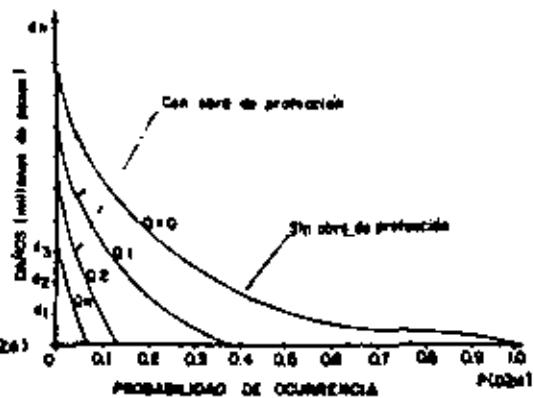


Fig. 6

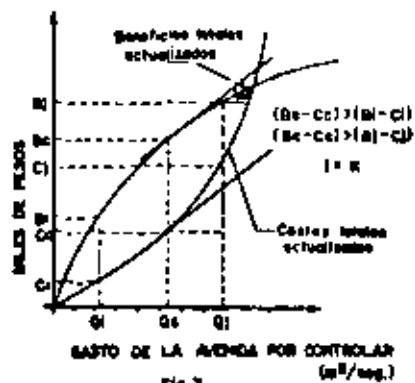


Fig. 7

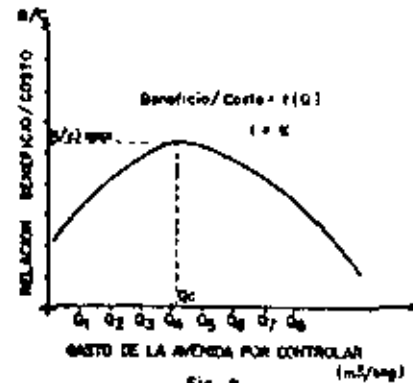


Fig. 8

La figura 4 se forma con la combinación de las curvas de las figuras 2 y 3 con lo que se obtiene la relación de daños contra gastos máximos.

La figura 5 es el resultado de combinar las curvas de las figuras 1 y 4 con las cuales se obtiene la relación daños y su probabilidad de ocurrencia.

Figura 6.- A partir de la curva de daños y su probabilidad de ocurrencia se pueden obtener otras curvas que consideren obras de regulación de avenidas, de tal manera que los daños disminuyen a medida que los gastos máximos son controlados en mayor proporción.

Figura 7.- Representa una curva que se obtiene a partir de las curvas de la figura 6, ya que cada alternativa de control para un gasto máximo a controlar tiene asociado un costo de obra y un respectivo beneficio; luego, a partir de una tasa de descuento dada se obtienen costos y beneficios actualizados para cada alternativa. Los beneficios son iguales a la esperanza de daños representados por el área bajo cada curva correspondiente a una alternativa de control. (figura 6).

Figuras 7 y 8.- En la figura 7 se observa cual es la avenida máxima a controlar maximizando los beneficios netos que corresponden al punto en que los incrementos marginados de costos y beneficios, son iguales. La figura 8 muestra cual sería el gasto de la avenida máxima a controlar maximizando la relación beneficio/costo.

Todas las consideraciones presentadas anteriormente en este escri

to han sido de carácter económico, ya que de acuerdo con los indicadores propuestos, produce más beneficios evitar inundaciones en un campo de fresas de una compañía alimenticia que proteger la misma superficie sembrada de maíz que sustenta un número muy grande de familias; también con estos criterios es preferible o prioritario evitar daños en una fábrica totalmente mecanizada que en las viviendas de cartón de miles de familias.

El problema que debe plantearse el planificador o el tomador de decisiones de los proyectos a realizar es ¿Cuáles son las implicaciones políticas y sociales y no solo económicas, que puede traer consigo una inundación en caso de realizar obras de control de avenidas? y, ¿cuántos y quiénes serán los beneficiados?, ya que el desempleo y la falta de alimentos y vivienda de muchas gentes es un problema más grave para el país que la pérdida de una fábrica o de una cosecha de fresas.

Por lo tanto, la evaluación social debe enfocarse al análisis de la situación de las familias que sufren las consecuencias de las inundaciones, algunos indicadores que pueden ser un reflejo de esa situación son: número de familias afectadas, coeficientes de emigración, dieta alimenticia, enfermedades, número de hectareas de cultivo por familia, estructura de la producción, ingreso per-capita, empleo y desempleo.

PROGRAMACION DE INVERSION EN OBRAS

Cuando se cuenta con varios proyectos que contribuyen a la protección de una misma región, se presenta el problema de decidir cuáles proyectos deben construirse, en que orden y cuando deben iniciarse. En principio, para resolver lo anterior se debe analizar-

cada proyecto individualmente técnica, económica y socialmente. - Posteriormente, deben determinarse sus relaciones para formar con juntos de proyectos para seleccionar aquel grupo que de una manera integral ofrezca las mayores ventajas en cuanto a beneficios y costos para la zona considerando restricciones, si las hay, de -- presupuesto, tiempo, daños máximos en zonas especiales, etc.

La secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha implemen-- tado diferentes modelos para programar inversiones con la finali-- dad de resolver el problema de la optimización de inversión en o-- bras hidráulicas 7/. Entre ellos se pueden mencionar.

- El Modelo de la mochila
- Modelo de optimización para un programa de inversiones.
- Modelo de programación de inversiones formulado por el método-- de la programación dinámica.
- Modelo para programar proyectos en distintos períodos de tiempo.
- Modelo de asignación de inversiones sobre la base de superficies cosechadas con primeros y segundos cultivos.
- Modelo de asignación de inversiones con base en la curva de be-- neficios anuales de un distrito de riego.
- Modelo para jerarquización de inversiones por áreas de inver-- sión.

A continuación se presenta el planteamiento teórico del modelo pa-- ra jerarquización de inversiones por áreas de inversión. Los o-- tros modelos mencionados pueden consultarse en la bibliografía -- mencionada.

7/ Departamento de Sistemas Subdirección de promoción y programas de grande Irrigación SARH. Métodos y Modelos para programar in-- versiones.

MODELO PARA JERARQUIZACION DE INVERSIONES POR AREAS DE INVERSION

FUNCION OBJETIVO:

$$G_n(X_n) = \text{Máx}_{D_n} r_n(X_n, D_n) + G_{n-1}(X_{n-1}) \quad n = 1, 2, \dots, N-1, N$$

con la condición inicial

$$G_0(X_0) = 0$$

DONDE:

X_n es la cantidad máxima de dinero que se puede invertir en la n-ésima área de inversión del proyecto ($n = 1, \dots, N$)

D_n Está en el conjunto de decisiones de inversión que se pueden hacer en el área de inversión n-ésima del proyecto. - El rango de estas decisiones va desde cero (no invertir en esa área) a X_n .

$r_n(X_n, D_n)$ Es el beneficio que se obtiene al invertir en el proyecto la cantidad D_n .

RESTRICCIONES:

La posibilidad de invertir en cada una de las áreas de inversión no puede ser negativa.

$$(1) X_n \geq 0 \quad \text{para toda } n = 0, \dots, N$$

En todo el proyecto, la máxima cantidad de dinero que se puede invertir es A.

$$(2) \sum_{n=0}^N D_n \leq A$$

NOTAS:

a) HIPOTESIS FUNDAMENTALES:

Para aplicar este modelo se supone que por el estudio de factibilidad se conoce la cantidad total de inversión inicial A, así como los porcentajes de este capital invertidos en cada área de inversión y los beneficios que cada área reporta.

TABLA I
AREAS DE INVERSION

	1	2	3	N
INVERSION	a_{A1}	a_{A2}	a_{A3}		a_{AN}
BENEFICIO	b_{A1}	b_{A1}	b_{A3}		b_{AN}

TABLA II
AÑOS DE CONSTRUCCION

	1	2		K
AREA 1	a_{11}	a_{12}		a_{1k} Inversión
	b_{11}	b_{12}		b_{1k} Beneficio
AREA 2	a_{21}	a_{22}		a_{2k} Inversión
	b_{21}	b_{22}		b_{2k} Beneficio
	⋮	⋮		⋮
	⋮	⋮		⋮
	⋮	⋮		⋮

	⋮	⋮	⋮	
AREA N	a_{N1}	a_{N2}	a_{NK}	Inversión
	b_{N1}	b_{N2}	b_{NK}	Beneficio

INVERSION Y BENEFICIOS POR AREA DISTRIBUIDOS ENTRE LOS AÑOS QUE TARDE LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DEL PROYECTO:

b) FINALIDAD DEL MODELO:

El propósito del modelo es poder tomar las decisiones óptimas sobre la inversión en cada área cuando se dispone del presupuesto total A.

c) VARIABLES DE DECISION:

Para cada área de inversión el modelo encuentra una D_n óptima en el respectivo conjunto de decisiones de inversión posibles.

d) SOLUCION:

Se aplica el método de la optimización por etapas de la programación dinámica.

- - Las áreas de inversión son las etapas.
- - La entrada, $X_n = A$, es el capital inicial total.
- - La salida, $X_0 = 0$, es cero, o sea que el capital se invierte por completo.
- - La ley de variación de los beneficios dadas las inversiones, $r_n(X_n, D_n)$, se obtuvo ajustando curvas a los datos de la Tabla 1, por el método de mínimos cuadrados.

e) LIMITACIONES:

El tiempo de cómputo aumenta con el número de áreas de inveru

ción por lo que no se recomienda para problemas con muchas etapas.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA.

- 1.- Bergmann Hellmuth. Guide de Levaluation economique des --
projets d'irrigation. 1973.
- 2.- Carrillo Alfonso y Casas Eduardo. Predicción de Lluvia y -
su Aplicación en Agricultura. E.N.A. Chapingo.
- 3.- Departamento de Sistemas, Subdirección de Promoción y Pro--
gramas de Grande Irrigación. SARH.- Estudios de Programación
de Inversiones en el Distrito de Riego No. 11. 1978.
- 4.- Departamento de Sistemas. Subdirección de Promoción y Progra
mas de Grande Irrigación SARH. Métodos y modelos para progra
mar inversiones. 1978.
- 5.- Dirección General de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola
para el Desarrollo Rural. SARH. Modelo Probabilístico de Va
riantes Climatológicas para Toma de Decisiones en la agricul
tura. 1977.
- 6.- Eckstein Otto. Explotaciónde Recursos Hidráulicos. 1964.
- 7.- Fontaine Ernesto. La evaluación social de proyectos. 1967 (a).
- 8.- Fontaine Ernesto. Un curso sobre la evaluación privada y so
cial de proyectos. 1967 (b).
- 9.- Güitrón Alberto y Trejo D. Clemente. Modelo Probabilístico -
para el Dimensionamiento Optimo de una Obra para el Control
de Avenidas. Revista Recursos Hidráulicos, No. 4, año 1973.

- 10.- James L.D. y R.R. Lee. Economics of Water Resources Planning. 1972.
- 11.- López O. Marco. Programación de Inversiones en Obras de infraestructura para Desarrollo Agrícola. Tesis DESFI-UNAM. 1972.
- 12.- Naciones Unidas. Preparación, evaluación y financiamiento de nuevos proyectos de desarrollo económico.
- 13.- Naciones Unidas. Guidelines for project evaluation.
- 14.- Secretaría de la Presidencia. Seminario sobre técnicas de Evaluación de Proyectos. 1971.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

ASPECTOS PRINCIPALES EN LA HIDRAULICA DE
R I O S

ING. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS

FEBRERO, 1979



INTRODUCCION.

Tomando en consideración que estas pláticas están dirigidas a ingenieros que están interesados por los problemas de la hidráulica, se tratará de evitar lugares comunes y más bien hacer algunos comentarios sobre procedimientos que si bien son conocidos por muchos de los asistentes, pueden despertar discusiones interesantes que refresquen las ideas que todos tenemos sobre ellos.

De este tema general, se hablará brevemente sobre los incisos a) y b), es decir: "Hidráulica de canales" y "Criterios y métodos de análisis de remansos".

FUNDAMENTOS DE LA HIDRAULICA DE CANALES.

El nacimiento de la hidrodinámica teórica parte indudablemente del momento en que Euler presentó las ecuaciones generales del fluido perfecto en movimiento, durante la primera mitad del Siglo XVIII. En la misma época, Bernoulli da el primer paso al estudio del líquido real en movimiento con su famoso "Teorema" y la primera fórmula que aparece para el cálculo de escurrimientos reales, fue obtenida para canales en régimen uniforme y se debe a Chezy (1718-1783). De la fórmula de Chezy ($v = C \sqrt{RS}$) parten todas las demás expresiones utilizadas tanto en el cálculo de escurrimientos a superficie libre como en el de escurrimientos sometidos a presión.

Esta fórmula, fue deducida, como es sabido, a partir de la observación de que un régimen uniforme es factible (cosa ampliamente conocida desde entonces), al no existir aceleraciones en-

el flujo, necesariamente las fuerzas de gravedad deben ser iguales y de sentido contrario a las de fricción.

El estudio de remansos, se basa necesariamente en el Teorema de Bernoulli y la fórmula de Chezy o alguna de sus derivadas.

ANÁLISIS DE REMANSO.

Entendemos por "remansos" el fenómeno representado por un escurreimiento a superficie libre que es permanente y no uniforme. Este fenómeno, debido a una o varias particularidades del canal que rompen el equilibrio "fuerza de gravedad = fuerza de fricción", se presenta, como se sabe, tanto en canales prismáticos, (construidos por el hombre) como en cauces naturales. Desde luego el cálculo de remanso siempre parte de la aplicación del Teorema de Bernoulli entre dos secciones, tan próximas como sea posible, de manera que entre ellas, pueda considerarse que el régimen es uniforme sin cometer error importante. Esto se debe a que habrá que considerar para cada tramo un valor constante de las características hidráulicas de la sección (s , h y B).

CANALES PRISMÁTICOS.

En el caso de canales prismáticos (generatrices paralelas), la ecuación del régimen no uniforme es, como se sabe:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \dots \dots \dots (1)$$

en que, " $\frac{dh}{dx}$ " es la variación del tirante "h" con la distancia "x" medida a lo largo del canal.

- S_0 es la pendiente geométrica del canal.
 S es la pendiente hidráulica en la sección.
 B el ancho de la superficie libre en la sección.
 A el área hidráulica, y
 Q el gasto.

La expresión (1) ha sido integrada por varios autores como: -- Bresse, Bachmetev, Pavlovsky, Ven-Te-Chow y otras. En todos -- los casos se da una solución válida para tramos en que la diferencia de tirantes entre dos secciones con figuras sea pequeña de manera que puedan utilizarse valores medios. Los métodos requieren conocer a que tipo de curva nos estamos refiriendo y -- los autores proporcionan tablas que simplifican el cálculo hecho a mano.

Actualmente, en opinión de quien escribe, estos métodos han disminuido su importancia debido a que ya disponemos de computadoras y podemos escoger tramos tan cercanos como desee sin preocuparnos el número de operaciones necesarias:

La ecuación (1) puede escribirse referida a dos secciones (1) y (2) separadas una distancia L , en la forma:

$$L = \frac{h_2 - h_1 + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}}{S_0 - S}$$

en que S es la pendiente hidráulica de la sección media calculada con el tirante medio $h_m = \frac{1}{2} (h_1 + h_2)$.

Con la ecuación (2) se puede ir calculando el perfil de la superficie de un remanso.

El camino lógico será, partiendo de los datos conocidos en una sección "1", ver a que distancia se encuentra una sección "2", en que la diferencia entre las velocidades V_1 y V_2 será menor de un cierto valor, por ejemplo: menor del 5%.

Para el primer tramo es necesario conocer el "tipo" de perfil -- o dicho en otra forma, se necesita saber si el tirante aguas -- arriba o aguas abajo de la sección de partida (sección "1") aumenta o disminuye. Esto se hace con un análisis de tipo cualitativo con la ecuación (1) que nos dirá si la derivada " dh/dx " es mayor que cero, lo que significa que el tirante aguas abajo " h_2 " es mayor que " h_1 " o lo contrario, si la derivada es menor que cero. Si $dh/dx = 0$ ($S_0 = S$) se tratará lógicamente de un uniforme, no de un remanso.

CAUCES NATURALES.

Si se desea calcular el remanso en un cauce natural es indispensable hacer mediciones en el campo de manera que se disponga de los coeficientes de rugosidad reales. Para este caso, de ninguna manera es recomendable recurrir a tablas o gráficas ya que cada caso es diferente en la naturaleza y los coeficientes de rugosidad que aparecen en las tablas sólo se pueden referir al tipo de material pero no a la morfología del cauce que es un -- factor determinante.

El mejor procedimiento es a la vista de un mapa del cauce, seleccionar tramos que aparentemente tengan las mismas características morfológicas, luego hacer una visita a la zona y después de observarla verificar o corregir la primera división en tramos. Una vez hecho esto, deben deducirse los coeficientes de --

rugosidad en cada tramo ya sea basándose en mediciones hechas - en la zona o suponiendo coeficientes y efectuando el cálculo de los tirantes para ver si corresponden a los reales. El procedimiento que no es otra cosa que una "calibración" deberá repetirse hasta que se obtengan los coeficientes de rugosidad correctos, y en ese momento se puede empezar el cálculo del remanso - para cualesquiera condiciones, en la forma señalada.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

SOCAVACION LOCAL

DR. JOSE MANUEL NAVARRO P.
ING. CARLOS SANCHEZ LINARES

FEBRERO, 1979



SOCAVACION LOCAL

VII.1 INTRODUCCION

La socavación local es provocada por disturbios locales de los campos del flujo y del transporte de sedimento. Por ejemplo: - Socavación alrededor de pilas de puente y estribos y socavación aguas abajo de las presas, en todos estos casos un incremento local en la velocidad media y/o intensidad de turbulencia provoca un incremento de la capacidad de transporte local. De la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial X}$$

h = profundidad

X = transporte

De esto se desprende que la socavación ocurrirá. Esta continúa hasta que la profundidad local se ha incrementado tanto que las velocidades son reducidas en forma suficiente para reducir:

$$\frac{\partial S}{\partial X} = 0$$

S puede permanecer positivo, de tal manera que se obtiene el equilibrio dinámico, por ejemplo para una pila en un río que acarrea sedimento.

Existen muchos ejemplos de fallas de construcción debidas a socavación local como para despreciar este fenómeno; los efectos de la socavación local se pueden evitar incrementando la profundidad de desplanta (pilas de puentes), o disminuirla con protección del fondo.

A continuación se discutirán los siguientes temas:

- Socavación alrededor de pilas de puentes.

- Socavación aguas abajo de construcciones como presas, vertedores, etc.
- Socavación alrededor de estribos y apur dikes.
- Investigaciones en base a modelos hidráulicos.
- Protección.

VII.2 SOCAVACION ALREDEDOR DE PILAS DE PUENTES

Para el diseño de estas estructuras se deben considerar tres contribuciones de la profundidad total socavada:

- Socavación local cerca de la pila,
- Una reducción del fondo debido a la contracción del campo de flujo en el puente,
- Un abatimiento general del fondo del río durante avenidas.

VII.3 SOCAVACION AGUAS ABAJO DE CONSTRUCCIONES

La construcción de una presa o de un vertedor en un río, cambia las condiciones de transporte y provoca socavación local; en la literatura especializada se pueden encontrar varias propuestas:

VII.3.1 RELACIONES PARA LA PROFUNDIDAD DE EQUILIBRIO DE SOCAVACION AGUAS ABAJO DE VERTEDORES

Estas relaciones se derivaron principalmente para material grueso ($d \approx 1$ mm).

Ejemplos de estas relaciones fueron proporcionados por Eggenberger y Müller.

$$\text{Vertedor: } T = 2.8H^{0.5}q^{0.6}D_{90}^{-0.4}$$

$$T = 10 H^{0.5} q^{0.6} D_{50}^{-0.4}$$

T y H en m, q en m²/s, D₉₀ en mm.

T = Suma de tirantes aguas abajo y profundidad de socavación.

O por Kotoulas

$$T = 1.9 q^{-0.35} H^{0.35} q^{0.7} D_{95}^{-0.4}$$

VII.3.2 RELACIONES PARA RIOS CON FONDO DE ARENA FINA, BASADAS EN LA TEORIA DE REGIMEN

El punto inicial es la profundidad de régimen d_r , por ejemplo la expresión de Lacey:

$$d_{r,3} = 0.473 (Q/f)^{1/3} \quad (\text{m ó ft})$$

Q = descarga total

y si el flujo está limitado por el ancho:

$$d_{r,2} = 1.34 q^{2/3} f^{-1/3} \quad (\text{m-unidades})$$

Q = descarga por m'

f = factor de sedimentación, algunas veces expresado como $1.76^{0.5}$; D en mm

La profundidad total socavada T (suma de tirante original y la profundidad socavada) se toma como múltiplo de la profundidad de régimen:

Para socavación cerca de pilas de puentes $T = 2 d_r$

Para socavación al pie de spur dikes y encauzamientos $T = 2$ a $2.75 d_r$

Para flujos perpendiculares a márgenes $T = 2.25 d_r$

Aguas abajo de estructuras con salto hidráulico $T = 1.75$ a $2.25 d_r$

VII.3.3 RELACIONES DEPENDIENTES DEL TIEMPO PARA SOCAVACION EN ESTUARIOS DE ARENA FINA

Para varios problemas prácticos, la profundidad de socavación de equilibrio no es de interés porque la situación en que se presenta la socavación es de carácter temporal. Ejemplos de esto son las obras de cierre en canales a marea libre en que la socavación debe considerarse solamente durante las fases de construcción.

La interpretación de ensayos en modelos reducidos requiere en estos casos, del conocimiento de la escala de tiempos del proceso de socavación.

Todas las relaciones anteriores son para materiales no cohesivos; de hecho, sólo un número limitado de experimentos se han llevado a cabo para suelos cohesivos. La resistencia a la socavación de las arcillas es mayor que el de las arenas; sin embargo, no se pueden dar relaciones en forma general.

REFERENCIAS

- 1.- W. Eggenberger, R. Müller. Experimentelle un Theoretische Untersuchungen Über das Kolkproblem. Mitt. Versuchsamt für Wasserbau, E.T.H. Zürich, No. 5, - 1944.

- 2.- M. Kotoulas. Das Kolkproblem unter besonderen Berücksichtigung der Faktoren Zeit und Geschiebemischung.
- 3.- T. Blench. Regime behaviour of canals and rivers.
Butterworths, London
- 4.- A.A. Kruchinina. Investigation findings on scouring process in cohesive soils.
Comm. All. Union Scient. Res. Inst. B.E. Vedenev 88, p. --
72/79, 1969.

VII.4 SOCAVACION ALREDEDOR DE ESTRIBOS Y SPUR DIKES

Para este tipo de construcciones no existen reglas generales de diseño, excepto las de la teoría de régimen. La socavación local depende mucho de la geometría de la construcción y del campo del flujo. A continuación se proporcionan algunas referencias:

- B.P. DAS. Bed scou. at end-dump channel constructions.
Proc. ASCE 99 (HY12), 1973.
- C.R NEILL (ed.). Guide to bridge hydraulics.
Ontario, University of Toronto Press, 1973.
- L. VEIGA DA CUNHA. Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens.
Diss. Lisboa, 1971.

VII.5 INVESTIGACIONES EN BASE A MODELOS REDUCIDOS

Para estudios en modelo sobre la profundidad de socavación de -- equilibrio como se deberán considerar las siguientes leyes de escala:

- a) Modelo no distorsionado $N_L = N_h$

- b) Ley de Froude $N_{\underline{U}} = N_h^{1/2}$ en vista de la reproducción necesaria de la superficie libre.
- c) $N_{\underline{u}^*} = N_{\underline{u}^*_{cr}}$ para obtener una reproducción correcta de las condiciones de equilibrio en la zona de socavación.

La tercera ley se reduce a la ley simple:

$$N_D = N_L$$

si el material de fondo en el prototipo es tan grueso que el material del modelo es mayor a 1 mm. Si el material de modelo llega a ser más fino, ocurrirán desviaciones de esta simple relación debido a la influencia de la viscosidad (curva de Shields).

Si el material en el prototipo es fino, no se pueden satisfacer todas las relaciones de escala utilizando arena en el modelo, de manera que se tendrán que usar materiales de densidad menor, en ese caso también la escala de tiempos de la socavación local podría resultar de importancia.

VII.6 PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION

La socavación se puede reducir mediante la alineación de la construcción (pilas de puentes), haciendo muros de gufa (estribos) o mediante embalses (vertedores de excesos). Si la socavación resultante no es aceptable, se deberá hacer una protección del fondo, excepto para pilas circulares donde no existen reglas generales de diseño, porque la protección necesaria depende en grado sumo de la geometría, la composición del fondo, etc.

Un requisito mínimo es, por supuesto, que la parte superior de la protección sea estable y que la construcción del filtro sea sufi-

ciente para prevenir la licuefacción de la arena a través de la protección; se deberá tener cuidado especial en el extremo de la protección para evitar los efectos de la subpresión.

SOCAVACION LOCAL EN PILAS CILINDRICAS

INTRODUCCION:

Este reporte está principalmente restringido a las siguientes condiciones:

- Pilas Circulares (de todas formas)
- Material del fondo no cohesivo y granular.
- Corriente en un sentido (sin influencia de mareas ni oleaje).

Se describen los siguientes aspectos:

- El proceso de socavación y análisis de parámetros importantes.
- Datos de experimentos y de campo.
- Una comparación de los datos de trabajos teóricos y una discusión de la influencia de varios parámetros.
- La protección contra la socavación y el desarrollo de sugerencias para relaciones de diseño.

Está claro que como en muchos otros campos del transporte de sedimentos, no se puede tener una panorámica completa tanto teórica como experimental; los procesos involucrados del agua y el movimiento del sedimento son demasiado complicados y los datos experimentales son incompletos y algunas veces conflictivos. Sin embargo, es posible dar una descripción razonable del proceso de socavación y sugerencias para el diseño de pilas de puentes.

VII.2 DESCRIPCIÓN DEL CAMPO DE FLUJO ALREDEDOR DE LA PILA Y DEL PROCESO DE SOCAVACIÓN

VII.2.1 CAMPOS DE FLUJO:

La característica dominante del flujo cerca de una pila es la estructura de remolinos a grande escala, o el sistema de vórtices, que se desarrollan alrededor de la pila. Estos sistemas vórticos son el mecanismo básico de la socavación local que ha sido reconocida por muchos investigadores, como lo describió Roper, Schneider y Shen, dependiendo del tipo de pila y las condiciones de flujo libre, la estructura de los remolinos puede estar compuesta de cualquiera, todos o ninguno de los tres sistemas básicos: El sistema de vórtice en herradura, el sistema de vórtice en estela, y/o el sistema de vórtice remolcado. Estos sistemas son una parte integral de la estructura del flujo y afectan fuertemente la componente vertical de la velocidad en zona cercana de la pila. Los filamentos del vórtice transversales al flujo en un campo de velocidad bi-dimensional no alterado, se concentran debido a la presencia de una pila rectangular para formar el sistema de vórtice en herradura. El mecanismo mediante el cual se logra la concentración, es el campo de presión inducido por la pila, si el campo de presiones es lo suficientemente fuerte, provoca una separación tridimensional de la capa límite, la que se acumula adelante de la pila para formar el sistema de vórtice en herradura. Una pila rectangular se define como aquella que induce un gradiente de presión lo suficientemente grande como para iniciar el proceso antes descrito. Todas las demás pilas se definen como de vértices agudas, y es importante observar que en tales pilas no se forma la vorticidad. La estructura sirve como un elemento de concentración de la vorticidad que se pre

senta en el flujo no alterado. Para una pila tridimensional como se muestra en la figura 1, los extremos de los filamentos vórticos, que forman el vórtice en herradura se extiende aguas abajo tendiendo a infinito, aumentando la velocidad rotacional en el núcleo del vórtice, de acuerdo con las leyes cinemáticas del comportamiento vórtico. Lógicamente, la geometría de la pila es importante al determinar el esfuerzo del vórtice en herradura, - este sistema, sin embargo, no es permanente para todas las condiciones de flujo estudiadas. Schwind (1962) observó que para algunos números de Reynolds el vórtice en herradura se disipa periódicamente, lo cual se puede observar durante la socavación como impactos de sedimento que son pulsados alrededor de la pila.

Algunas zonas de las pilas tales como la lenticular pueden ser de frente achatada o en punta, dependiendo del ángulo de la pila y del ángulo de ataque del flujo no alterado. Shen y Schneider (1970) encontraron que para una pila bicelada con un ángulo de 30° en el fondo plano, puede considerarse como una pila de nariz de frente filosa en los limitados experimentos que efectuaron. Sin embargo, una duna asimétrica que se desplace aguas abajo de esta pila, puede cambiar el ángulo local de ataque, de manera que la pila actúa como una estructura de nariz obtusa, en este caso, se desarrollará una gran zanja de socavación al pie de la estructura.

La vorticidad concentrada en el sistema de vórtice en estela es generada por la misma pila, en contra posición del vórtice en herradura. El sistema de vórtice en estela se forma por el desplazamiento de las capas de cortante inestable, generadas en la superficie de la pila, las capas de cortante se separan a cada lado de la pila en la línea de separación. A números de Reynolds bajos ($3 < \bar{R} < 40$ a 50), estos vórtices son estables y forman el sistema estático aguas abajo, cerca de la pila, para números de Reynolds de interés práctico, el sistema es inestable, y los vórtices se disipan alternativamente de la pila y se concentran aguas abajo; y el esfuerzo de los vórtices en este sistema varía bastante, dependiendo de la forma de la pila y de la velocidad del fluido. Una pila de perfil hidrodinámico creará una estela relativamente débil, pero un cuerpo obtuso producirá una estela muy grande; la regularidad de los rangos de disipación desde el estado vórtico muy estable de Von Karman ($80 < \bar{R} < 150$ a 300), hasta un estado prácticamente caótico, en el rango transcrito ($3.5 \times 10^6 \bar{R}$), Roshko 1961).

El sistema de vórtice en estela está relacionado con el llamado

flujo superior que ha sido observado por Posey, Moore y Masch, y otros. Se pueden desarrollar grandes zanjas de socavación aguas abajo de las pilas cuando el sistema de vórtice en herradura no se forma o es controlado en forma adecuada, como demostraron los experimentos de Shen y otros. El sistema de vórtice en estela actúa como una aspiradora del material del fondo, que es trasladado aguas abajo por los remolinos que se forman a los lados de la pila.

El sistema de vórtice remolcado, generalmente se presenta sólo en pilas completamente sumergidas y es similar al que se presenta al pie de la superficie de levantamiento en la teoría del ala finita, está compuesto de uno o más vórtices discretos contiguos a la parte superior de la pila, entendiéndose aguas abajo; estos vórtices se forman cuando existen diferencias finitas de presión entre dos superficies que se encuentran en una esquina, como en la parte superior de la pila.

Hung realizó mediciones detalladas de la distribución de velocidades y presiones cerca de una pila cilíndrica en un canal, cuyo ancho fue de 1.2 m, el tirante de 0.195 m, el cilindro 4.3 cm de diámetro y la velocidad promedio del flujo fue de 0.39 m/s, en la sección de aguas arriba.

El coeficiente de presión C_p se define de la siguiente manera:

$$C_p = \frac{p - p_y}{\frac{1}{2} \rho U_y^2} \quad (1)$$

donde p es la presión local, p_y es la presión estática del flujo no alterado aguas arriba en y , ρ es la densidad del flujo, U_y es la velocidad del flujo no alterado aguas arriba en el nivel

Y , e Y es la elevación de referencia sobre el fondo del canal.

Las mediciones de C_p como función de la elevación Y y la localización relativa del cilindro se muestran en la figura 3. Petryk -- (1969) observó que bajo las mismas condiciones de flujo, el flujo secundario a lo largo del frente y del dorso del cilindro es descendente y que en esta última parte, la presión es mayor cerca de la superficie que cerca del fondo.

La corriente secundaria a lo largo del frente del cilindro, se le atribuye a la velocidad no uniforme de llegada; el modelo de circulación en el dorso del cilindro no concuerda con investigaciones anteriores en las que se colocó un objeto bi-dimensional en un campo de flujo no uniforme.

En flujos de cortante, generalmente se ha reportado que la corriente secundaria en la región cerca a la estela de un cilindro es en dirección de la carga de velocidad creciente. Este fenómeno se ha deducido del hecho de que, generalmente, como la velocidad de llegada al cilindro aumenta la presión en el dorso del -- mismo disminuye, se deduce que la corriente secundaria debería ir en la dirección de la presión decreciente, o en la dirección de la carga de velocidad creciente.

Dalton y Masch también encontraron que la corriente secundaria irá en dirección de la carga de velocidad creciente. Estos investigadores colocaron un cilindro en un tunel de agua con un -- perfil de velocidad lineal, y demostraron que este modelo de corriente secundaria era aplicable al flujo sin efectos de superficie libre. Masch, Moore y Roper reportaron el mismo modelo de corriente secundaria aguas abajo de un cilindro en un flujo a canal

abierto con un perfil de velocidad no uniforme.

La circulación secundaria observada en el dorso del cilindro bajo las condiciones de flujo dadas al principio de esta sección, se pueden explicar mediante el criterio de Petryk:

- i) El efecto de la superficie libre, y ii) el modelo de amortiguamiento del vórtice en el dorso del cilindro, los vórtices se amortiguan en forma irregular y su esfuerzo es relativamente bajo, el flujo en la región separada circula en forma estática.

La presión en toda la región separada se supone aproximadamente hidrostática debido a las velocidades del flujo relativamente bajas en esa región. La velocidad de reentrada se supone que es mayor cerca de la superficie que cerca del fondo debido a que la velocidad de entrada es mayor cerca de la superficie.

La velocidad mayor de reentrada que choca contra la parte trasera del cilindro es lo suficientemente fuerte como para provocar un gradiente de presiones descendente. De esto, se desprende -- que con un gradiente descendente, con esto la corriente secundaria también es descendente.

A velocidades menores, la disipación del modelo de vórtice y el flujo secundario es dirigido en forma ascendente. La región de separación oscila de un lado a otro conforme los vórtices fuertes se van disipando alternativamente de las paredes del cilindro; con una fuerte disipación de los vórtices, los puntos de separación en el cilindro y el punto de aguas muertas en la parte trasera, vibran con la disipación de la frecuencia de los vórtices. En la figura 4 se muestra un esquema en el que se aprecia un vórtice fuerte en la mitad superior de la región de separación, este vórtice se disipa, formándose otro vórtice en la parte inferior, este se disipa, y así sucesivamente.

Bajo estas últimas condiciones de flujo, la velocidad mayor cerca de la superficie genera vórtices más concentrados que se producen inmediatamente en la parte trasera del cilindro; por lo tanto, se desprende que la presión atrás del cilindro disminuirá con la distancia medida a partir del fondo en un canal con flujo completamente desarrollado; en este caso, la superficie libre tiene poco efecto y la corriente secundaria es ascendente.

VII.2.2 PROCESO DE SOCAVACION

La característica dominante del proceso de socavación alrededor de una pila de nariz achatada, es el sistema de vórtice en herradura. Como el vórtice en herradura tiene su mayor estrechamiento en el punto A (alrededor de 70° a partir de la dirección principal del flujo, ver figura 1) de una pila circular y cerca de las esquinas de una pila cuadrada, la velocidad rotacional en el núcleo del vórtice es la más grande en esa zona. Si el potencial de socavación creado por esta velocidad es lo suficientemente fuerte como para vencer la resistencia de las partículas al movimiento, la socavación se iniciará en ese punto. Las partículas serán alojadas, a lo largo del frente de la pila y transportadas fuera de la zanja de socavación por el sistema de vórtice en estela, similar a una aspiradora.

Durante el proceso de socavación, la resistencia del sistema de vórtice en herradura será relativamente uniforme a lo largo de la cara de aguas arriba de la pila, formándose en esa zona un núcleo razonablemente cinemático; conforme el hoyo de socavación se profundiza el material del fondo se desliza por la ladera de la cavidad de socavación y así la ladera de aguas arriba de la

zanja de socavación tendrá una inclinación igual al ángulo de reposo del material del fondo. Si el vórtice en herradura es muy fuerte, la ladera cercana al fondo del orificio de socavación -- puede tener su pendiente más inclinada que el ángulo normal de reposo del material del fondo. Esta pendiente pronunciada, por su puesto esta soportada por el sistema de vórtice.

¿Bajo qué condición se puede tener la misma profundidad de socavación para socavación en agua pura? Hasta este momento no se sabe, debería realizarse más investigación en este punto en los laboratorios especializados. Una causa posible sería tener la resistencia y/o frecuencia de ocurrencia del vórtice de herradura para disminuirlo debido a la combinación de las siguientes condiciones:

- i) La dimensión del vórtice aumenta con el tamaño del hoyo de socavación. La dimensión del vórtice es mucho menor que el orificio máximo de socavación. (Nota: Con la misma velocidad rotacional máxima, la fuerza de socavación del vórtice es inversamente proporcional a su tamaño).
- ii) La velocidad rotacional máxima en el vórtice disminuye conforme el tamaño del orificio de socavación aumenta y
- iii) La frecuencia del amortiguamiento del vórtice disminuye con el aumento del tamaño del hoyo de socavación.

Otra causa posible es que la capacidad del vórtice en herradura y del de estela para transportar material del fondo fuera del orificio de socavación, puede crecer con el aumento de la dimensión del hoyo de socavación. Hasta el momento, las investigaciones tales como las de Vautier (1972) no han llegado a producir conclusiones que contesten la pregunta anterior. En cualquier --

caso, la proporción del aumento de la profundidad de socavación disminuirá con el incremento de la profundidad de la erosión por que el volumen del material del fondo que debe ser trasladado fuera de la zanja de socavación aumenta aproximadamente a la tercera potencia de la profundidad de socavación.

Para una pila de nariz angulosa, en ausencia del sistema de vórtice en herradura, se pueden desarrollar grandes hoyos de socavación aguas abajo de las pilas, debido al sistema de vórtice en estela, como demostraron los experimentos de Shen, Schneider y Karaki (1966).

VII.3 ANALISIS DE LOS PARAMETROS DE SOCAVACION

La magnitud que interesa al proyectista para determinar la profundidad de sedimentación de la pila, es la profundidad máxima que alcanzará durante el proceso de socavación. Por esta razón el estudio cuantitativo se limitará a la velocidad máxima alcanzada por el hoyo de socavación alrededor de la pila después de que haya transcurrido el tiempo suficiente para alcanzar el equilibrio.

Limitándose al caso de una pila de puente en un río cuyo flujo se supone uniforme y permanente, existen muchos parámetros que pueden tener influencia en el fenómeno de socavación:

- En variables que caracterizan el fluido:
 - g aceleración debido a la gravedad,
 - ρ densidad del fluido,
 - ν viscosidad cinemática del fluido

- Variables que caracterizan el material del fondo:

- ρ_s densidad del sedimento,
- distribución del diámetro,
- forma de la partícula,
- cohesión del material.

- Variables que caracterizan al flujo:

- d_0 profundidad del flujo de entrada,
- \bar{U} velocidad promedio del flujo no alterado
- k la rugosidad del flujo de llegada.

- Variables que caracterizan a la pila del puente:

- sus formas,
- sus dimensiones,
- su condición de superficie,
- cualesquiera sistemas de protección.

La lista de parámetros es muy larga y algunos de ellos son además, difíciles de cuantificar.

Por esta razón el estudio se ha limitado a las siguientes condiciones de restricción:

- Material de fondo: El sedimento es no cohesivo y tiene un diámetro uniforme D .
- Flujo: Un canal suficientemente ancho de manera que la pila del puente no provoque una contracción significativa.

Fondo plano sin dunas o rizo, de manera que la rugosidad k depende sólo del diámetro del sedimento D y el flujo sigue alguna ley de resistencia que relaciona la velocidad promedio con el gradiente hidráulico I .

- Pila de puente: Cilíndrica, circular, perfectamente lisa.

Los parámetros que están involucrados son:

- Para el fluido: ρ densidad, ν viscosidad cinemática, y g a celeración debido a la gravedad.
- Para el material de fondo: D diámetro del sedimento y ρ_s su densidad.
- Para el flujo: d_o la profundidad y \bar{U} la velocidad promedio del flujo no alterado.
- Para la pila: su diámetro b .

Por lo tanto, la profundidad de socavación d_s depende de 8 parámetros.

$$d_s = f_1 (\rho, \nu, g, D, \rho_s, d_o, \bar{U}, b) \quad (2)$$

Su equivalente para el reemplazo de estos ocho parámetros son -- los siguientes:

$$d_s = f_2 (\rho, \nu, g, D, \Delta, d_o, U_*, b) \quad (3)$$

con $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$, la densidad relativa sumergida

y $U_* = (g d_o)^{1/2}$

Se ha supuesto por lo tanto, que sólo la densidad relativa es de importancia.

El teorema de Vaschy-Buckingham nos permite definir:

$$\frac{d_s}{b} = f_3 \left(\frac{U_* D}{\nu}, \frac{U_*^2}{\Delta g D}, \Delta, \frac{d_o}{b}, \frac{D}{b} \right) \quad (4)$$

1 2 3 4 5 6

La justificación para la selección de los grupos adimensionales--

es la siguiente:

- 1.- Los experimentos han demostrado claramente que es muy práctico relacionar la profundidad de socavación con el diámetro de la pila; la mayoría de los autores están de acuerdo en este punto. Esto se puede explicar físicamente por el hecho de que la socavación es provocada por el sistema devórtice en herradura cuya dimensión es una función del diámetro de la pila.
- 2-3.- Existen parámetros clásicos en el estudio de la carga de fondo.
- 5-6.- Estas relaciones conectan el tamaño de la pila con el del flujo y el del sedimento.

La relación anterior (4) se puede simplificar considerablemente mediante las siguientes observaciones:

- La influencia de la deformación de la superficie libre en el campo del flujo es despreciable si el número de Froude del flujo es suficientemente bajo. El parámetro $U_*^2 / \Delta g D$, por lo tanto, sólo es de importancia para el transporte de sedimentos.
- Existe una relación empírica para el inicio de movimiento que relaciona:

$$\frac{U_{*c} D}{\nu} \quad \text{y} \quad \frac{U_{*c}^2}{\Delta g D}$$

- El término Δ es constante considerando sólo sedimentos naturales (grava o arena $\Delta = 1.65$).

Con estas suposiciones, la relación (4) se puede simplificar a:

$$\frac{d_{sm}}{b} = f\left(\frac{U_*}{U_{*c}}, \frac{d_o}{b}, \frac{D}{b}\right) \text{ ó } \frac{d_{sm}}{b} = f\left(\frac{\bar{U}}{U_c}, \frac{d_o}{b}, \frac{D}{b}\right) \quad (5)$$

Esto significa que la profundidad de socavación d_s dependerá principalmente de la relación de la velocidad media a la velocidad media crítica y los valores relativos del diámetro de la partícula, tirante y diámetro de la pila.

VII.4 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS DE MODELO

En la literatura especializada se pueden encontrar numerosas referencias sobre experimentos de socavación local en pilas de puentes. Sin embargo, pocas de ellas son de naturaleza general con parámetros dependientes y una variedad suficiente de los mismos; en la mayoría de los casos las velocidades son inferiores o iguales a la velocidad crítica para inicio de movimiento; aumentando el diámetro de la pila con tirantes constantes, por lo tanto, disminuyendo sus relaciones son las consideraciones más frecuentes. También el proceso de socavación no ha sido suficiente en muchos casos como para obtener la profundidad de equilibrio de socavación.

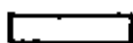
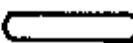
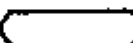

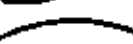

A continuación se darán unas referencias que se consideran de interés y son:

VII.4.1 TISON (1940 resumen en Tison 1961) donde ha prestado mucha atención a la influencia de la forma, perfil de velocidades y otros parámetros.

La curvatura del flujo en el lado aguas arriba de la pila se menciona como la causa principal de las corrientes verticales secun-

darias y de la socavación local.

La mayoría de los ensayos se realizaron en un canal con un ancho de 0.7 m, un gasto de $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$. Un tirante de 0.105 m, una velocidad promedio de 0.41 m/s y un diámetro promedio de arena - $D = 0.48 \text{ mm}$

FORMA	b(cm)	l(cm)	d_s (cm)
	6	24	11.4
	6	24	8.17
	6	24	7.0
	5.2	21.5	6.2
	6.0	24	5.45
	3.4	24	3.3

En un experimento especial el fondo aguas arriba de la pila se hizo más rugoso con grava de $D = 1$ a 2 cm , aumentando el gradiente de velocidad cerca del fondo. La forma lenticular dió una profundidad de socavación máxima de 7.1 cm en lugar de 5.45 cm, demostrando la influencia del perfil de velocidades. Un incremento gradual del espesor de una pila lenticular de 5.3 cm en la superficie del agua hasta 8.1 cm cerca del fondo dió por resultado una disminución de la profundidad de socavación desde 7.1 hasta 4.6 cm.

La influencia del ángulo de ataque se estudió con una pila lenticular (6 X 24 cm).

$\alpha = 0^\circ$	6°	14.5°
$d_s = 5.45 \text{ cm}$	6.95 cm	$> 10.0 \text{ cm}$

La profundidad máxima de socavación ocurrió en la nariz de aguas arriba para una pila rectangular y a los lados para las formas hidrodinámicas. La longitud de una pila rectangular no es importante a un ángulo de ataque de 0 grados..

VII.4.2 INGLIS (1948). Las pruebas se efectuaron sobre una pila rectangular de nariz redondeada con $l = 19.2 \text{ m}$ y $b = 11.3 \text{ m}$ ($l/b = 1.7$) con una escala longitudinal 1:40, 1:65, 1:105 y 1:210 con ángulo de ataque 0. Los resultados son difíciles de interpretar porque \bar{U} y d_o se variaron simultáneamente; Los valores máximos de d_s/b fueron del orden del 1.3 (ver figura 5). La arena que se utilizó en las pruebas tenía diámetros medios de 0.3- y 1.3 mm, hasta obtener un transporte neto nulo (sin alimentación de arena). De los datos experimentales se obtuvo la siguiente relación:

$$\frac{d_o + d_s}{b} = 1.7 \left(\frac{q^{2/3}}{b} \right)^{0.78} \quad (\text{ft, coeficiente} = 2.32 \text{ metros})$$

La relación tiene aplicación limitada para $b \rightarrow 0$ y para \bar{U} aumentando con h constante conforme a lo expuesto por Neill.

Thomas estableció la fórmula no debe utilizarse fuera del rango experimental: $q^{2/3}/b = 2 \text{ a } 10$

La mayor desventaja de la relación es la combinación de tirante no alterado y profundidad de socavación.

Varios autores convirtieron la relación original:

Blench (1962)

$$\frac{dr+ds}{dr} = 1.8 \left(\frac{b}{dr} \right)^{1/4} \quad dr = \text{profundidad de régimen.}$$

Arunachalam (1965, 1967) con la ayuda de la relación de Kennedy:

$$\bar{v} = 0.84 dr^{0.34} \quad (ft)$$

Llegaron a: $\frac{ds}{b} = \frac{dr}{b} \left(1.95 \left(\frac{dr}{b} \right)^{1/6} - 1 \right)$ en que $dr = 0.99 g^{2/3} (ft)$
ó $dr = 1.334 g^{2/3} (m)$

$$\frac{dr+ds}{dr} = 1.95 \left(\frac{b}{dr} \right)^{1/6}$$

VII.4.3 LAURSEN Y TOCH (1956, 1953), Investigaron la influencia de la forma de la pila, ángulo de ataque, tirante, velocidad y diámetro del sedimento. Los efectos de la forma de la pila y el ángulo de ataque se estudiaron en la condición de ensaye standard: $b = 0.06 \text{ m}$. $d_s = 0.092 \text{ m}$. $\bar{U} = 0.38 \text{ m/s}$ y $D = 0.58 \text{ mm}$.

La influencia del tirante, velocidad media del flujo y diámetro del sedimento se estudió en una pila acampanada bajo un ángulo de ataque de 30° . Los resultados se observan en la figura 11, de donde se concluyó que no existe influencia sistemática del tamaño del grano, y la velocidad en el rango estudiado; existe una influencia del tirante como podría esperarse debido al gran ancho proyectado de la pila (dimensiones $0.06 \times 0.4 \text{ m}$, $b = 0.06 \text{ m}$, $b_{\text{eff}} = 0.25 \text{ m}$). La profundidad de socavación varió con el tiempo debi-

do al paso de las dunas; los valores dados son promedios.

ANGULO DE ATAQUE	1/b	PROFUNDIDAD RELATIVA DE SOCAVACION*		
		NARIZ REDONDEADA	ELIPTICA	LENTICULAR
0°	1:1	1.00		
	3:2	1.00		
	2:1	1.00	0.91	0.91
	3:1	1.00	0.83	0.76
10°	3:1	1.02	0.98	0.98
20°	3:1	1.13	1.06	1.02
30°	2:1	1.17	1.13	1.13
30°	3:1	1.24	1.24	1.24

* relativa a socavación para una pila circular con $b = 0.06$ m.

Los autores presentaron también una relación gráfica para diseño de pilas rectangulares bajo ángulo de ataque 0, cuya expresión dada por Neill es:

$$\frac{d_s}{b} = 1.5 \left(\frac{d_0}{b} \right)^{0.8}$$

VII.4.4 SHEN, SCHNEIDER, KARAKI, ROPER, SCHNEIDER, SHEN (1967), SHEN (1971).

En la primera referencia (1966) se da una revisión de la literatura existente. Un análisis del campo del flujo del sistema de vórtice en herradura cerca de una pila circular, llevó a la conclusión de que la circulación del vórtice es proporcional a U_a

($a = b/2$). La siguiente conclusión de que la profundidad de socavación local es una función de este factor dividido entre la viscosidad cinemática dando un número de Reynolds, no es muy lógica.

Los resultados experimentales (21 pruebas) se dan para una pila circular con $b = 0.15$ m y arena 0.46 mm y dos ensayos con $D = 0.9$ m, en arena de 0.46 mm. Los resultados para la arena 0.24 mm se dan en la figura 13. Las profundidades de socavación para la pila de 0.9 m fueron de 0.67 m y 0.55 m respectivamente para $d_o = 0.67$ m, $\bar{U} = 0.66$ m/s y $d_o = 0.61$ m, $\bar{U} = 0.50$ m/s.

De estos datos y otros resultados de las referencias se obtuvo una relación de la forma:

$$d_s = 0.000193 Re^{0.512} \quad (\text{m}) \quad (\text{Shen 1966a})$$

$$d_s = 0.00073 Re^{0.619} \quad (\text{m}) \quad (\text{Shen 1969}) \text{ ver figura 14.}$$

Esta relación debe considerarse como una envolvente superior, -- porque la profundidad de socavación no aumenta con \bar{U} para $\bar{U} > \bar{U}_c$ (Chabert y Engelinger).

Para d_{sm} se dió otra relación:

$$d_{sm} = 2 \left\{ F^2 \left(\frac{b}{d_o} \right)^3 \right\}^{0.215} \quad F = \bar{U} / \sqrt{g d_o}$$

$$\frac{d_{sm}}{b} = 2 F^{0.43} \left(\frac{d_o}{b} \right)^{0.355}$$

que es similar a la relación de diseño de Laursen y Toch; ésta última se puede aproximar mediante:

$$\frac{d_{sm}}{b} = 1.35 \left(\frac{d}{b}\right)^{0.3} \quad \text{para una pila circular}$$

d_{sm} fluctúa con el tiempo para $\bar{U} > \bar{U}_c$. Los autores recomiendan tomar la altura de la duna = $d_{sm} + 0.5$ para diseño.

La influencia del diámetro de la partícula se considera despreciable para $D \leq 0.5$ mm (Shen et al 1966a). La influencia de la forma de la pila fue estudiada por Shen et al (1966b).

VII.4.5 BASAK et al (1975) han realizado pruebas con pilas cuadradas en arena gruesa ($D_{50} = 0.65$ mm, $D_{90} = 1$ mm). El ancho de la pila varió desde 0.04 a 0.5 m, pero los tirantes fueron pequeños (hasta 0.14 m) Para la mayoría de las pruebas, U fue mayor que U_c , pero como el tirante y la velocidad se variaron simultáneamente, no se pudo obtener una variación independiente de los parámetros. Los resultados para pilas se correlacionaron con la ecuación:

$$d_s = 0.558 b^{0.585} \quad (m)$$

para d_s variable, lo cual se puede interpretar sólo como una reducción de d_s/b con b/d_o aumentando. Los resultados se interpretan de una mejor manera graficando d_s/b contra d_o/b , lo cual muestra que d_o/b constante, d_s aumenta linealmente con b (figura 23)°

Aumentando la relación longitud-ancho de pilas rectangulares no hubo incremento de la profundidad de socavación para $l/b = 1$ a 6. Para pilas rectangulares bajo un ángulo de ataque entre 0° y 90°, la relación anterior es válida también si se toma el ancho proyec

tado para b. Se obtuvieron resultados interesantes con varias pilas cuadradas. Para un arreglo de pilas de forma hidrodinámica con la socavación máxima del flujo, ésta siempre ocurrió en la cara de aguas arriba de la primera pila, de manera que no se encontró una influencia de la separación y el número de pilas; para otras pilas se observó la socavación mínima para una relación de espaciamiento entre ancho = 4.

Para arreglos perpendiculares al flujo, la profundidad de socavación disminuyó con el incremento del espaciamiento hasta una relación de separación entre ancho de 5.

VII.5 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS DE CAMPO

Los datos de campo proporcionarán una prueba final de las relaciones obtenidas en base a los experimentos a pequeña escala; -- por lo tanto, es desafortunado que la disponibilidad de datos de campo sea limitada; La utilización de los datos se ve limitada -- también por las formas geométricas complicadas, variabilidad del material del fondo y la inexactitud de las cantidades medidas. -- Algunos casos se presentan a continuación.

VII.5.1 Inglis (1949), Ríos de la India. Se proporcionan observaciones durante el período 1924-1942 de 17 puentes en ríos con descargas de 850 a 63,000 m³/s; los datos se presentan en forma de tabla para la profundidad total socavada, medida desde la superficie del agua hasta el fondo de la socavación, esta profundidad total es la suma de la profundidad general socavada, socavación debido a la contracción y socavación local debido a las pilas; las profundidades se compararon con la profundidad de régimen de Lacey:

$$d_{\text{Lacey}} = 0.473 (Q/f)^{1/3} \quad (\text{m ó ft})$$

en que f = factor de sedimentación = $1.76 (D)^{1/2}$, D = diámetro - medio de las partículas en mm; el valor promedio fue de 2.09 con un valor medio hidráulico de 12.9%; los valores individuales de la relación variaron entre 1.73 y 2.62; para diseñar, generalmente se utiliza un valor de 2.0, por lo tanto:

$$d_o + d_s = 0.95 (Q/f)^{1/3}$$

Arunachalam (1965) reanalizó los datos y encontró que la correlación podría mejorarse eliminando f ; el resultado fue:

$$d_o + d_s = (2.09) 0.473 Q^{1/3} \approx 0.95 Q^{1/3}$$

El valor medio hidráulico se redujo a 8.45% correlaciones individuales variando de 1.72 a 2.59. Arunachalam estableció que no se puede concluir que el diámetro de la partícula no es importante si ésta varía entre 0.17 y 0.39 mm.

VII.6.- COMPARACION DE DATOS CON ANALISIS DIMENSIONAL Y TRABAJOS TEORICOS.

INFLUENCIA DE LOS PARAMETROS

Hasta el momento no se ha desarrollado todavía una teoría para un modelo completo del cálculo del campo de velocidades y la proporción del transporte de sedimento local relacionado con éste en el hoyo de socavación. El campo de flujo es muy complicado y no existen relaciones de transporte para flujos turbulentos no homogéneos; se han hecho algunos intentos, pero éstos se pueden considerar sólo como explicativos debido a las suposiciones implícitas.

Por lo tanto, un análisis de los datos experimentales con análisis dimensional como estructura parece ser la única posibilidad para obtener relaciones generales; el análisis dimensional dió por resultado una relación de la forma:

$$\frac{d_s}{b} = f\left(\frac{\bar{U}}{\bar{U}_c}, \frac{D}{b}, \frac{d_o}{b}\right) \quad (5)$$

despreciando la influencia de la forma, el número de Froude, la densidad y granulometría del material del fondo. A continuación se tratará la influencia de varios parámetros.

VII.6.1.- INFLUENCIA DE \bar{U}/\bar{U}_c

De los resultados de varias investigaciones se puede obtener una panorámica general de la influencia de este parámetro. Los siguientes regímenes se pueden distinguir:

a) $\bar{U}/\bar{U}_c \leq 0.5$ - sin socavación (ver Hanco 1967, Nicollet 1971 -

a, b).

b) $0.5 \leq \bar{U}/\bar{U}_c \leq 1.0$ - socavación en agua pura. En este intervalo la profundidad de socavación aumenta casi en forma lineal con \bar{U} (ver fig. 8 para $D = 3$ mm (Chabert y Engeldinger 1956), fig. 17 (Hanco 1967) y fig. 18 (Maza 1968)). La función $d_s/d_{sm} = (2\bar{U}/\bar{U}_c - 1)$, obtenida por Hanco es una buena aproximación dentro de este intervalo. La profundidad límite de socavación se logra gradualmente (fig. 6).

c) $\bar{U}/\bar{U}_c \geq 1.0$ - socavación con movimiento de sedimento. Aquí, la profundidad de socavación no aumenta con la velocidad, aparentemente porque el equilibrio dinámico entre el arrastre fuera del hoyo de socavación y hacia él, no tiene influencia de la magnitud del volumen de transporte. Algunas veces se observa una ligera disminución de d_s con \bar{U} . La profundidad de socavación fluctúa con el tiempo debido a la influencia de las formas del fondo que se desplazan (fig. 7). La profundidad límite de socavación se define como el valor promedio en el tiempo. (Neil 1964 a). La d_{sm} máxima se define como la máxima con respecto a la velocidad.

Para la mayor parte de los problemas prácticos, es suficiente una estimación de d_{sm} , porque en un río, la condición $\bar{U}/\bar{U}_c \geq 1.0$ se encuentra durante las avenidas casi siempre.

VII.6.2.- INFLUENCIA D/b

Nicollet (1971 a, b) reportó ensayos simétricos para una gran variedad de diámetros del grano. Los resultados se interpretan teniendo una influencia de D/b . Si los resultados se regrafican con d_s contra D para b y d_o constantes, se deduce que la profun

didad de socavación es una función de D (fig. 19). La influencia de b se debe principalmente a la variación simultánea de d_o/b (d_o constante e igual a 0.2 m, en la mayoría de las pruebas). La profundidad máxima de socavación como una función del diámetro del grano, ocurrió a $D = 2$ mm.

Laursen y Toch (1956) no observaron la influencia de $D = 0.44$ a 2.25 mm. (fig. 11), pero Hanco (1971) observó un incremento de d_s/b con $D^{1/3}$ para $D = 0.5$ a 5 mm. Los resultados de Bonasoundas también muestran un incremento de la profundidad de socavación al aumentar el diámetro de la partícula en el rango 0.6 a 3.3 mm.

En conclusión, se puede establecer que la influencia del diámetro del sedimento es limitada. El efecto principal de D/d_o es por la influencia sobre el perfil de velocidades, que es una función de este parámetro. Un incremento en el gradiente de velocidad (D/d_o aumentando); incrementará el esfuerzo del sistema de vórtice, como lo demostró Tison (1940).

VII.6.3.- INFLUENCIA DE d_o/b

Este factor genera las conclusiones más conflictivas. Se pueden distinguir las siguientes escuelas:

a) La teoría de régimen de la profundidad de socavación como un múltiplo del tirante de régimen. A manera de ejemplo, la relación de Inglis se toma:

$$d_s \approx d_{Lacey} = 0.473 (Q/f)^{1/3}$$

b) Una modificación de este tipo de relación para introducir un efecto de d_o/b , por ejemplo Arunuchalam (1965).

$$d_s/d_r = 1.95 (b/d_r)^{1/6} - 1 \quad (d_o = d_r = \text{tirante del régimen})$$

o Blench:

$$d_s/d_r = 1.8 (b/d_r)^{1/4} - 1$$

c) Las relaciones que expresan d_s/b como una función de b/d_o :

Laursen y Toch (1956), Neill (1965);

$$d_s/b = 1.5 (d_o/b)^{0.3} \quad \text{para pilas rectangulares.}$$

Esta relación también fue propuesta por Veiga da Cunha (1970):

$$d_s/b = 1.35 (d_o/b)^{0.3} \quad \text{para pilas circulares.}$$

Hanco (1971):

$$d_s/b = 3.3 (D/b)^{0.2} (d_o/b)^{0.13}$$

d) Relaciones que determinan la profundidad de socavación en --
función del diámetro de la pila:

Larras (1963) $d_s = 1.05 b^{0.75}$ (m).

Shen (1969 a) $d_s \sim b^{0.619}$ (para \bar{U} constante)

Breusers (1965) $d_s = 1.4 b$ (para pilas circulares).

Barak (1975) $d_s = 0.558 b^{0.586}$ (pilas rectangulares).

La evidencia experimental se compara con estas expresiones en --
la fig. 29. Los resultados de Laursen se amplificaron a escala
con el ancho efectivo (0.6 ft.), en lugar del ancho real (0.2 ft.),
porque se utilizó una pila con un ángulo de ataque de 30° ----
($K_\alpha = 2.5$) y también se corrigieron para la forma de la pila --
(0.9).

De resultados experimentales, se ve claro que para $d_o/b > 3$, la influencia de este parámetro se puede despreciar. Para valores menores, es necesaria una relación empírica. La siguiente relación da una buena descripción para el rango completo de d_o/b :

$$d_s/b = 1.5 \operatorname{tgh} (d_o/b)$$

Para $d_o/b \rightarrow 0$, la relación sobreestima la profundidad de socavación si se compara con la teoría de régimen, pero algunos experimentos también determinan valores más altos de d_s/b para $d_o/b = 0.4$ a 1.0 .

Las relaciones del tipo b y c y Breusers (1965) satisfacen la relación lineal básica entre la profundidad de socavación y la dimensión de la pila para la similitud geométrica. Esta relación lineal se considera esencial para estudios en modelo y es resaltada por Neill (1964 a):

"La evidencia disponible sugiere que si las dimensiones de la pila y el tirante se reducen a escala uniformemente, la profundidad de socavación se puede reducir a escala mediante el mismo factor, aproximadamente".

VII.6.4.- FORMA DE LA PILA

Tison (1940) demostró en forma cualitativa que la socavación al rededor de pilas puede ser afectada por la curvatura de las líneas de flujo. Shen, Schneider y Karaki (1969) clasificaron las formas de pila en dos categorías:

i) Pila de nariz lisa, en la que se presenta un sistema de vórtice fuerte en herradura y la profundidad máxima de socavación-

se presenta al pie de la pila.

ii) Pila de nariz aguda, en la que el sistema de vórtice en herradura es muy débil y la profundidad máxima de socavación ocurre cerca del extremo aguas abajo.

Chabert y Engeldinger (1956) ensayaron la socavación alrededor de seis formas de pilas (fig. 30).

Paintal y Garde (1956) observaron que la nariz de aguas arriba de la pila juega un papel importante en el fenómeno de socavación y la parte trasera de la pila no tiene ningún efecto. Algunos de sus ensayos se realizaron con pilas con nariz triangular aguas arriba, con diferentes ángulos en el vértice de 15 a 80° y los resultados indicaron que la profundidad máxima de socavación aumenta con el ángulo del vértice; también encontraron que la longitud de la pila tiene un efecto despreciable en las profundidades máximas de socavación para sus formas de pila, con un diámetro del grano de 2.5 mm (con cero ángulo de ataque).

Shen y Schneider (1970) probaron nueve formas de pilas y encontraron que :

- i) La profundidad máxima de socavación se presentó en el extremo aguas abajo de una pila biselada con un ángulo de cuña de 30°,
- ii) Una pila rectangular con la cara de aguas arriba rugosa y un delantal horizontal de piedra, aparentemente no tienen efecto en la socavación, y
- iii) una pila rectangular sobre una base plana apoyada en pilas con un labio vertical alrededor del extremo de la base, es un artificio efectivo para reducir la socavación -- (40 - 50%).

En conclusión, se puede decir que si se toma como referencia la pila circular o la de nariz redondeada, se puede obtener una reducción del orden del 25% en la profundidad de socavación, con ángulo de ataque cero. Este efecto positivo desaparece para ángulos de ataque mayores de 10 a 15°. Por otro lado, una pila rectangular sufrirá del 20 al 40% más de socavación que la pila de referencia.

VII.6.5.- INFLUENCIA DEL ANGULO DE ATAQUE

La influencia del ángulo de ataque se ha estudiado por Laursen y Toch (1956), ver fig. 32 para una relación empírica k_s . Los resultados de Chabert y Engeldinger (1956) para $L/b = 4$ (ver fig. 10) y Varzelioçis (1960) $L/b = 6$, pilas redondas también se aprecian en esta figura. Se puede concluir que la relación de Laursen y Toch da una buena estimación de k_s . Algunos autores proponen el empleo del ancho proyectado en sus fórmulas (Arunachalam (1965), Barak (1974), pero dan valores sobreestimados en la mayoría de los casos.

VII.6.6.- INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCION DEL DIAMETRO DE LAS PARTICULAS

Para determinar este factor, Ramette y Nicollet (1971) realizaron una serie de ensayos con las mismas condiciones hidráulicas y las mismas pilas circulares que las utilizadas para pruebas con materiales uniformes de fondo. La arena utilizada para estas pruebas fue de un 33% mezcla de las arenas a, b y c anteriormente empleadas, con una curva granulométrica más o menos recta para diámetros entre 0.8 y 3.2 mm.

Los datos experimentales de las profundidades límites de socavación se presentan como una función de la velocidad del flujo en la fig. 33, para una pila de 10 cm., de diámetro. Las pruebas con materiales de diámetro uniforme realizadas para velocidades cercanas al inicio de movimiento no demostraron cambio significativo en el fondo aguas abajo de la pila, y por lo tanto no fue necesario alimentar con arena el canal. Para la mezcla, las velocidades del flujo corresponden a un movimiento intenso de los elementos finos, con formación de dunas en ciertos casos. Se realizaron dos series de pruebas: La primera con sedimentación adicional para asegurar la estabilidad del fondo aguas arriba, y la otra sin alimentación. La profundidad de socavación se midió en todos los casos con respecto al nivel medio del fondo aguas arriba.

En la fig. 33, se puede ver que:

- Para la mezcla, la socavación máxima se obtiene para una velocidad del flujo en las proximidades de la velocidad de la socavación máxima para la componente media b tomada en forma separada,
- El límite de la profundidad máxima de socavación para la mezcla es más o menos 25% menor que la obtenida con cada uno de los componentes tomados por separado,
- En el caso de la mezcla, la variación de la profundidad de socavación para las velocidades del flujo que provocan un transporte significativo de la carga de fondo es mucho menor a los valores límites de d_s obtenidos con los componentes de la mezcla.
- Las profundidades de socavación son mayores en ausencia de alimentación de sólidos aguas arriba, es decir, cuando la carga de

fondo se alimenta con los materiales naturales.

Estos resultados tienden a demostrar que los valores de d_s cerca dos al inicio del transporte de carga de fondo para un material de granulometría uniforme, no puede ser excedido si una cierta distribución granulométrica se considera a ambos lados de d , y que esta conclusión es independiente de las condiciones de flujo.

VII.6.7.- INFLUENCIA DE LA DENSIDAD DEL MATERIAL DEL FONDO

Algunos autores han realizado experimentos con varias densidades del material del fondo (Nicollet (1971 a), Dietz (1972) bajo con diciones idénticas. La conclusión de estos experimentos es que la densidad sólo tiene influencia en la profundidad máxima de so cavación. Existe alguna tendencia de la profundidad de socavación a aumentar con la disminución de la densidad del material del fondo para idénticas \bar{U}/\bar{U}_c , pero el empleo de material de den sidad baja en modelos es posible en los casos donde es necesario satisfacer la condición de Froude.

VII.7.- PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACION

Después de seleccionar en forma óptima la forma de la pila para mi nimir la socavación, se pueden considerar arreglos adicionales para prevenir la formación del hoyo de socavación, o sea per mitiendo profundidades menores de cimentación. En el análisis final, el criterio de costo decidirá la conveniencia de estos - arreglos.

VII.7.1.- CAJON DE CIMENTACION

En este aspecto, Chabert y Engeldinger (1956) investigaron una pila circular cimentada en un cajón circular, las pruebas en un canal experimental ayudaron a concluir que el mejor sistema parece ser un cajón de diámetro igual a tres veces el diámetro de la pila y una profundidad de desplante igual a un medio del diámetro de la pila; esto reducirá la socavación en sólo $1/3$ del valor obtenido con una pila sin cajón.

Shen y Schneider (1970) han investigado una variante del sistema de cajón en el que este se encuentra rodeado por un delantal vertical. La idea principal es contener el vértice en herradura dentro de un cajón, permitiéndole escapar aguas abajo; estas pruebas se hicieron con pilas rectangulares.

Bajo condiciones óptimas para todas las dimensiones, fue posible obtener un nivel del fondo correspondiente al delantal, arriba y a los lados de la pila, y aún obtener una acumulación de material aguas abajo.

Este sistema puede reducir la socavación a la mitad. Las dimensiones de la plataforma y del delantal en relación a la pila y los otros parámetros (flujo, sedimento) no se estudiaron de una manera lo suficientemente sistemática como para formular leyes generales para dimensiones válidas en el caso general. El delantal permite una reducción de las dimensiones del cajón.

VII.7.2.- ESTRUCTURAS ADICIONALES COLOCADAS AGUAS ABAJO: PILAS

Chabert y Engeldinger (1956), y luego Chang y Farim (1969), investigaron la instalación de pequeñas pilas arriba del propio estribo. El objeto principal es romper la corriente incidente y de esta manera, debilitar el vértice que genera la erosión.

Se necesita un gran número de parámetros para la definición de tal estructura: n pilas de diámetro d , separadas una distancia e , abertura de acuerdo con el ángulo α y la distancia L a partir de la pila, en total, cinco parámetros. No se pudo formular una ley general relativa a tal sistema. Pruebas de laboratorio han hecho posible observar reducciones en la socavación hasta del 50%.

Reducciones similares son obtenidas por Levi y Luna (1961) con una pantalla vertical colocada a $2b$ aguas arriba de una pila rectangular.

Cabe mencionar que todas estas construcciones no fueron probadas bajo condiciones generales. Se recomiendan pruebas especiales para aplicaciones prácticas.

VII.7.3.- RIP RAP MATS

Este método es el más usado para evitar la erosión, colocando las piedras en el hoyo de socavación. Muchos autores han examinado este problema y han dado recomendaciones para la elección de los materiales. La experiencia ha demostrado que este tipo de protección es la única que elimina totalmente la socavación.

Carstens (1966) emplea el hecho de que la velocidad máxima alrededor del cilindro en un flujo bidimensional, es aproximadamente dos veces la velocidad en el flujo no alterado, con el objeto de establecer que la velocidad para iniciar la socavación al pie de la pila deber ser la mitad de la correspondiente al movimiento general de la carga de fondo. Los ensayos de S. Hancock (AIHR, 1971) confirmados por Ramette y Nicollet (1971) han

demostrado que para una socavación dada, que empieza a aparecer al pie de una pila circular a una velocidad del flujo igual a la mitad de la velocidad crítica, no importando el diámetro de la pila. Estos resultados hacen posible determinar el peso de las Rip Raps que evitan la socavación. De hecho, en un río donde la velocidad extrema de avenida es V_{max} , es suficiente colocar piedras cuya velocidad crítica sea $V_c = 2V_{max}$.

El diámetro de las piedras D , en función de la velocidad V_c se puede determinar, por ejemplo, mediante la fórmula de Izbech -- (1935).

$$U_c = 0.85 \sqrt{2g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D}$$

donde ρ_s y ρ son el peso específico de las piedras y del agua, resp. Para $\rho_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$, $U_c \approx \sqrt[5]{D}$ [m.], que cubre también los datos de Maza y Sánchez (1964) y Neill (1973). Las dimensiones horizontales de la protección contra cualquier socavación debería ser, cuando menos dos veces al ancho de la pila, medidas desde la cara de la pila. Para el espesor, se sugiere tomar como mínimo tres veces el diámetro de la piedra. Se necesita un buen filtro invertido para evitar la licuefacción del material del fondo (Posey, 1974). La parte superior de la protección deberá colocarse a alguna distancia abajo del nivel normal del fondo para evitar una exposición excesiva.

VII.7.4.- CONCLUSION

Aunque se pueden obtener resultados válidos por medio de cajones de cimentación abajo del nivel del fondo o por medio de pilas colocadas aguas arriba del estribo principal, no existe una

ley general para determinar las dimensiones de estas estructuras protectoras.

Por otro lado, un método simple y efectivo para prevenir la erosión, consiste de proporcionar una protección con Rip Rap, en la que las dimensiones de la piedra se pueden determinar simplemente conociendo la velocidad extrema del río.

VII.8.- ASPECTOS PRACTICOS DE DISEÑO

Del material presentado, se concluye que la profundidad de socavación se puede describir como una función de la forma:

$$\frac{ds}{b} = f \left\{ \frac{\bar{U}}{U_c}, \frac{d_0}{b}, \text{forma, ángulo de ataque} \right\}$$

Para aplicaciones prácticas, se sugiere la siguiente relación:

$$\frac{ds}{b} = f_1 \left(\frac{\bar{U}}{U_c} \right) \left[1.5 \operatorname{tgh} \left(\frac{d_0}{b} \right) \right] \cdot f_2 (\text{forma de la nariz})$$

$$\begin{aligned} \text{en que } f_1 = \left(\frac{\bar{U}}{U_c} \right) &= 0 \text{ para } \frac{\bar{U}}{U_c} \leq 0.5 \\ &= \left(2 \frac{\bar{U}}{U_c} - 1 \right) \text{ para } 0.5 \leq \frac{\bar{U}}{U_c} \leq 1.0 \\ &= 1 \text{ para } \frac{\bar{U}}{U_c} \geq 1.0 \end{aligned}$$

f_2 (Forma de la nariz) = 1.0 para pilas circulares y redondeadas
= 0.75 formas hidrodinámicas
= 1.3 pilas rectangulares

$f_3 \left(\alpha, \frac{1}{b} \right)$ - ver Fig. 32

Hablando en términos generales, una protección flexible a alguna profundidad por abajo del fondo normal del río, dará los mejores resultados. El tamaño necesario de la piedra para una velocidad media máxima dada \bar{U}_{max} , se puede obtener de

$$\bar{U}_{max.} = 0.5 \bar{U}_c = 0.42 \sqrt{2g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot D}$$

se necesita la construcción de un buen filtro.

Los desplantes rígidos deberán diseñarse con cuidado y colocarse a alguna profundidad abajo del nivel de la socavación general.

Si el desplante está expuesto al flujo, la profundidad de socavación aumentará debido a un ancho efectivo mayor.

Se deberá prestar atención a los siguientes efectos especiales:

-Avenidas instantáneas.- Pueden provocar una mayor profundidad de socavación debido a las condiciones no permanentes de transporte. Laursen y Toeh (1956) sugieren un aumento del 50% de la profundidad de diseño de socavación.

-Dunas y Ondas de Arena:- Pueden cambiar el ángulo de ataque e incrementar la profundidad local cerca de la pila y provocar un incremento de la profundidad de socavación, porque no hay transporte hacia aguas arriba (Melville, 1974). El mismo efecto se logra por medio de la vegetación durante el período de secas.

-Socavación General Debida a la degradación, contracción, meandreo de los canales se excluye (ver Neill, 1973).

Al tomar un valor para la profundidad de socavación, deberá recordarse que "la probabilidad de que se presente una avenida de más o menos el mismo período de retorno que el de la vida útil del puente, es demasiado grande y el costo de construcción de una cimentación segura contra cualquier socavación probable, es demasiado pequeño como para justificar cualquier riesgo de pér-

cida del puente" (Laurson 1970).

VII.9.- DISCUSION, INVESTIGACION NECESARIA

Aunque se puede presentar una gran abundancia de datos experimentales y se desarrollaran relaciones prácticas de diseño, no se puede decir que todos los aspectos de la socavación local cerca de pilas de puentes están esclarecidos. Los desarrollos teóricos son limitados y no hay esperanza de un éxito rápido en esta complicada interacción del campo de flujo y el transporte de sedimento. Serían muy útiles más datos experimentales para pilas de gran diámetro ($b \geq 0.5m$), en el rango completo de tirantes -- ($d_o/b = 0.5-4$) para probar las relaciones dadas.

También se necesitan datos de prototipo para probar las relaciones desarrolladas en base a experimentos en modelos. Los datos proporcionarán toda información relevante sobre geometría, material de fondo y campo del flujo y por lo tanto, son difíciles de obtener porque la profundidad máxima de socavación ocurrirá durante las avenidas.

SEPARATION POINT FLUCTUATES
BACK AND FORTH

FLUCTUATING REAR
SEPARATION POINT

ZERO STREAMLINE

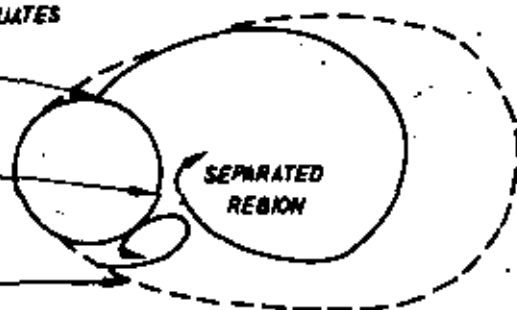


FIG. 4 SEPARATION AND OSCILLATION BEHIND CYLINDER (TOP VIEW)
(AFTER PETRYK, 1969)

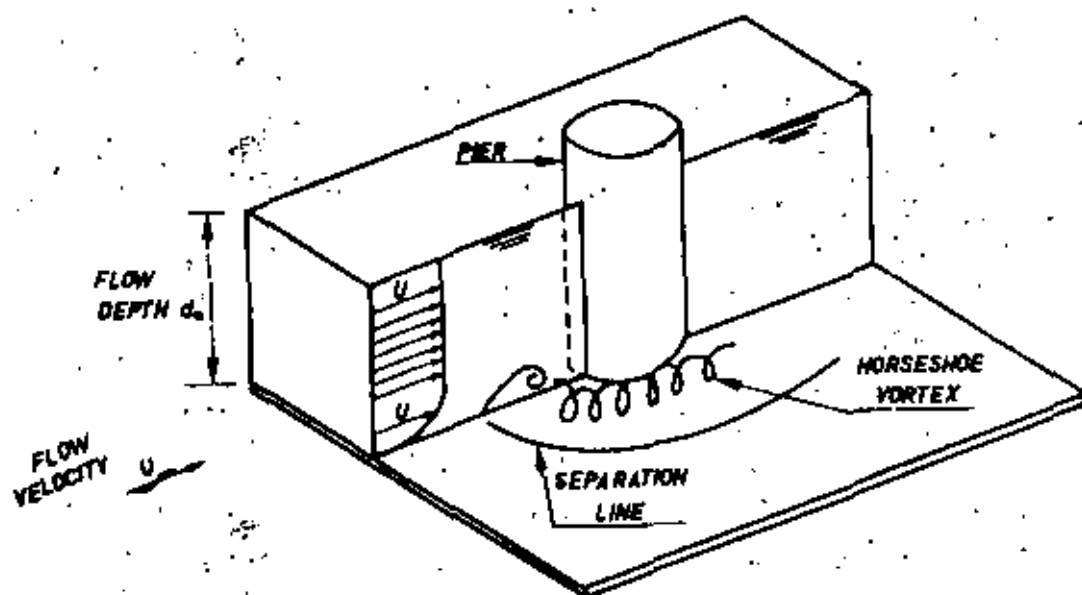


FIG. 1 SKETCH OF HORSESHOE VORTEX

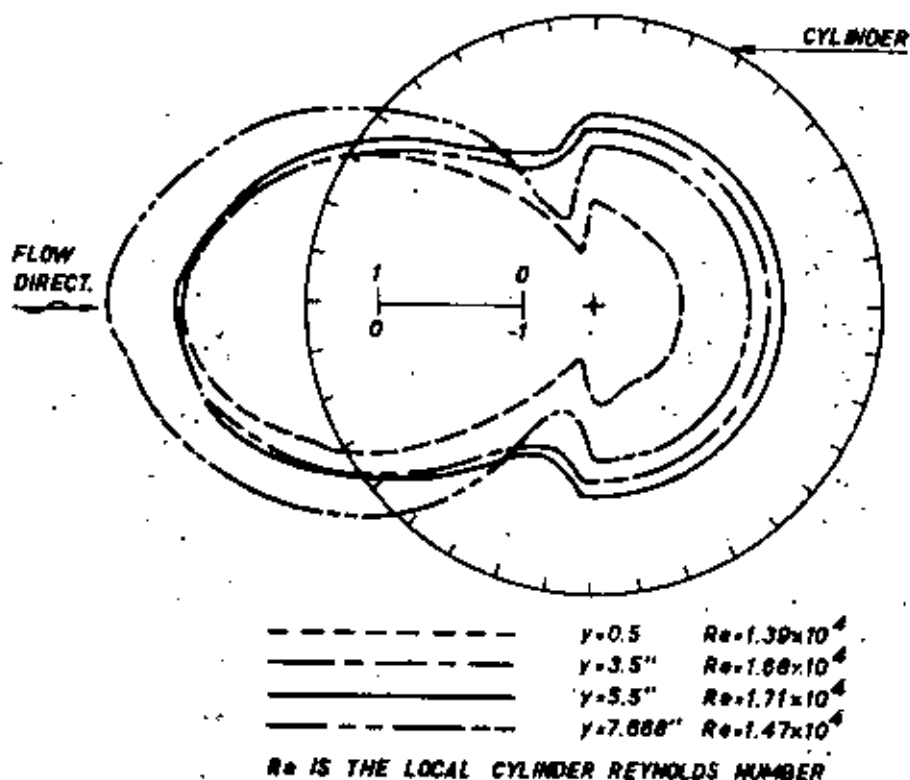


FIG. 3 PRESSURE COEFFICIENT C_p

NOSE FORM	LENGTH-WIDTH	SHAPE	SHAPE COEFFICIENT
RECTANGULAR			1.00
SEMICIRCULAR			0.90
ELLIPTIC	2:1		0.80
	3:1		0.75
LENTICULAR	2:1		0.80
	3:1		0.70

FIG. 31 SHAPE COEFFICIENT AFTER LAURSEN (1961)

15X

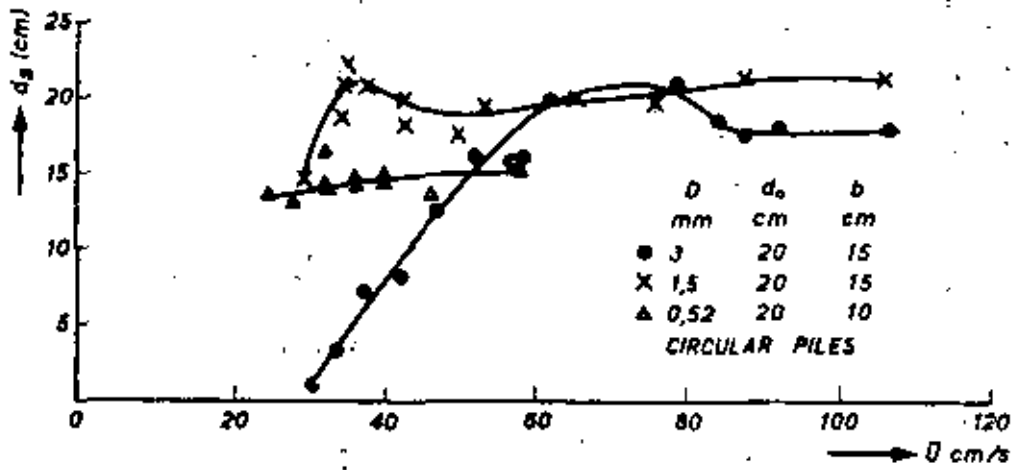


FIG. 8 SCOUR DEPTH AS A FUNCTION OF VELOCITY (CHABERT AND ENGELDINGER 1956)

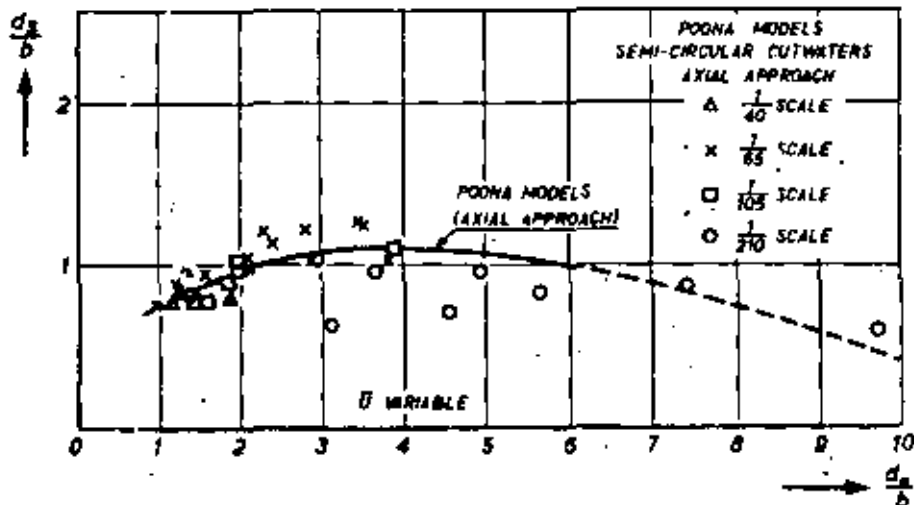
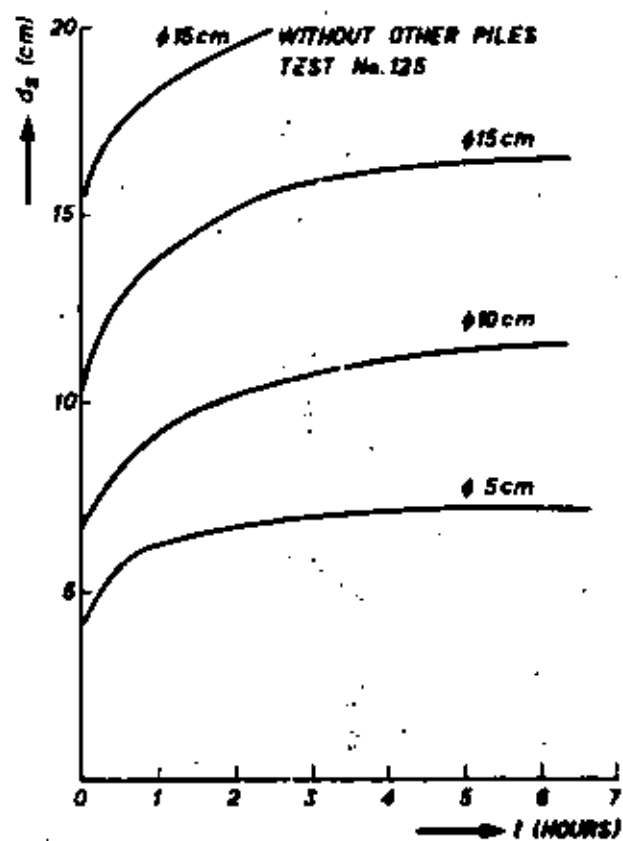
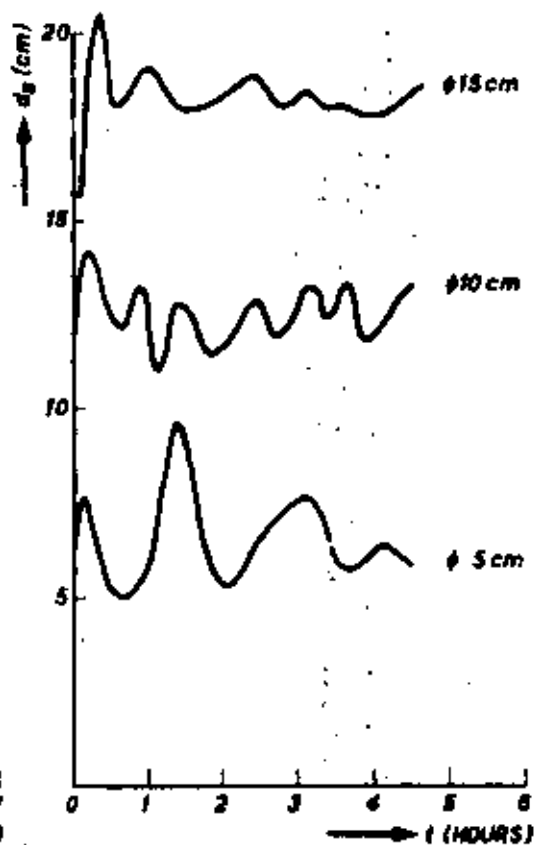


FIG. 5 SCOUR AT BRIDGE PIERS (THOMAS 1962)



TEST No. 113 $D = 3$ mm
 $d_p = 20$ cm
 $\bar{U} = 52$ cm/s

FIG. 6 SCOUR AS FUNCTION OF TIME $\bar{U} < \bar{U}_c$



TEST No. 112 $D = 3$ mm
 $d_p = 20$ cm
 $\bar{U} = 52$ cm/s

FIG. 7 SCOUR AS FUNCTION OF TIME $\bar{U} > \bar{U}_c$

CHABERT AND ENGELDINGER 1956

1 : 1

1 : 1

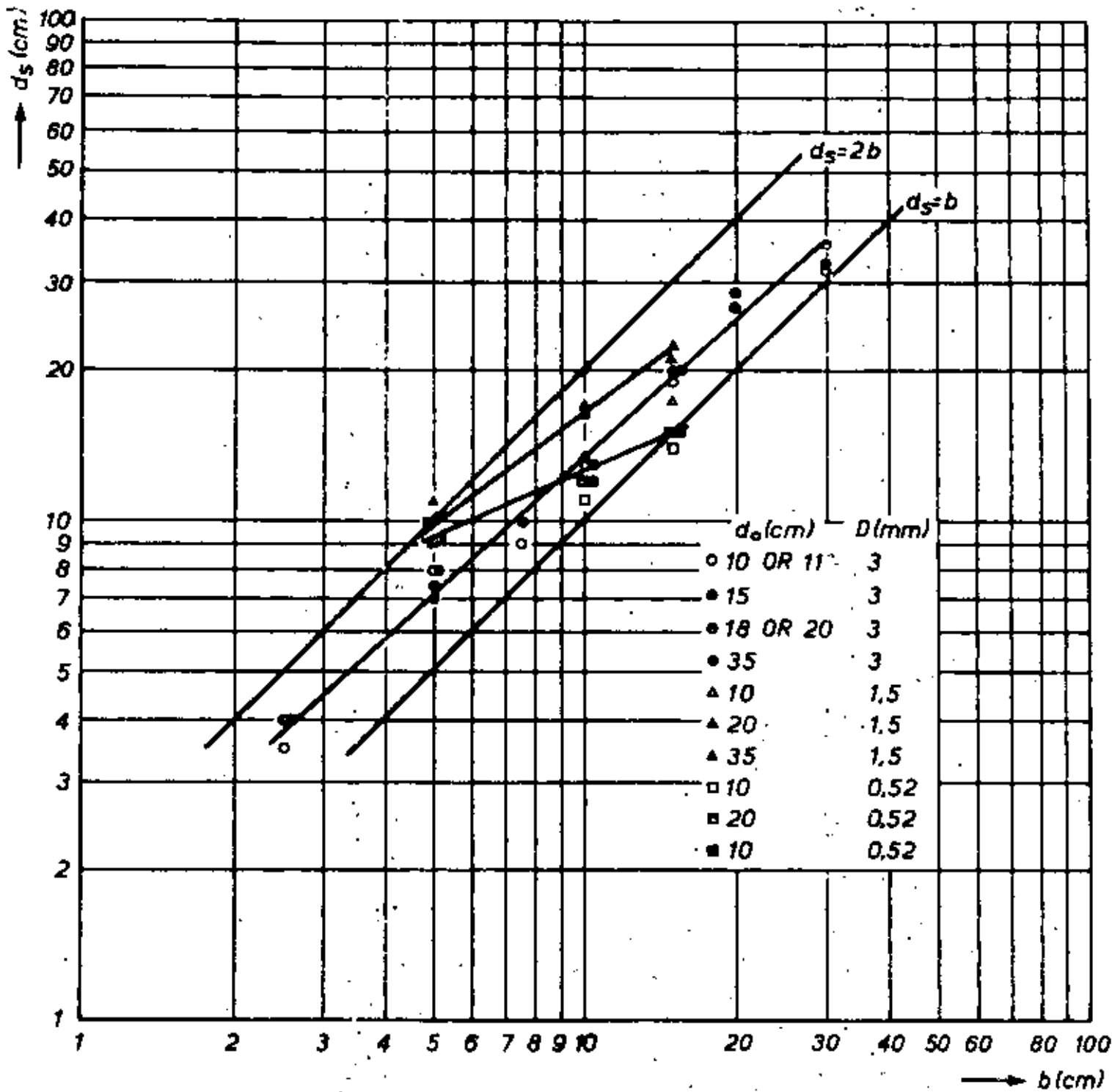


FIG.9 SCOUR DEPTH AS A FUNCTION OF PILE DIAMETER, GRAIN SIZE AND WATER DEPTH (CHABERT AND ENGELDINGER 1956)

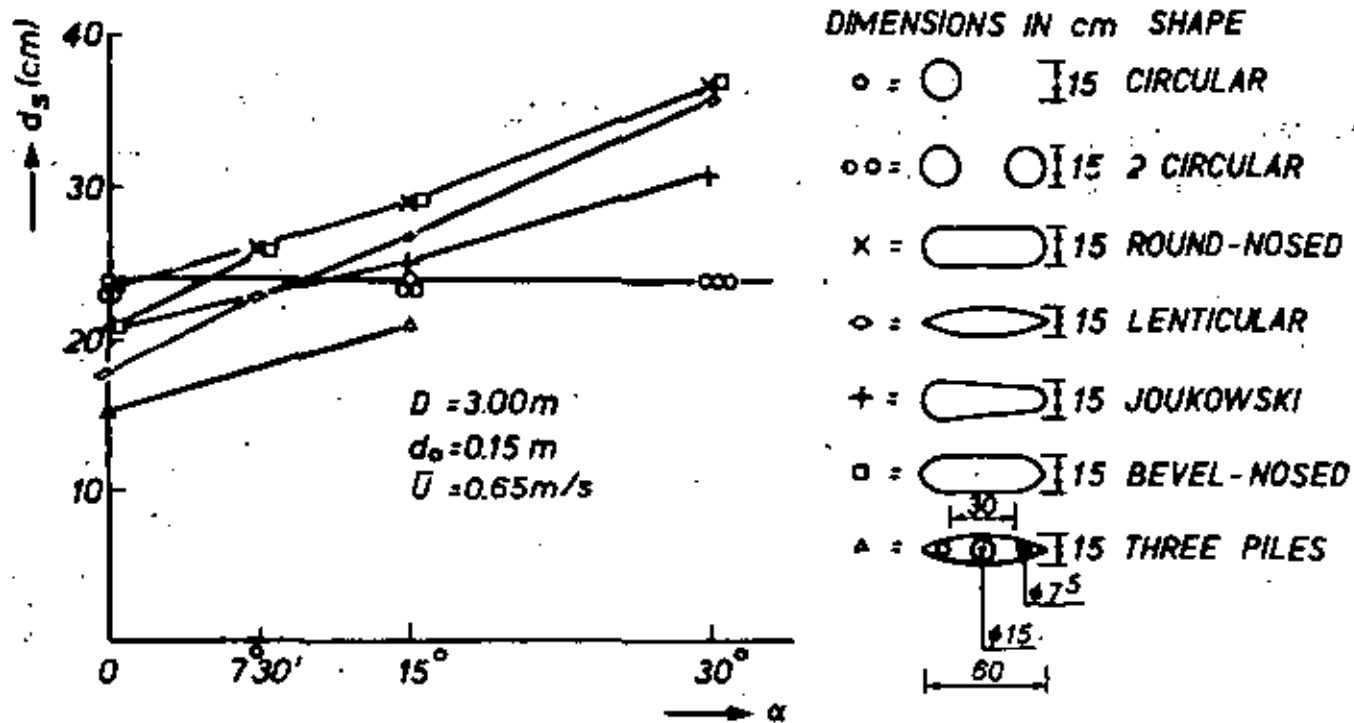


FIG.10 INFLUENCE OF PILE SHAPE AND ANGLE OF ATTACK (CHABERT AND ENGELDINGER 1956)

1,5x?

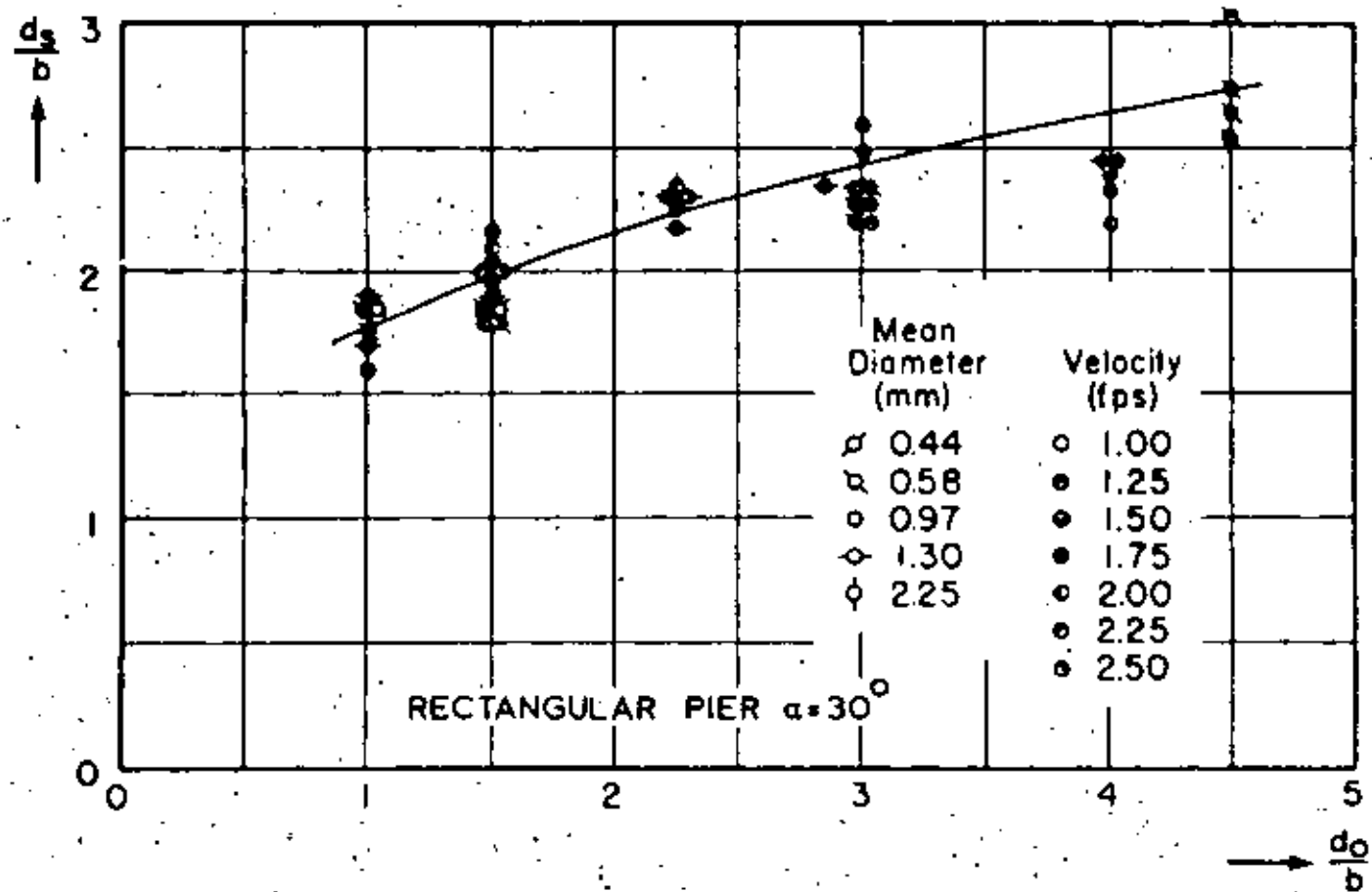


FIG.11 INFLUENCE OF WATERDEPTH, VELOCITY AND GRAIN SIZE
(LAURSEN AND TOCH 1956)

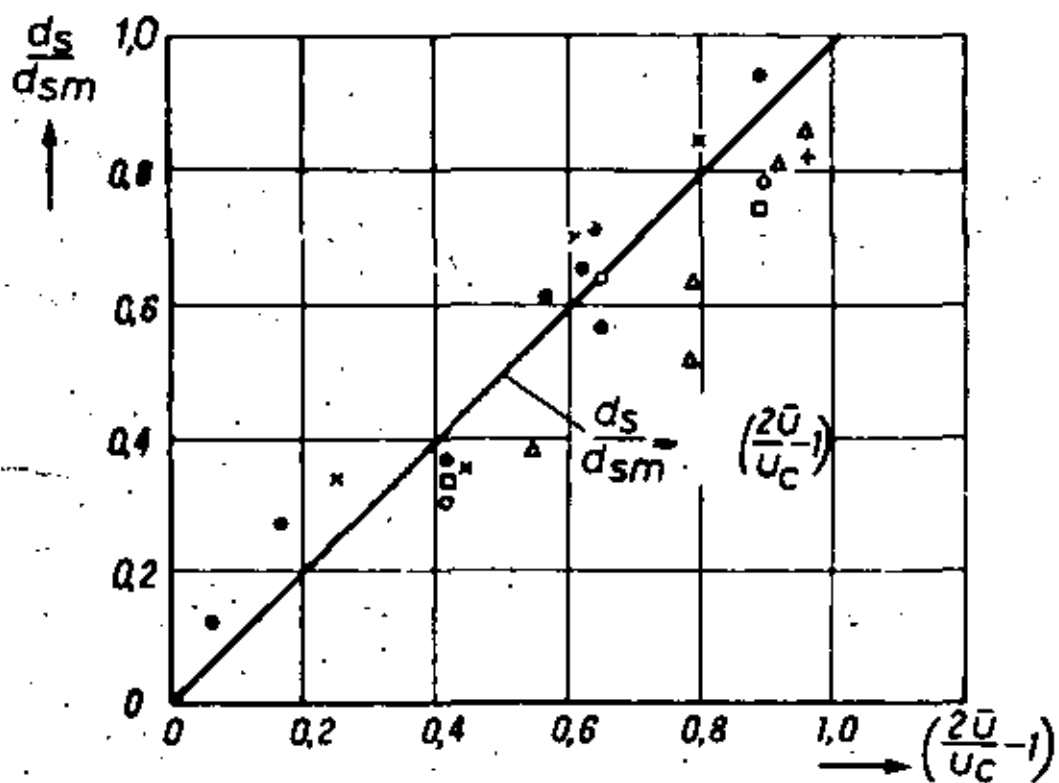


FIG.12. INFLUENCE OF \bar{U}/\bar{U}_c (HANCU 1971)

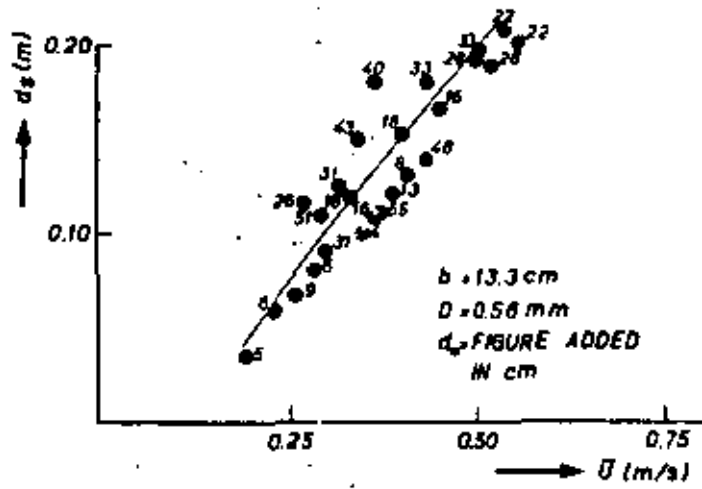


FIG.18 SCOUR DEPTH AS A FUNCTION OF VELOCITY AND DEPTH (MAZA 1968)

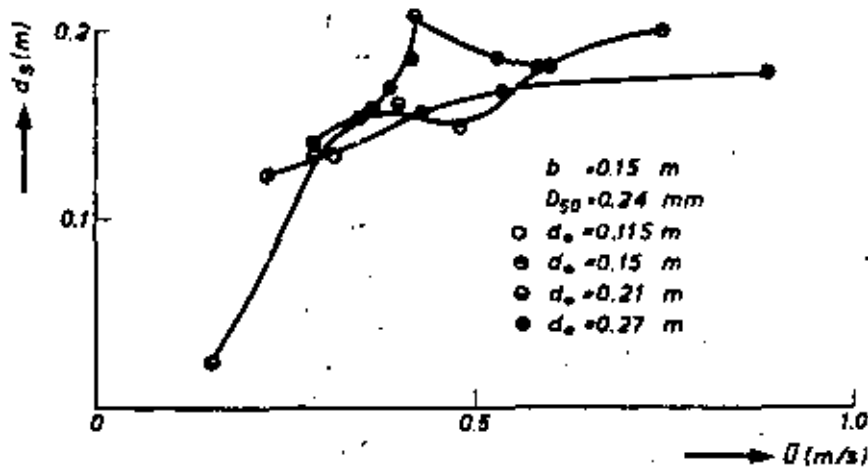


FIG.13 SCOUR DEPTH (SHEN ET AL 1969)

1:1

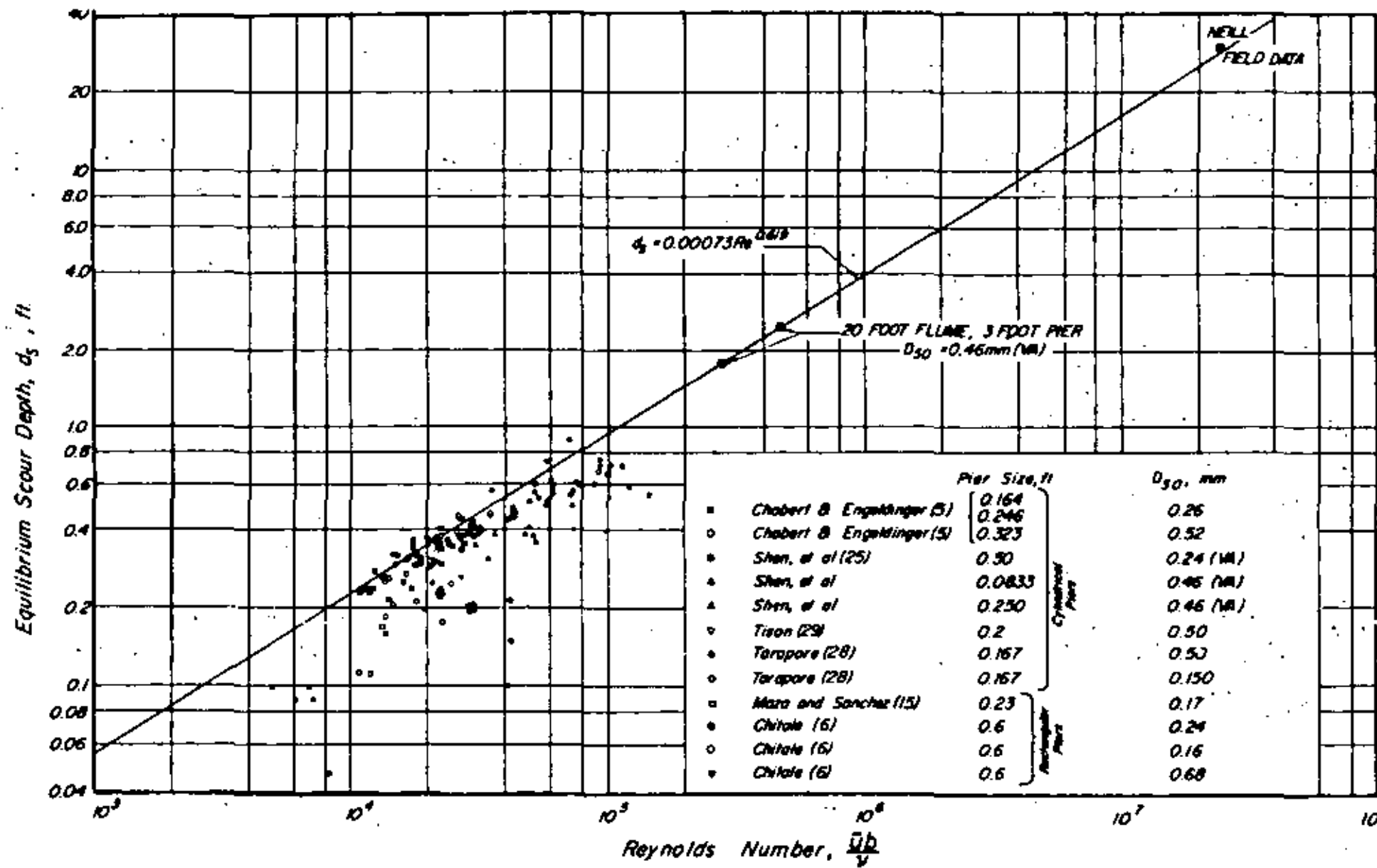


FIG.14 COMPARISON OF AVAILABLE DATA (SHEN 1969)

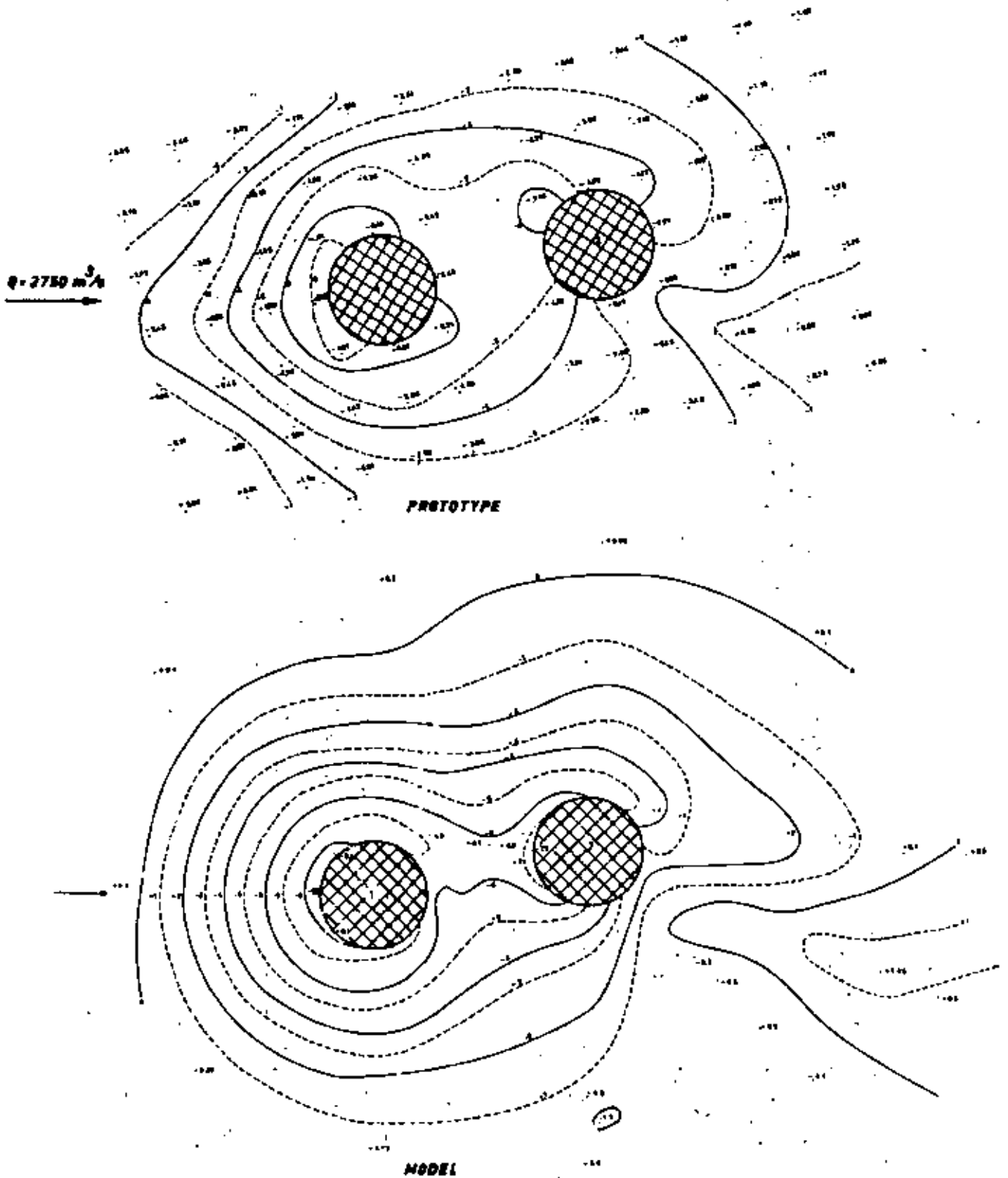


FIG. 15 COMPARISON OF MODEL AND PROTOTYPE SCOURING (BREUSERS 1971)

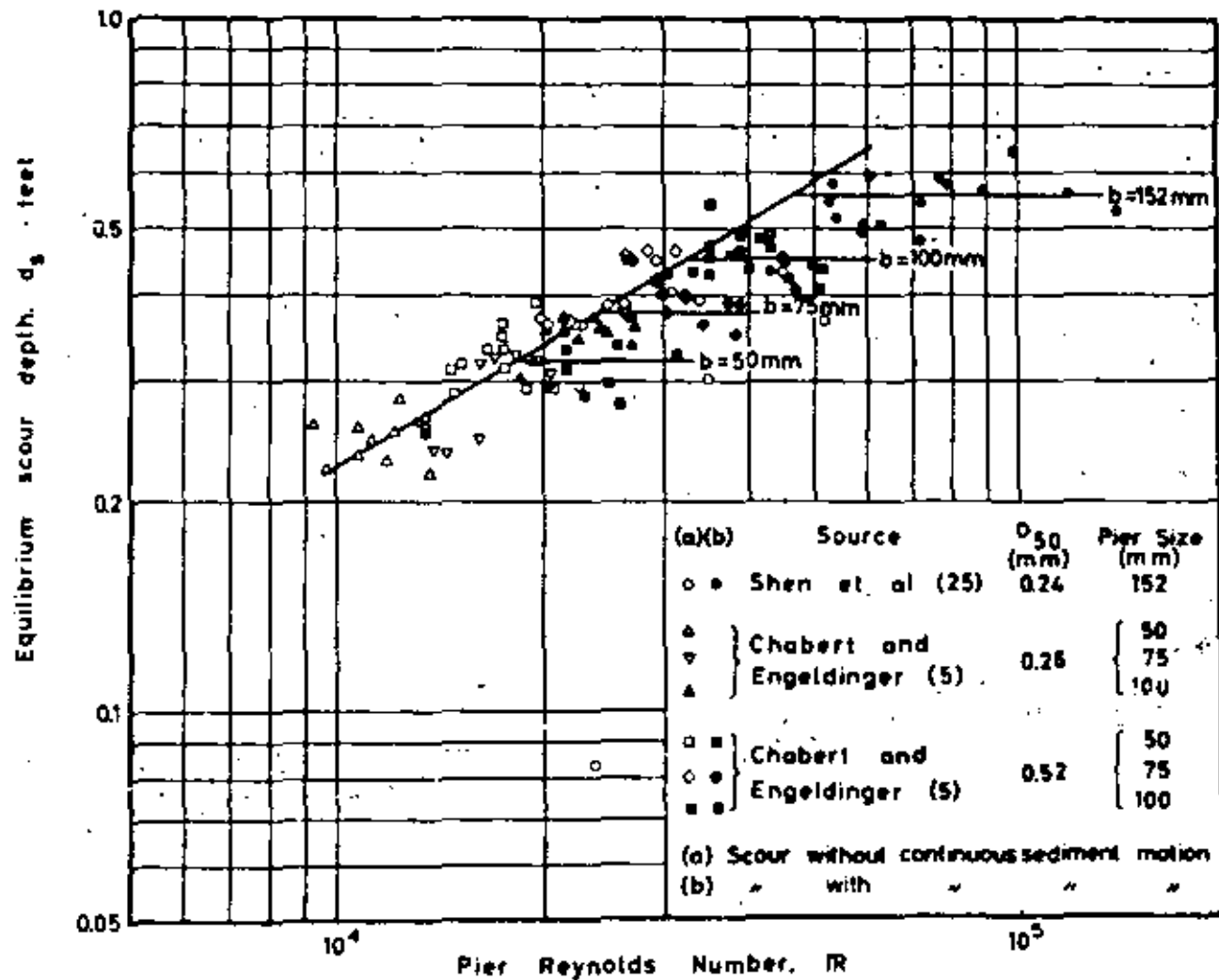


FIG.16 .- PLOT OF FIG.14 DISTINGUISHING BETWEEN SCOUR WITH AND WITHOUT CONTINUOUS SEDIMENT MOTION (VEIGA DA CUNHA 1970)

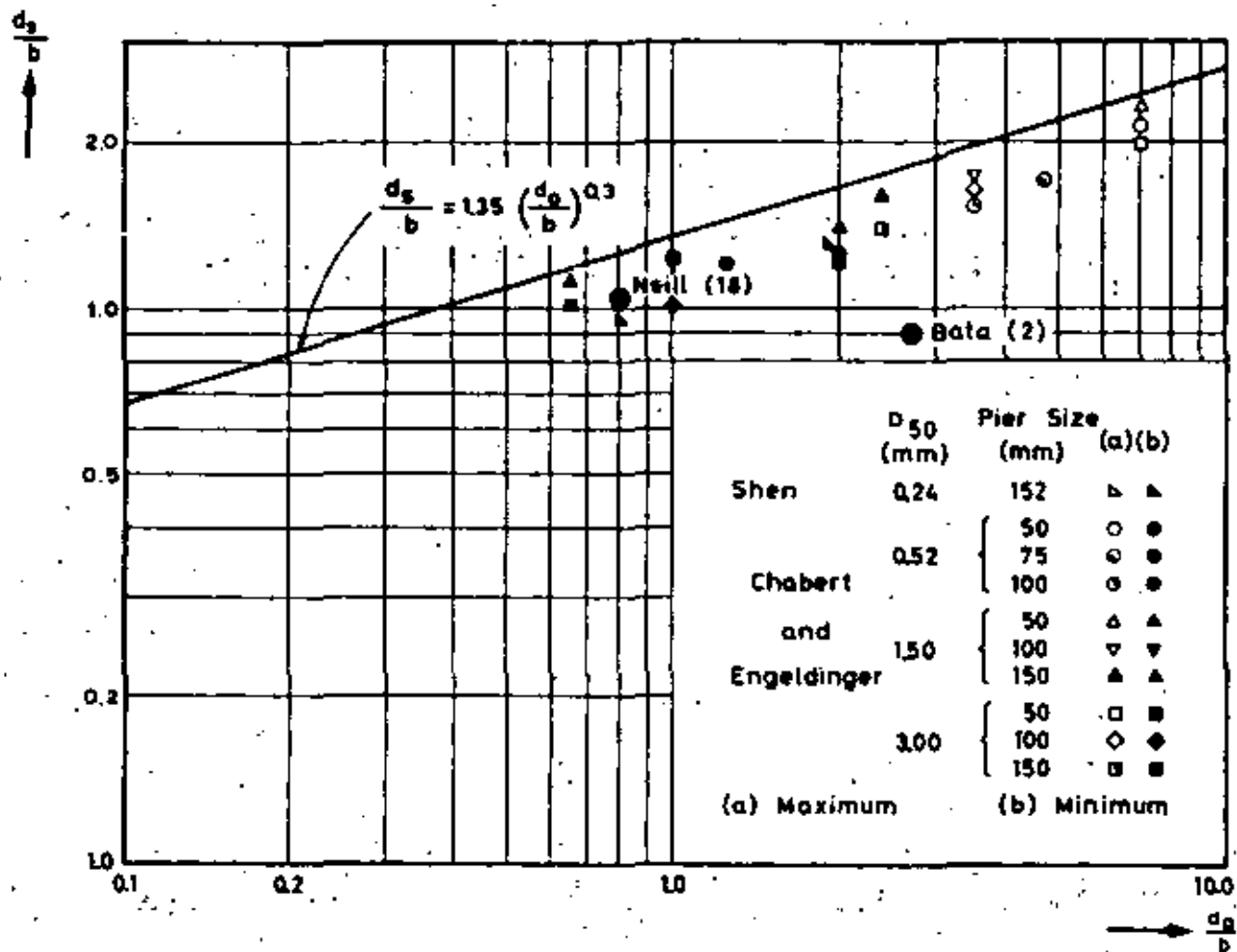


FIG. 17.—COMPARISON OF SOME EXPERIMENTAL DATA WITH LAURSEN'S CURVE FOR CYLINDRICAL PIERS (VEIGA DA CUNHA 1970)

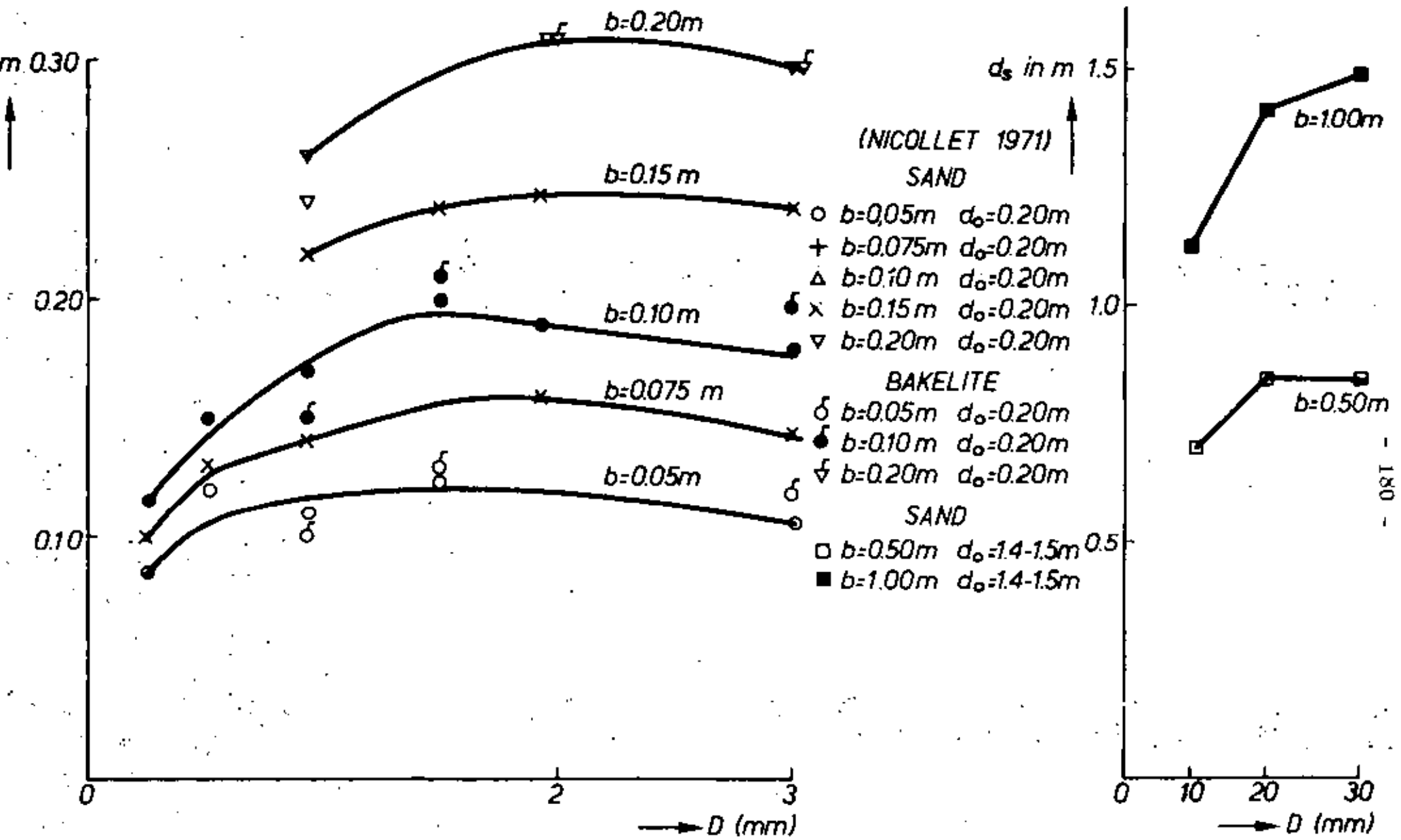


FIG.19 INFLUENCE OF GRAIN SIZE AND PILE DIAMETER (NICOLLET 1971)

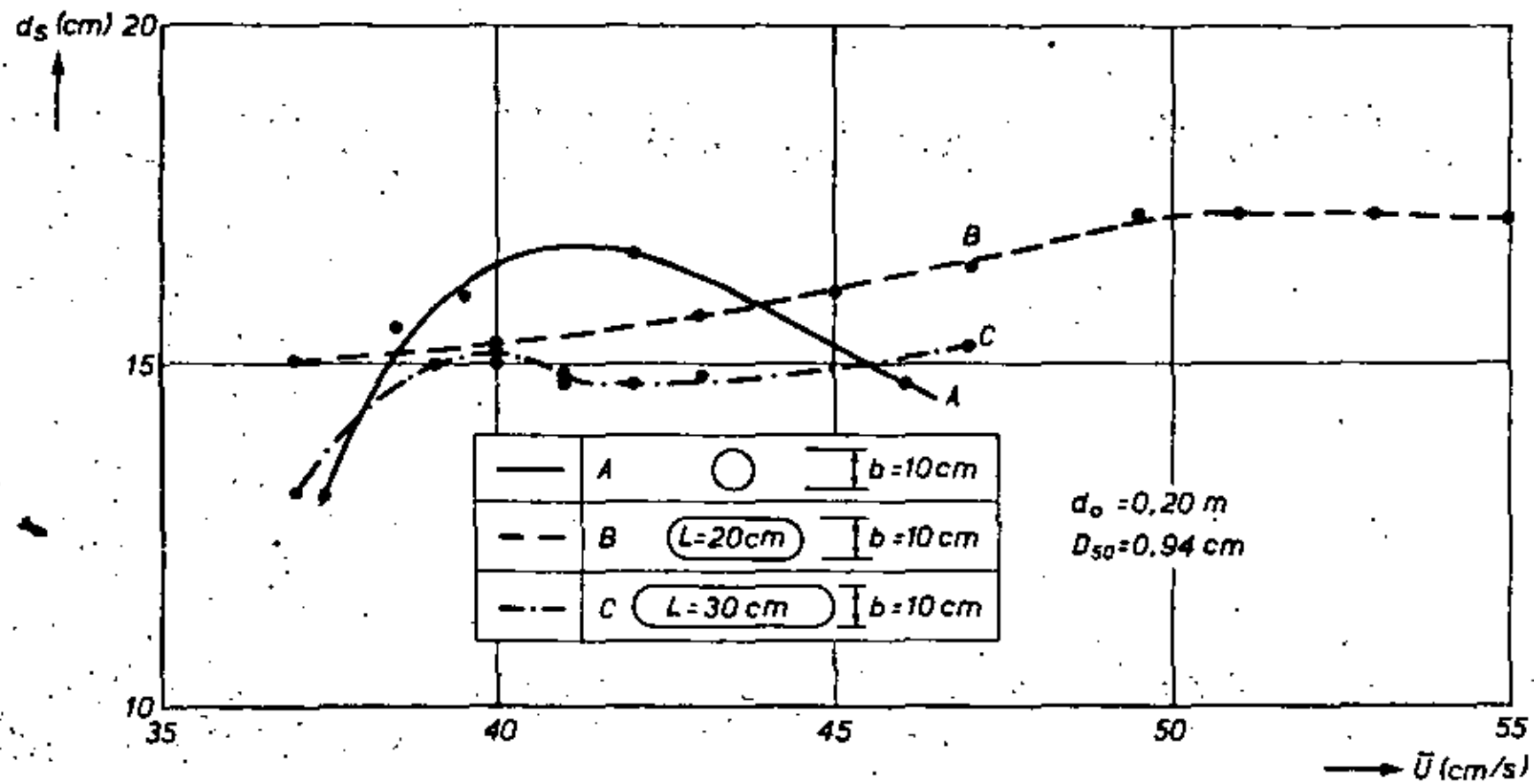


FIG. 20 INFLUENCE OF LENGTH/WIDTH RATIO (NICOLLET 1971)

1,5X

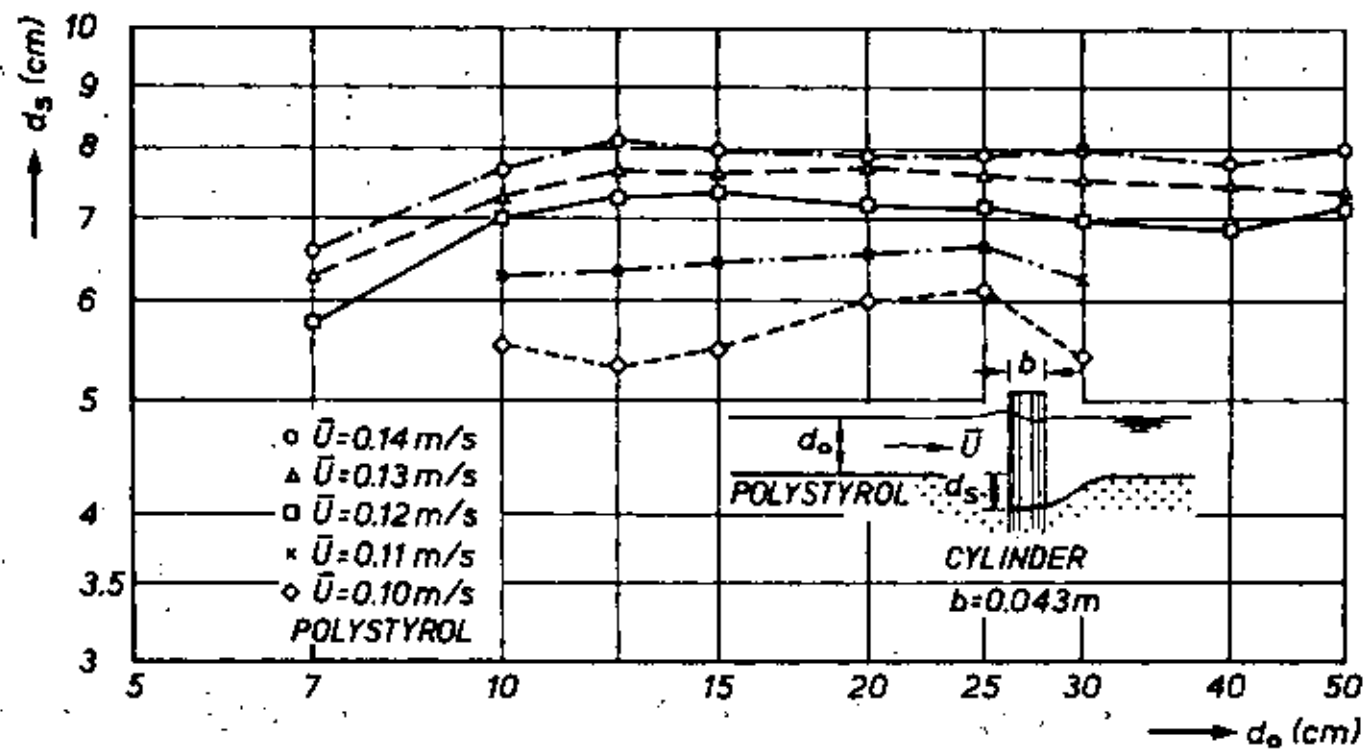


FIG. 21 INFLUENCE OF WATERDEPTH (DIETZ 1972)

157

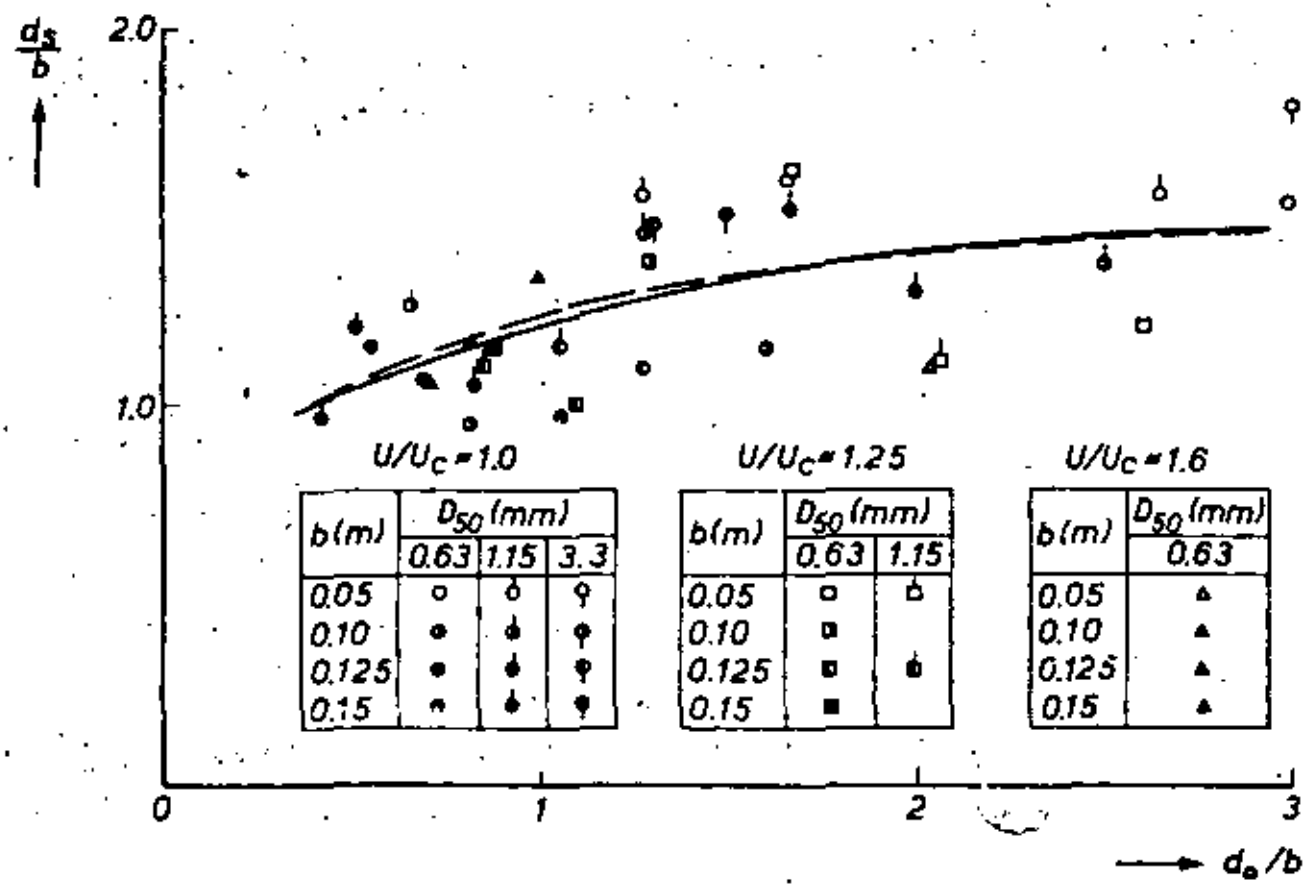


FIG. 22 INFLUENCE OF WATERDEPTH AND PILE DIAMETER (BONASOUNDAS 1973)

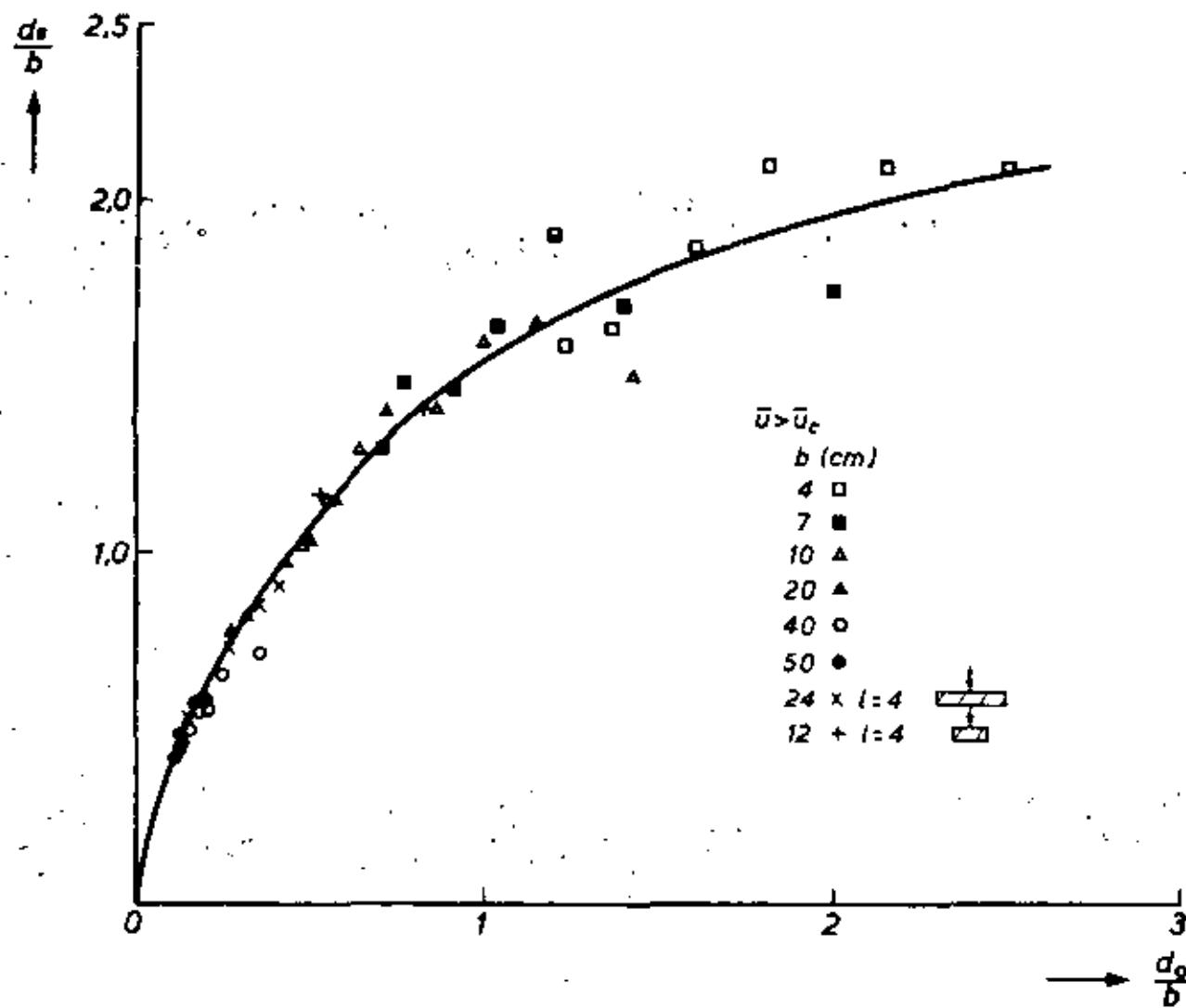


FIG. 23 RESULTS WITH SQUARE PILES (BASAK ET AL 1975)

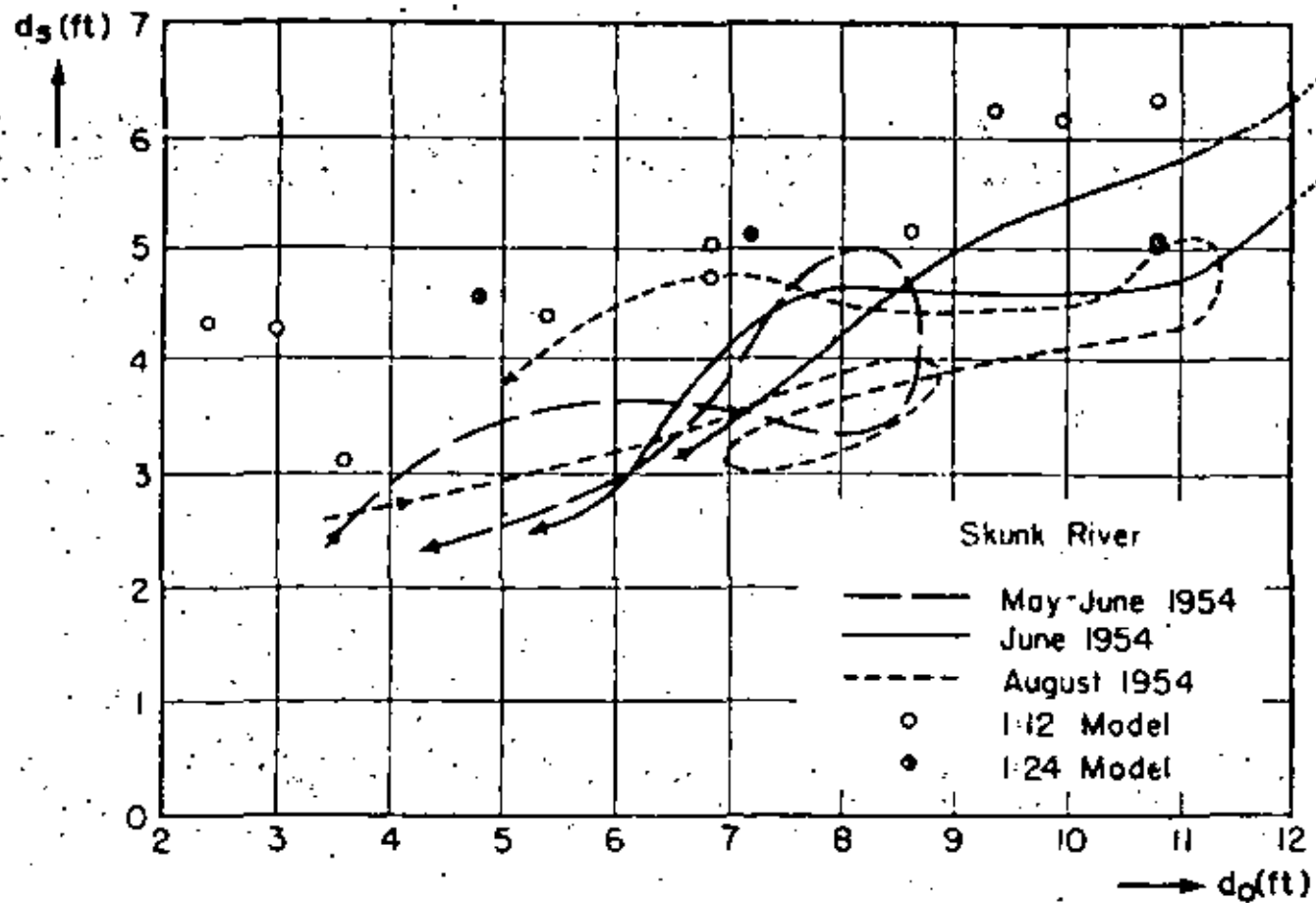


FIG. 24 COMPARISON OF MODEL AND PROTOTYPE RESULTS
(LAURSEN AND TOCH 1956)

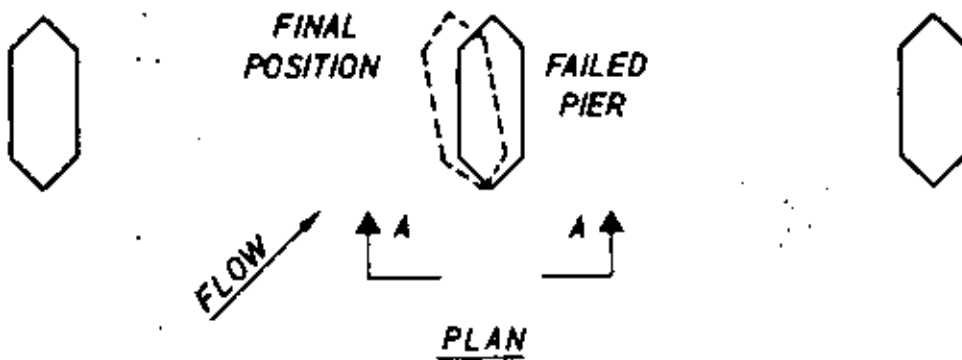
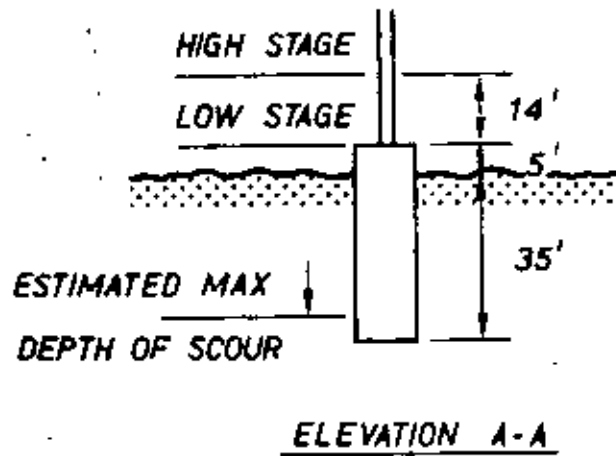


FIG. 25. SKETCHES ILLUSTRATING SCOUR FAILURE OF BRIDGE C (NEILL 1964)

55X

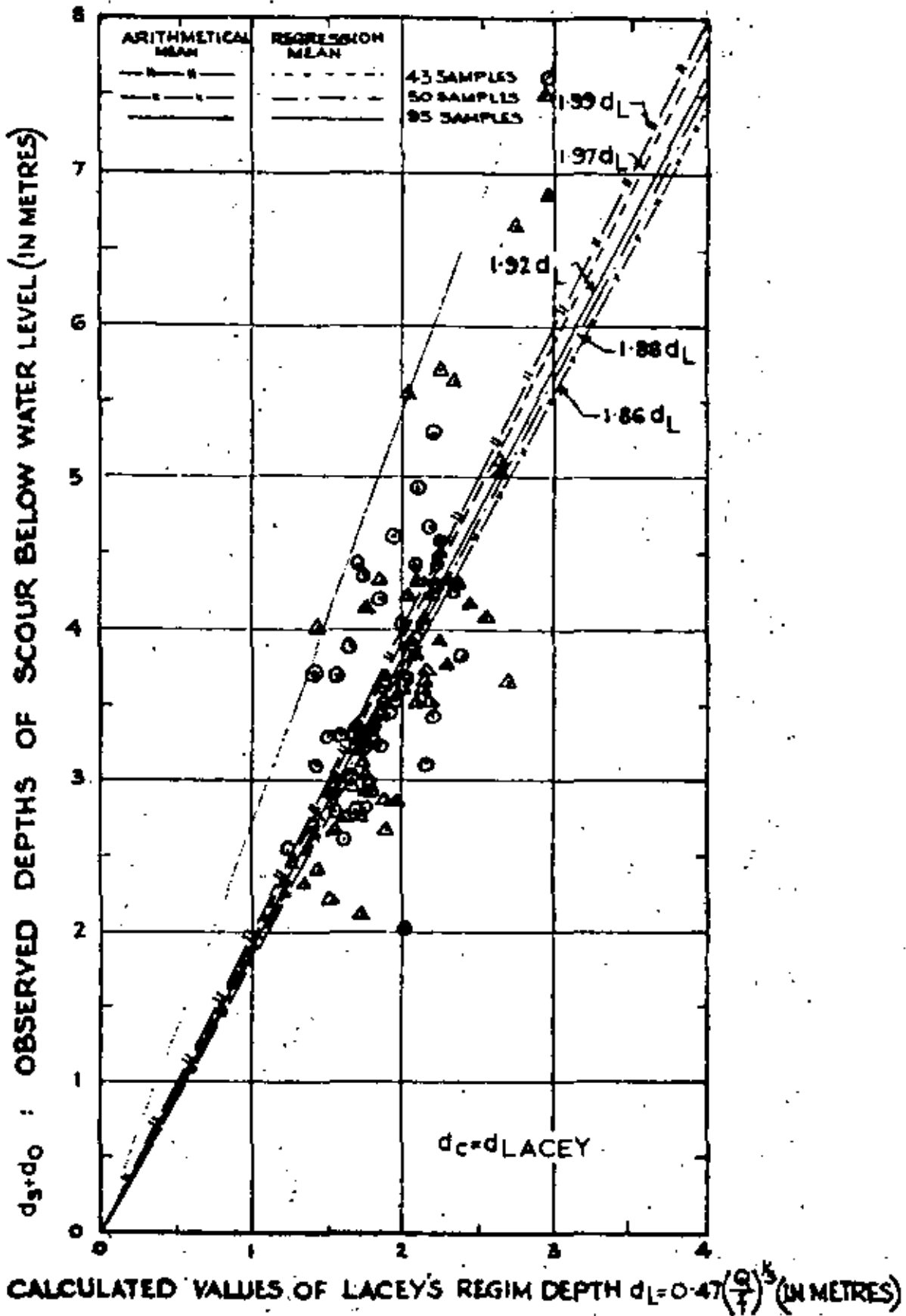


Fig. 26 Values showing observed depth of scour versus regime depth calculated from total discharge intensity (MIN. OF RAILWAYS INDIA 1972)

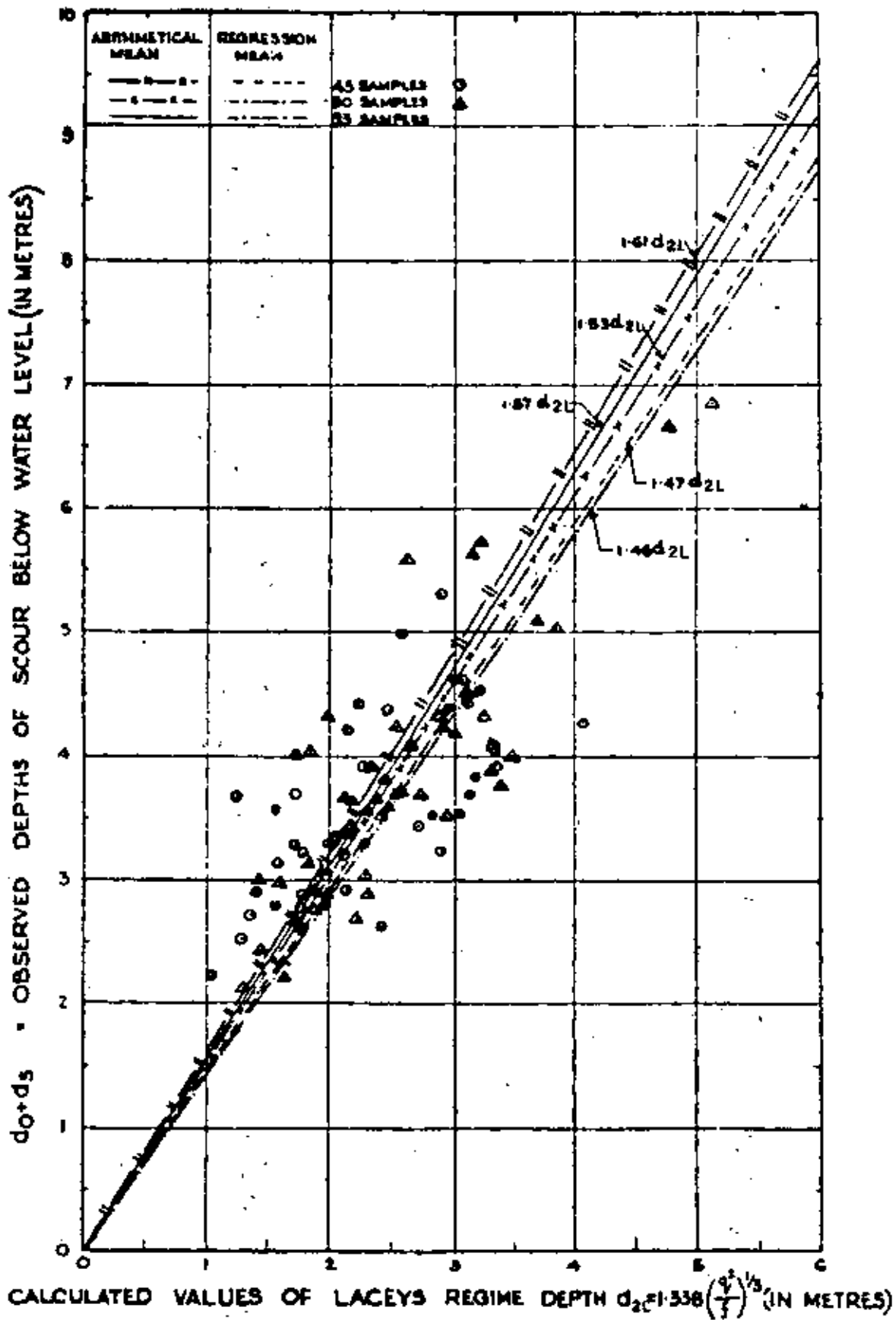


Fig. 27 Values showing observed depth of scour versus regime depth calculated from local discharge intensity (MINISTRY OF RAILWAYS

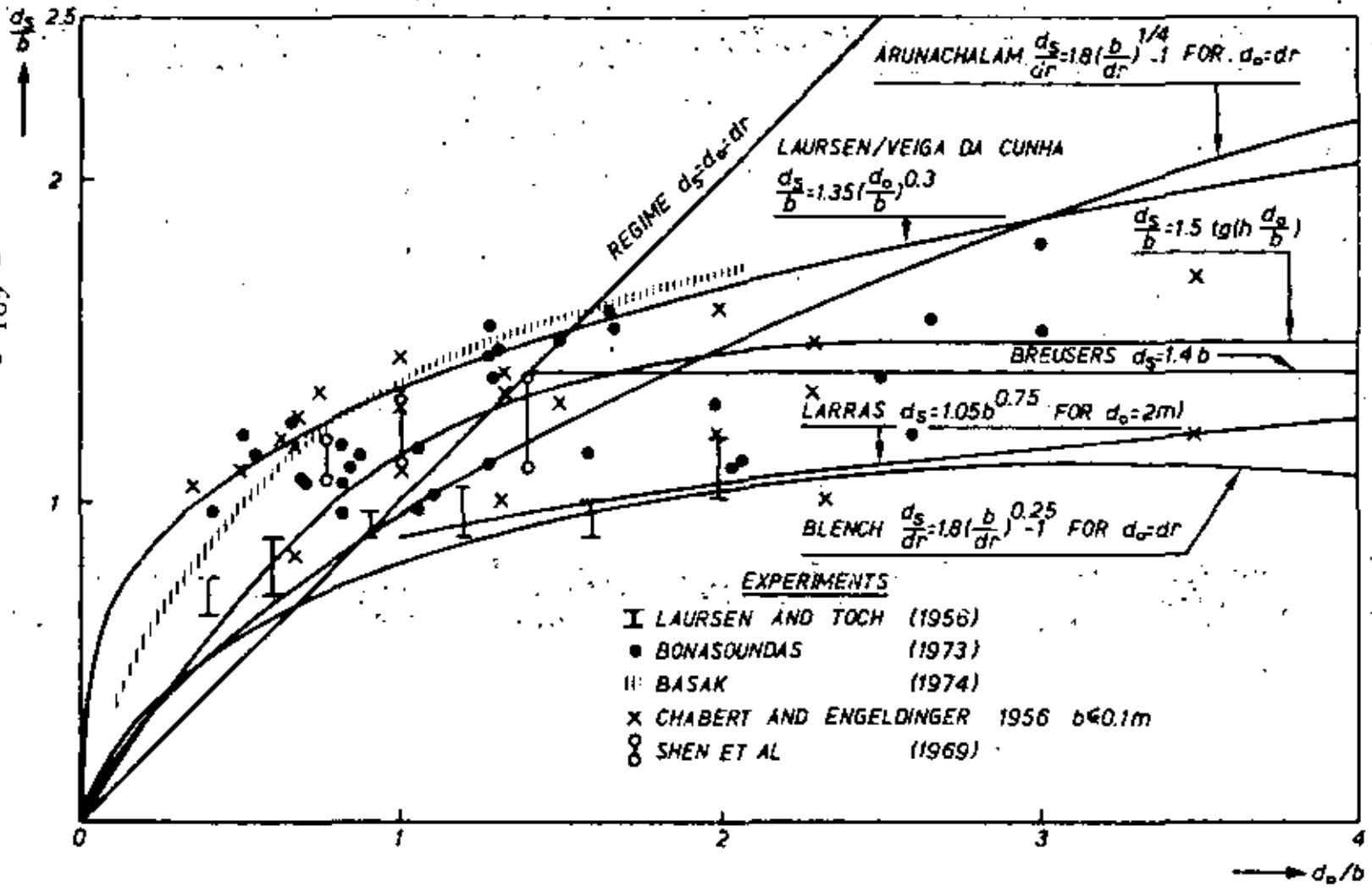


FIG. 2S INFLUENCE OF d_0/b

1,5 y

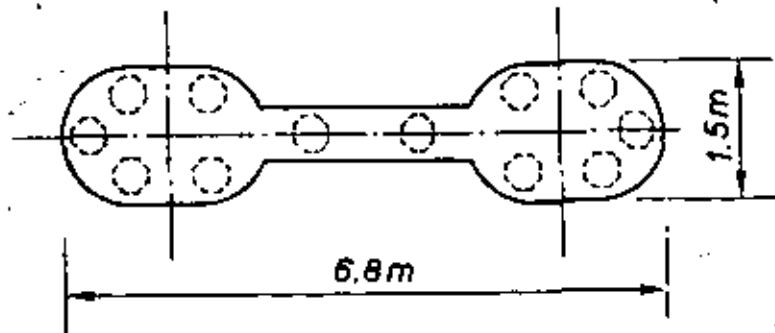


FIG.28 SHAPE OF MATAWHERA BRIDGE PILE

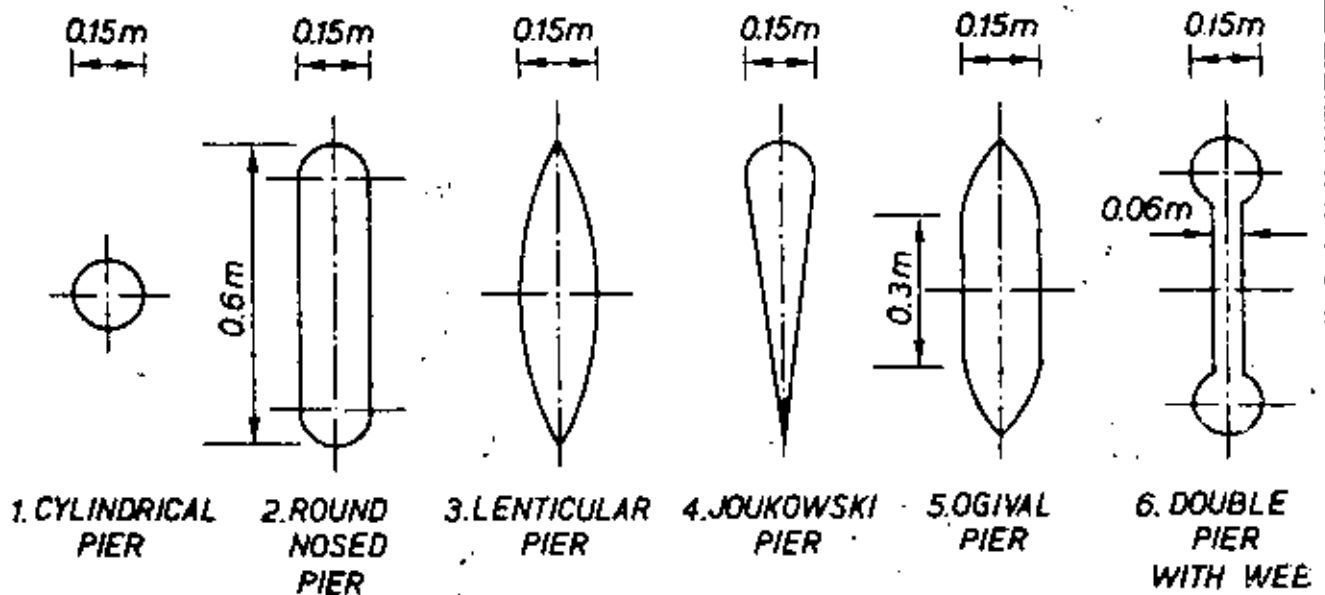
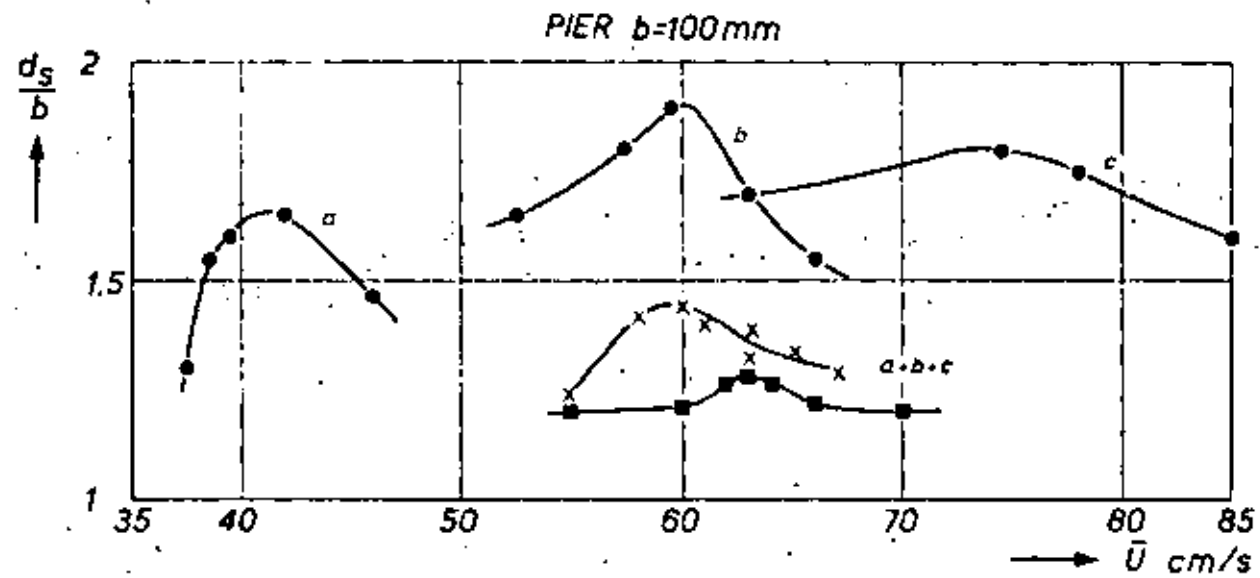


FIG.30 PIER SHAPES TESTED BY CHABERT AND ENGELDINGER (1956)

1,5 y



SAND OF UNI-FORM TEXTURE	●—●	TEST WITHOUT NOURISHMENT	SAND	SIEVE SIZES mm	mm
			a	0,77-1,12	0,94
b	1,62-2,24	1,93			
c	2,77-3,17	2,97			
SAND MIXED TEXTURE	x—x ■—■	WITHOUT NOURISHMENT	SAND MIXTURE 33% a + 33% b + 33% c		
		WITH NOURISHMENT			

FIG. 32 INFLUENCE OF GRADATION OF SAND (NICOLLET 1971 b)

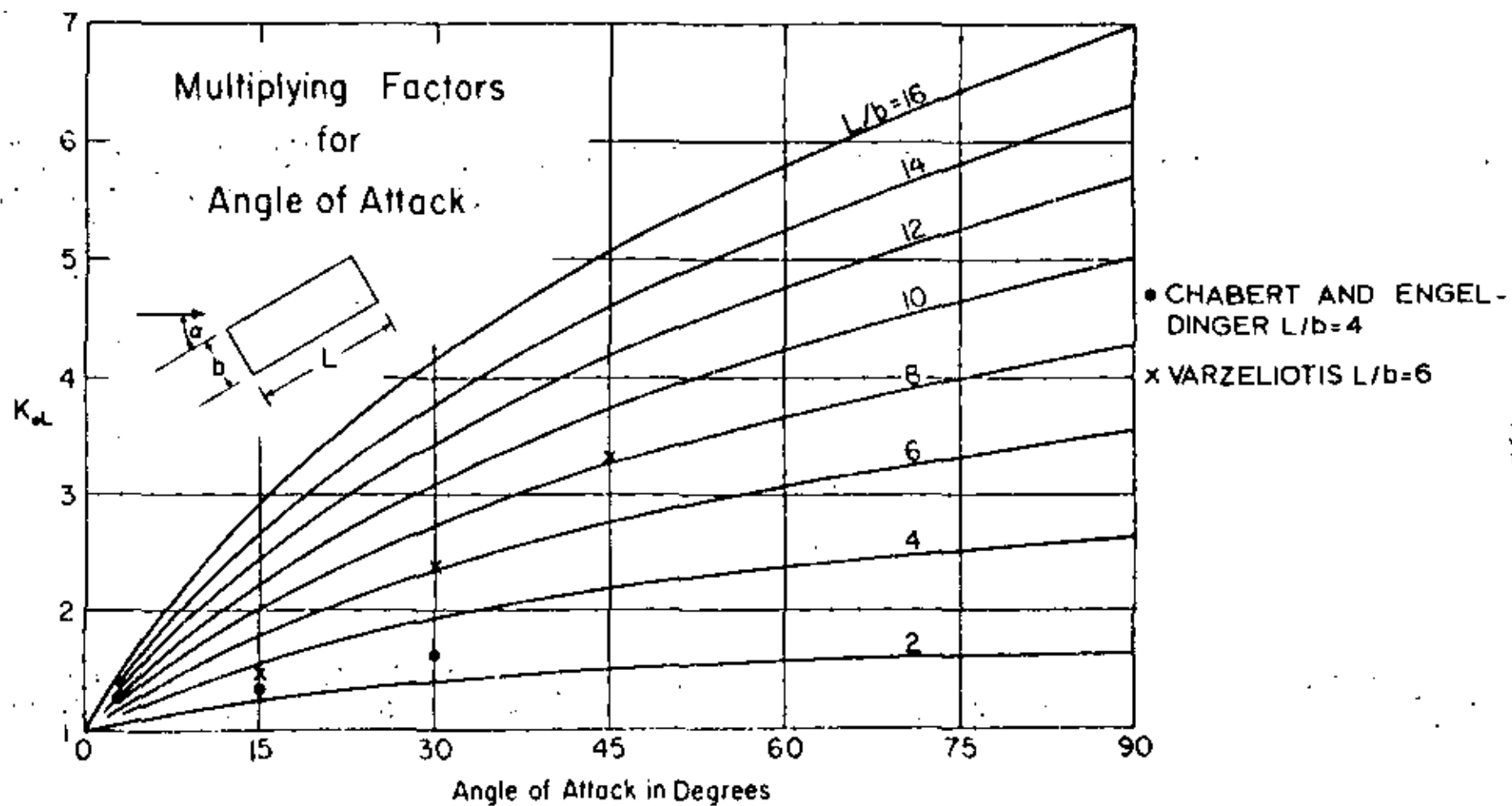
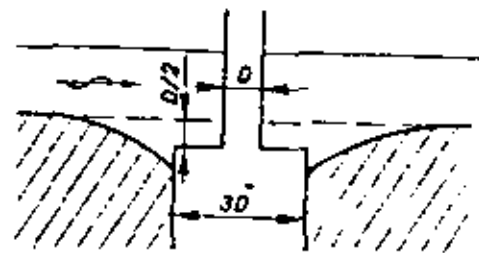
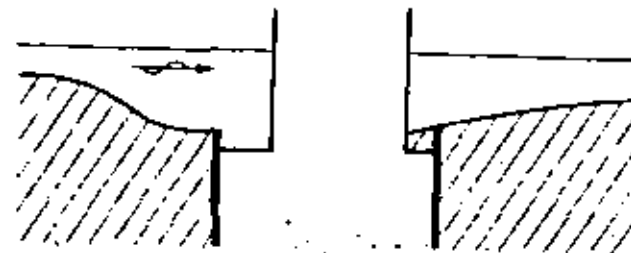


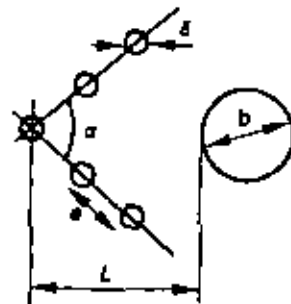
Fig.33. Design factors for piers not aligned with flow. (LAURSEN AND TOCH 1956)



a. CIRCULAR PIER WITH CAISSON
SECTION ALONG PIER AXIS



b. RECTANGULAR PIER WITH CAISSON
SECTION ALONG PIER AXIS



c. SMALL PILES

(1:1)

FIG. 34 SCOUR PROTECTION DEVICES

VIII MUESTREO DE SEDIMENTOS

GENERALIDADES

Como parte de la investigación hidrológica de una cuenca, se ha ce necesario determinar el arrastre de sedimento que pasa en una sección dada de una corriente. Esta información se requiere principalmente para predecir el lapso de vida útil de las presas de almacenamiento que se hayan propuesto, para el diseño de estructuras de control de avenidas tales como alturas de los bordos, la profundidad de la cimentación de los muros, de pilas de puentes y también para determinar el ancho adecuado de las secciones corregidas de los ríos, etc.

El muestreo del arrastre de sedimentos es caro y en muy pocos casos será factible determinar los gastos sólidos como información complementaria ya que la mayoría de las veces se hace para resolver cuestiones particulares de trabajos de ríos.

Sabemos que el transporte de sedimentos ocurre de dos maneras: arrastre en suspensión y arrastre de fondo; el gasto sólido total lo constituyen ambos gastos juntos.

Medición de arrastre en suspensión (sedimento de lavado).

Este sedimento que viaja en suspensión, constituye en la mayoría de los ríos la parte predominante del arrastre total de sedimento. En una primera estimación, se considera que es del orden de 80 a 90% del total. Las cantidades (gastos) de sedimento de lavado no se pueden suponer como función del gasto del río aún cuando generalmente se reconozca una cierta tendencia general en tal función. Por lo tanto, antes de que se analice

la serie de mediciones aún para predicción estadística de cantidades futuras, es necesario medir la cantidad de sedimento en suspensión para numerosos hidrogramas, tanto durante el tiempo de ascenso como en el descenso, durante años secos y años lluviosos y para avenidas de invierno y de verano (si existen).

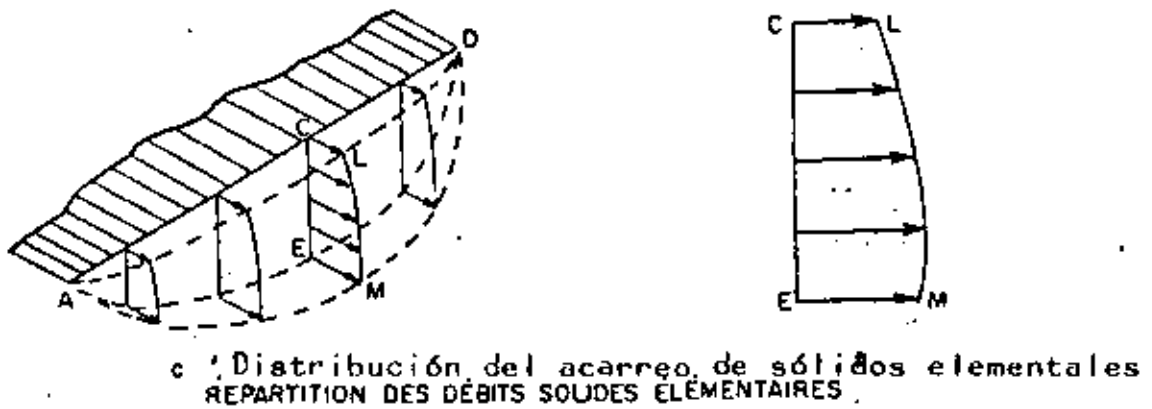
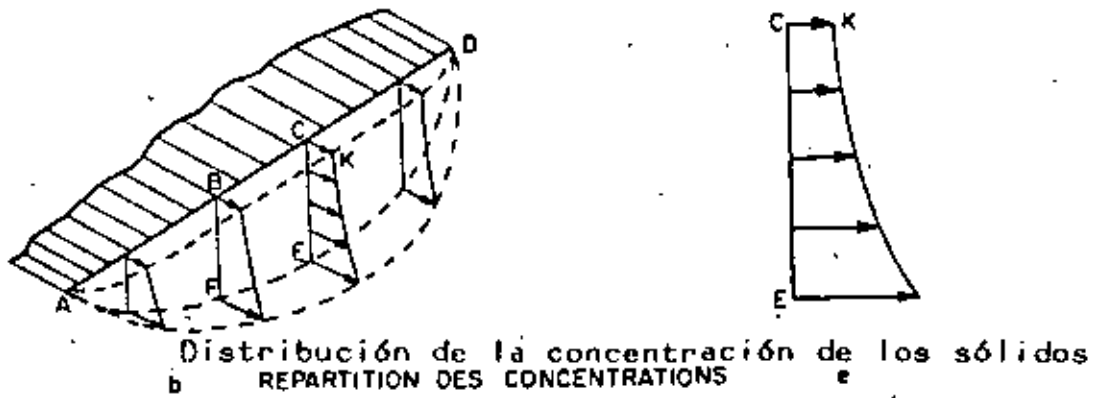
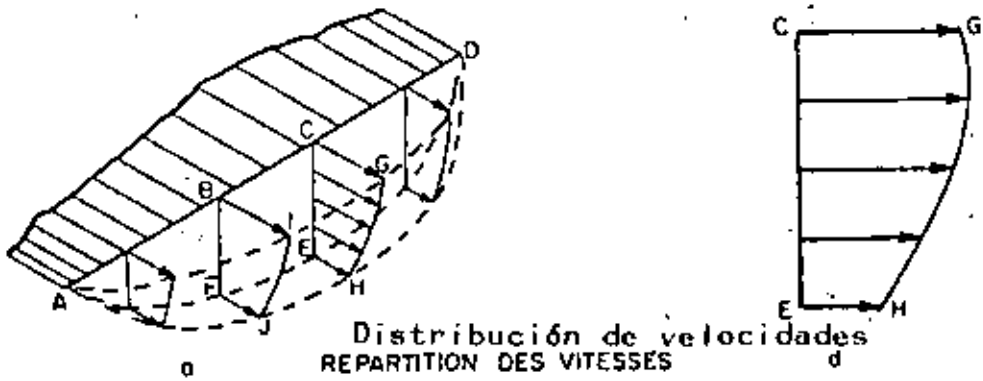
Esta información puede entonces usarse para predecir arrastres futuros de sedimentos para análisis estadístico.

Para muestrear el arrastre de "sedimento de lavado" se deberá primero, seleccionar el lugar preciso de muestreo. Como el arrastre de "sedimento de lavado" es la parte más fina del arrastre, se puede esperar que no solamente vaya en suspensión sino que aún vaya distribuido de alguna manera en la sección transversal del cauce.

La concentración de sedimentos varía generalmente de la superficie hacia el fondo y de una orilla a la otra. La distribución de las concentraciones de sedimento se muestra en la figura 1 - (a, b, c, d, e, f).

a.- Representa la distribución de velocidades en la sección transversal.

b.- Muestra la distribución de las concentraciones; la longitud de los vectores representan las concentraciones en los mismos puntos que las velocidades de la fig. a. El gasto sólido por unidad de ancho sobre la vertical CE (figura f) será obtenido multiplicando las velocidades (figura d) por las concentraciones (figura e).



VITESSES, CONCENTRATIONS ET DÉBITS SOLIDES ÉLÉMENTAIRES

DANS LES RIVIÈRES

Fig. 1.- Velocidad, concentración y gastos sólidos elementales en los ríos

El número y localización de las verticales debe elegirse tomando en cuenta el grado de precisión deseado, de la dimensión y forma de la sección transversal de la corriente, de la dimensión de las partículas de sedimentos y de la relación del gasto sólido transportado durante el muestreo al gasto total de sedimento durante el periodo de tiempo a estudiar.

Sin embargo, es importante el estar dentro de la rama principal del flujo y no muy cercano a las márgenes ni a esquinas o puntos "muertos". Las secciones más deseables para tales muestreos son aquellas que tienen un fuerte proceso local de la mezcla causada por rugosidad local alta, ya que ésto garantiza muestras representativas. Estas condiciones se encuentran casi siempre aguas abajo de vertederos o rápidas.

En una cuenca razonablemente uniforme es posible describir tanto la concentración como el gasto de sedimentos en términos del tiempo por medio de alrededor de 10 muestras durante la creciente y otras 10 tomadas durante las etapas decrecientes. La densidad del muestreo deberá ser mayor en las crecientes.

Las cuencas pequeñas pueden no necesitar tantas muestras, pero las cuencas compuestas y complicadas pueden necesitar aún más para una adecuada estimación.

Cada muestra deberá analizarse para sólidos en suspensión totales con determinación ocasional de sedimento disuelto.

Deberá intentarse siempre establecer una relación entre gasto líquido y arrastre de sedimento para propósitos de predicción.

de este último. Esto puede ser más fácil para el transporte de limos, que para el de arcillas, ya que este último depende más de las estaciones y de los flujos antecedentes.

Dispositivos para Medir el Transporte en Suspensión.

El gasto sólido en suspensión g_{ss} o transporte en suspensión o cantidad de arrastre en suspensión se mide usualmente como el sedimento que viaja suspendido en volumen por unidad de tiempo. Para obtener g_{ss} se determina la concentración de sedimento C de las muestras de la mezcla agua-sedimento y se mide también el gasto líquido q . Así el gasto sólido en suspensión es : $g_{ss} = cq$. Puesto que esta ecuación depende de la hipótesis de que el fluido y las partículas sólidas tienen la misma velocidad, esta es aceptable solamente en las capas superiores del flujo pero no en la capa del fondo. Además, la concentración de sedimento no está uniformemente distribuida en toda la sección transversal y por lo mismo deberán muestrearse varios puntos de varias verticales como ya se explicó gráficamente con la figura 1.

Para obtener una muestra que efectivamente sea representativa de lo que ocurre en la corriente, el muestreo debe producir un mínimo disturbio en la corriente de agua-sedimento en suspensión. Esto se realiza mejor con una boquilla pequeña que sobre salga del cuerpo del muestreador. Tal diseño debe también asegurar que en la entrada de la boquilla la velocidad del sedimento sea igual a la velocidad de la corriente que la rodea. También es importante que el muestreador tenga la orientación vertical propia y la horizontal igual que el flujo.

Para obtener buenas mediciones del arrastre en suspensión, deberán de tomarse en cuenta los siguientes puntos:

- a).- El material en suspensión está sujeto a fluctuaciones temporales ya que son las componentes turbulentas de la velocidad las que lo mantienen así, por lo que es aconsejable obtener las muestras durante un periodo razonable de tiempo. Las muestras tomadas instantáneamente deberán ser tratadas con precaución.
- b).- Si se opera inadecuadamente el dispositivo medidor de sedimentos en suspensión, este puede también tomar material de arrastre del fondo. Puesto que la velocidad de este último es diferente de la velocidad del agua, ya no puede aplicarse la ecuación anterior y la determinación del g_{ss} será errónea.
- c).- Dependiendo del grado deseado de exactitud de las mediciones, así se seleccionará el número y localización (puntos o líneas) de las verticales de muestreo. Los métodos comunes de muestreo según el Interagency Committee on Water Resources (1963) de E.U.A. indica los siguientes métodos para la toma de muestras de material en suspensión.
 - 1.- Muestreo en una vertical en la mitad de la corriente.
 - 2.- En una vertical simple en la parte más baja o más profunda.
 - 3.- En las verticales de una sección que se encuentran a $1/4$, $1/2$, y $3/4$ del ancho.

- 4.- En las verticales que se encuentran a $1/6$, $1/2$, y $5/6$ del ancho.
 - 5.- En cuatro o más verticales que pasen por los puntos medios de secciones de igual ancho en que se divida la corriente.
 - 6.- En las verticales que pasan por el centroide de las secciones de igual gasto líquido.
- d).- Para facilitar el cálculo del gasto sólido en suspensión - de acuerdo a la ecuación última, se deberán obtener simultáneamente datos de gastos o velocidades.
- e).- Los muestreadores de sedimento suspendido miden cualquier cosa que se encuentren; así podrán medir tanto la fracción suspendida del arrastre de fondo como el sedimento lavado. Esto deberá considerarse cuando se analicen las medidas realizadas.
- f).- En una vertical dada, el transporte en suspensión puede - muestrearse por el método de integración sobre la profundidad utilizada para las medidas corrientes del gasto sólido o por el método de integración por punto utilizado en corrientes importantes y para definir la distribución vertical de los sedimentos.
- f.1).- Método de integración sobre toda la profundidad.

Las muestras son tomadas con un muestreador denominado - turbidisonda que está abierto directamente dentro de la

corriente. La muestra es recogida durante un tiempo aproximadamente proporcional a la velocidad de la corriente a la entrada del aparato. La Turbidisonda recorre la vertical a una velocidad uniforme: el volumen de la muestra parcial correspondiente a un segmento vertical será por consiguiente aproximadamente proporcional a la longitud de ese segmento y a la velocidad media sobre ese segmento. Para las corrientes de menos de 5 mts. de profundidad, la turbidisonda es descendida hasta el fondo a una velocidad uniforme y ascendida igualmente a una velocidad uniforme (las dos velocidades no deben ser necesariamente iguales). Para las corrientes de 5 a 10 mts. de profundidad, la integración no se efectúa más que en una sola dirección. En las corrientes más profundas la integración se efectúa en varios segmentos. La velocidad de desplazamiento de la turbidisonda debe estar comprendida entre dos límites: la velocidad máxima no debe ser mayor de $0.4 V_m$ (siendo V_m la velocidad media sobre una vertical) para que el ángulo de la velocidad relativa con la extremidad del aparato no sea excesivo. La velocidad mínima es debida a la capacidad del aparato; esta será entonces función de la velocidad y profundidad de la corriente.

f.2).- Método de integración punto por punto sobre una vertical.

La mezcla agua-sedimentos penetra dentro del aparato, manteniendo una posición fija, con una velocidad aproximadamente igual a la de la velocidad instantánea de la corriente de ese punto, acumulándose los sedimentos de

una manera continua. La turbidisonda a integración por puntos debe estar equipada de una válvula controlada por el observador, que será abierta después de que el aparato haya descendido al punto de muestreo el cual será cerrado al final del periodo de muestreo.

TIPOS DE TURBIDISONDAS

Existen numerosos aparatos para medir el gasto sólido en suspensión que pueden clasificarse en aparatos de toma instantánea o en aparatos integradores; los primeros toman la muestra agua-sedimento al punto de medición a un instante elegido; los segundos toman la muestra en un punto durante un periodo de tiempo relativamente grande para obtener la concentración media en ese punto. Estos permiten igualmente integrar las concentraciones sobre una vertical de muestreo.

Cualesquiera que sean los tipos, los turbidímetros deben respetar ciertas condiciones generales de funcionamiento. Consideremos el escurrimiento cerca del turbidímetro y a la entrada de la toma: si las líneas de corriente ya no son paralelas, los efectos de inercia de las partículas en suspensión van a modificar la concentración de la mezcla en la cercanía de la toma y perturbar la medición. Dos casos pueden entonces ocurrir; sea que las líneas de corriente diverjan a la entrada de la sonda, es decir; que la velocidad de aspiración a la entrada de la sonda es inferior a la velocidad aguas arriba y la sonda medirá un exceso de concentración ya que las trayectorias sólidas divergen menos que las líneas de corriente; sea al contrario que las líneas de corriente convergen a la entrada de la Sonda; la velo

cidad de aspiración a la entrada de la sonda medirá una menor concentración, las trayectorias de las partículas sólidas convergen menos que las líneas de corriente (fig. 2).

Las experiencias han mostrado que cuando la relación de la velocidad de la toma a la velocidad de la corriente es de 0.25, el error sobre la concentración de los sedimentos es de 8% por exceso si estos tienen un diámetro de 0.06 mm. y de 100% por exceso para un diámetro de 0.45 mm. Estas cifras muestran la importancia de la forma de las líneas de corriente en las cercanías de la toma y las precauciones necesarias para colocación del aparato.

Por otra parte, en un turbidisonda concebido para abrirse en el interior de la corriente, se produce al momento de la abertura de la toma un "flujo inicial" debido al desequilibrio entre la presión ejercida por el aire al interior del recipiente de la turbidisonda y la presión del agua al exterior de ésta. Dispositivos de equilibrio automático han sido concebidos para las sondas a integración por puntos.

MUESTREADORES DE INTEGRACION PUNTO POR PUNTO

Un dispositivo de estos se muestra en la fig. 3 y consiste de unas botellas colocadas en posición horizontal en los puntos en que se desea obtener la muestra. Tal muestreador se llena gradualmente y causa un pequeño disturbio en la corriente. Si el muestreador se coloca rápidamente en la posición de muestreo no se necesitan válvulas de cierre y apertura de los tubos, pero si esto no sucede, deberán inclinarse.

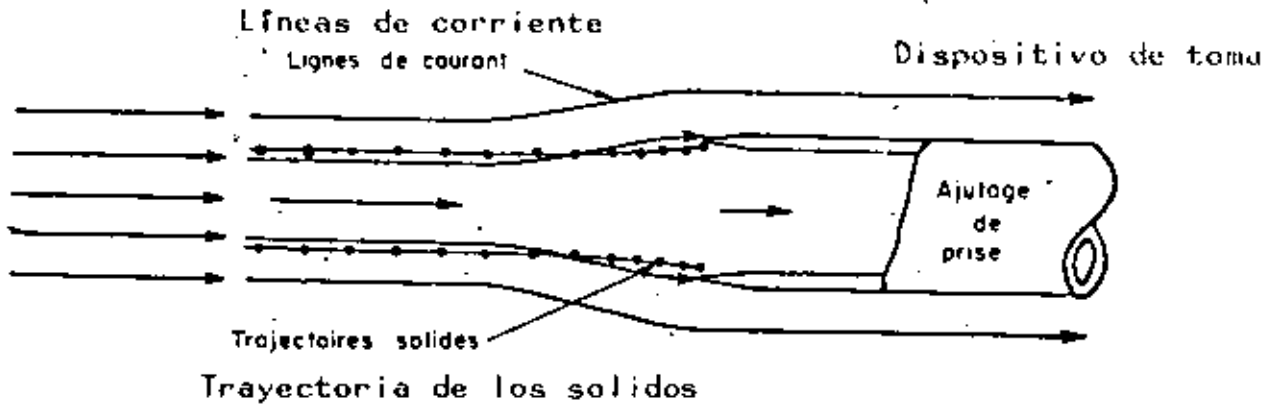


Fig. 2.- Entrada del flujo al dispositivo de toma; gasto inferior al gasto normal

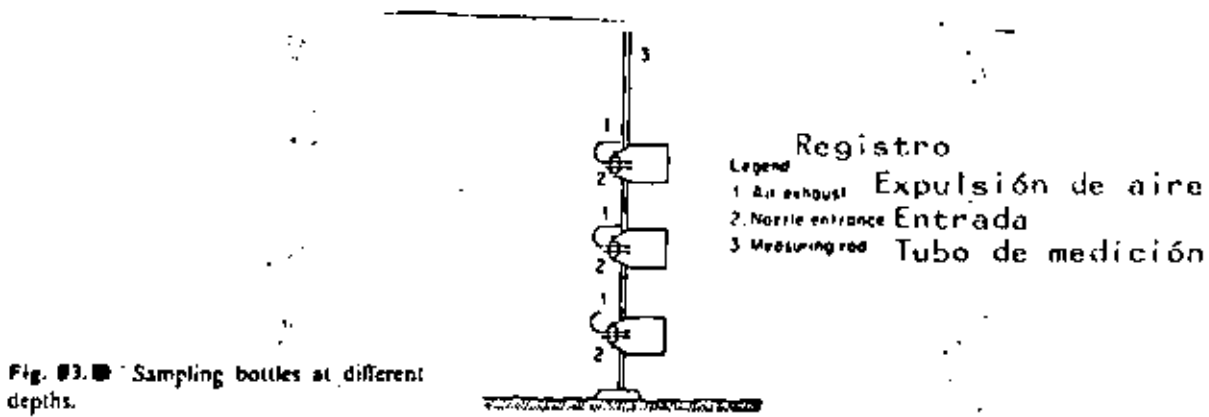


Fig. 3. Sampling bottles at different depths.

Fig. 3.- Recipiente de muestreo para distintas profundidades

El Interagency Committee on Water Resources ha desarrollado y recomendado entre otros el muestreador US-P/61, que pesa alrededor de 100 lib. (fig.4), el cual tiene una forma hidrodinámica. Está hecho de bronce fundido y equipado con aletas estabilizadoras en la parte trasera. Se tiene una botella móvil localizada dentro de una cavidad del muestreador. Una boquilla de 3/16" penetra en el flujo y el aire sale del muestreador por un lado por medio de un tubo de escape; las operaciones de entrada y salida de aire se controlan por una válvula. Tiene también una cámara compensadora de presión donde se iguala la presión del aire dentro del recipiente con la carga hidrostática externa en la boquilla a cualquier profundidad. Además de este muestreador, la agencia citada desarrolló muestreadores más pesados (hasta de 300 lb) para usarse en corrientes muy profundas y con altas velocidades.

Algunos muestreadores de integración de punto se han diseñado de tal manera que colectan automáticamente la muestra y la concentración de sedimento suspendido se determina posteriormente en el Laboratorio. Tales muestreadores llamados de "etapa simple" fueron desarrollados por el citado comité de los EUA para colección automática de muestras que no requieren atención inmediata de personal de campo. Se pueden instalar varios muestreadores de este tipo en una sección, los cuales consisten de una botella encimada en una jaula. La botella tiene un tapón con dos agujeros en donde van dos tubos en forma de sifones, uno para entrada y otro para salida del aire (fig. 5).

La mezcla de agua-sedimento entra cuando el nivel del agua llega hasta la elevación a la cual se ha colocado el tubo de entra

1.34 pulgadas de diámetro

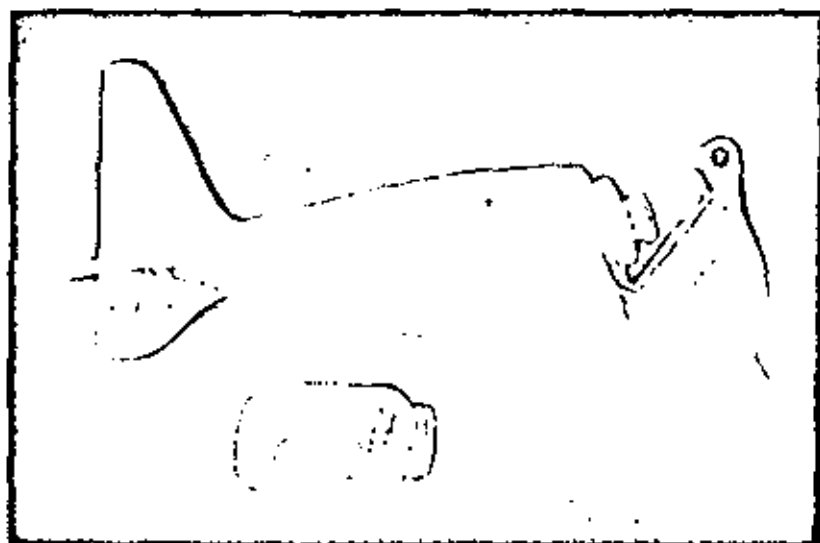
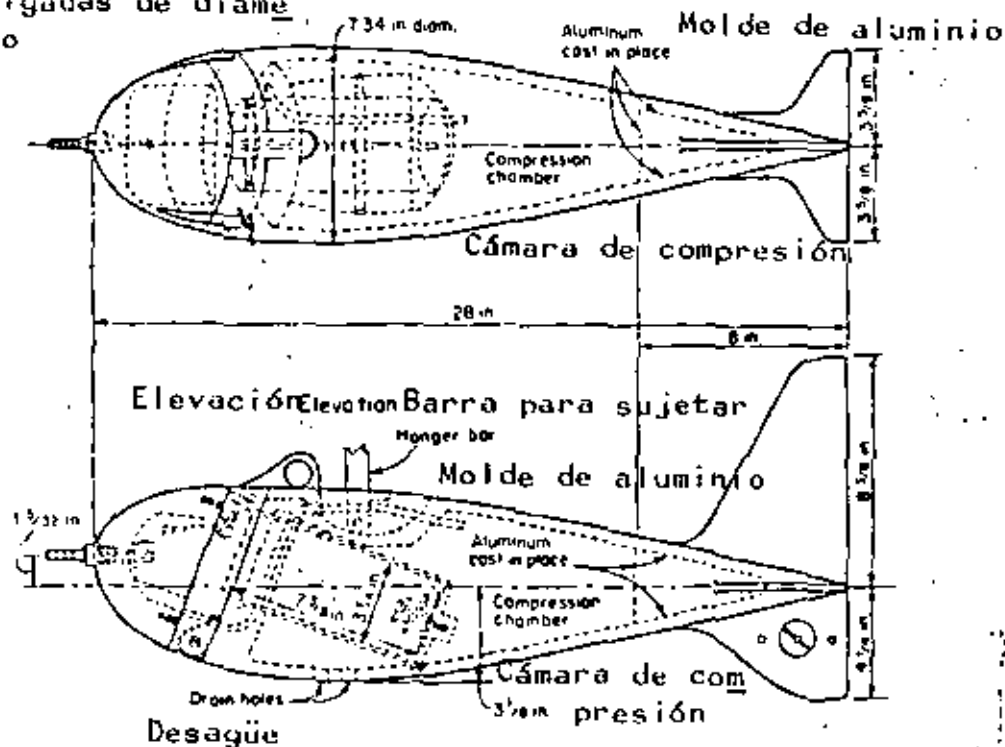


Fig. 4. Point-integrating sampler US P-61. [After INTERAGENCY COMMITTEE ON WATER RESOURCES (1963).]

Fig. 4.- Muestreador de sedimentos USP-61 Comité Interdepartamental de Recursos Hidráulicos (1963)

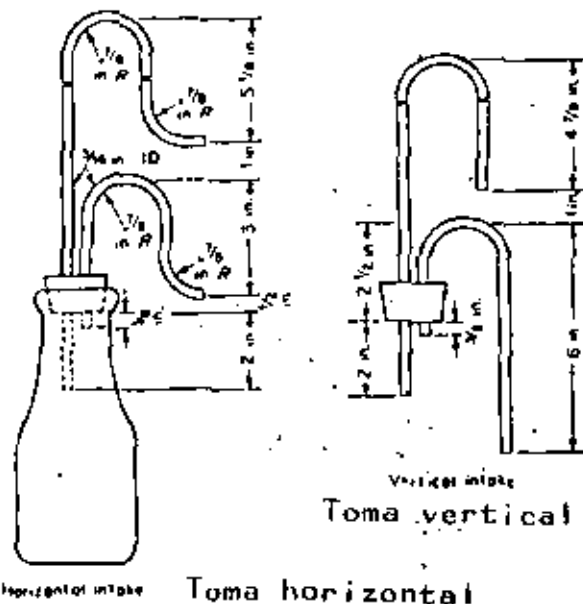


Fig. 5.- Muestreador de cargas. Comité Interdepartamental de Recursos Hidráulicos (1963)

Fig. 5. Single-stage suspended-load sampler. [After INTERAGENCY COMMITTEE ON WATER RESOURCES (1963).]

da. La ventaja principal de este equipo es que se puede tomar una muestra durante cierta etapa de una avenida en la que el muestreo manual podría ser difícil.

MUESTREADORES DE REGISTRO CONTINUO

Los métodos anteriores hacen necesario el tomar una gran cantidad de muestras lo que hace que el costo de estas cuando son en forma continua resulte muy elevado. Esto hace que sólo sean utilizados en mediciones discontinuas, lo cual puede tener como inconveniente dejar pasar fluctuaciones importantes de concentración que se presentan en particular al comienzo de las avenidas.

La medición continua del gasto sólido necesita de un instrumento capaz de registrar sea de manera continua, sea de determinar a intervalos frecuentes el gasto sólido en suspensión de la corriente. La muestra se efectúa en general por bombeo directo en la corriente en un punto fijo. El agua cargada de materiales en suspensión es enviada a un aparato que recoge y mide los materiales sólidos así tomados. Se calibra esa muestra con respecto a la sección total del perfil por medio de una serie de mediciones completas.

Existen así entonces, 3 sistemas para determinar la concentración de los sedimentos muestreados.

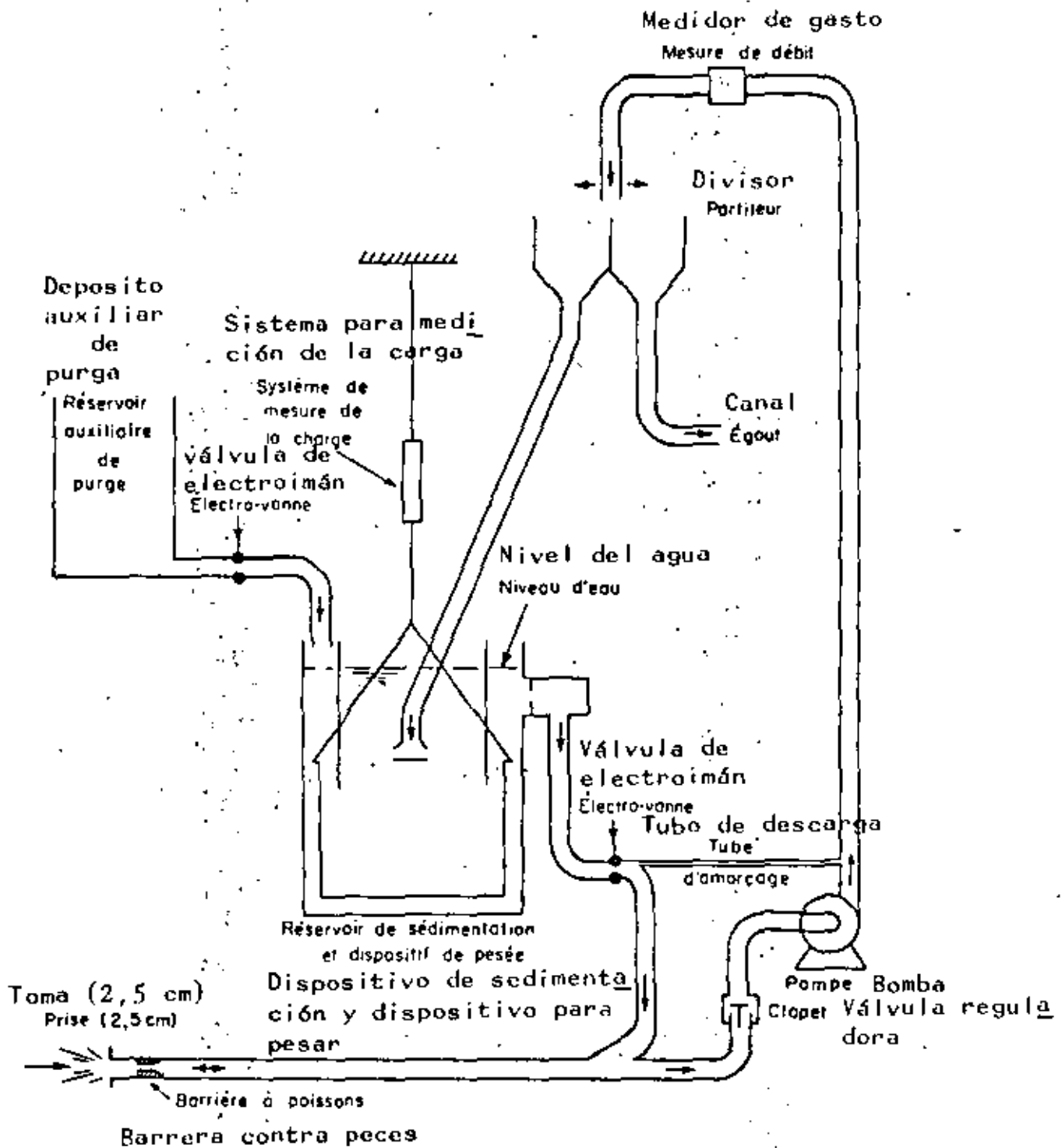
-- Por registro del peso acumulado del sedimento. El agua bombeada es enviada hacia un recipiente grande en el cual los sedimentos se decantan sobre una balanza suspendida. El pe-

so de la balanza y de los sedimentos son registrados de una manera continua. La concentración media de los sedimentos es calculada a partir del peso de sedimento obtenido sobre la balanza y del volumen de agua bombeada durante el mismo tiempo. fig. 6.

-- Por registro del volumen de sedimentos. El agua tomada de la corriente alimenta por intermedio de un distribuidor un cierto número de tubos de sedimentación colocados sobre una placa giratoria. Después de un cierto tiempo predeterminado, correspondiente a la decantación, un aparato toma automáticamente una foto del nivel de agua y del sedimento en el tubo, que es en seguida vaciado, para permitir el análisis de otra muestra. fig. 7.

-- Por medidas posteriores en el laboratorio de muestras almacenadas automáticamente en un cierto número de frascos que contienen las muestras.

Existen otros aparatos basados en el principio de que la presencia de partículas sólidas suspendidas hace menos transparente el agua, lo cual se usa para medir la concentración. Cualquier dispositivo con una fuente de luz y una fotocelda localizada en dirección opuesta lo realiza. La lectura se toma con un fotómetro que tiene que calibrarse para cada situación en virtud de que el sedimento y la luz del día varía. Tal aparato es el turbidímetro a célula fotoeléctrica de E.D.F. (Electricite de France). El principio es de ligar la concentración en materia sólida de una suspensión a sus propiedades ópticas. Pero 2 factores intervienen al menos en las propiedades ópticas de una suspen--



APPAREIL À PRÉLÈVEMENT CONTINU AVEC ENREGISTREMENT
DES POIDS CUMULÉS

Fig. 6.- Aparato para el registro del peso acumulado de sedimentos

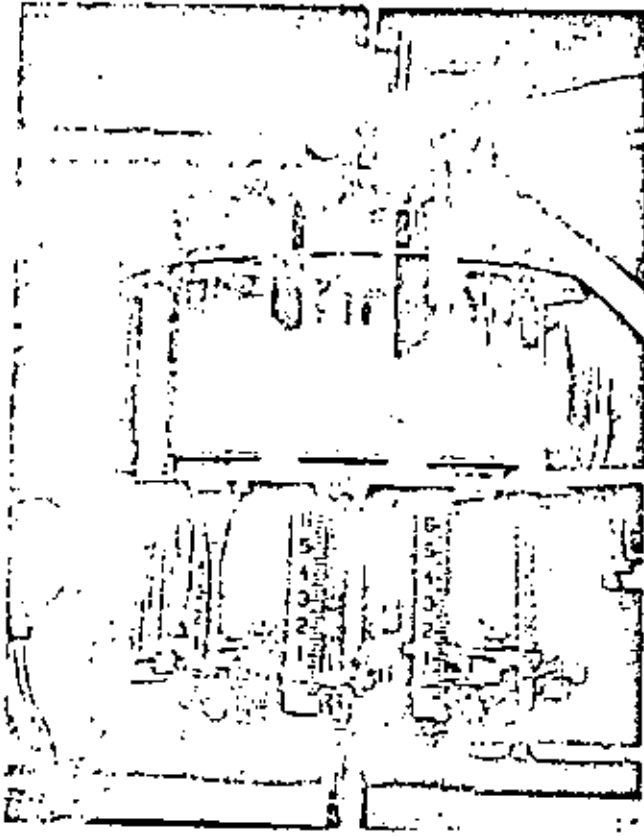
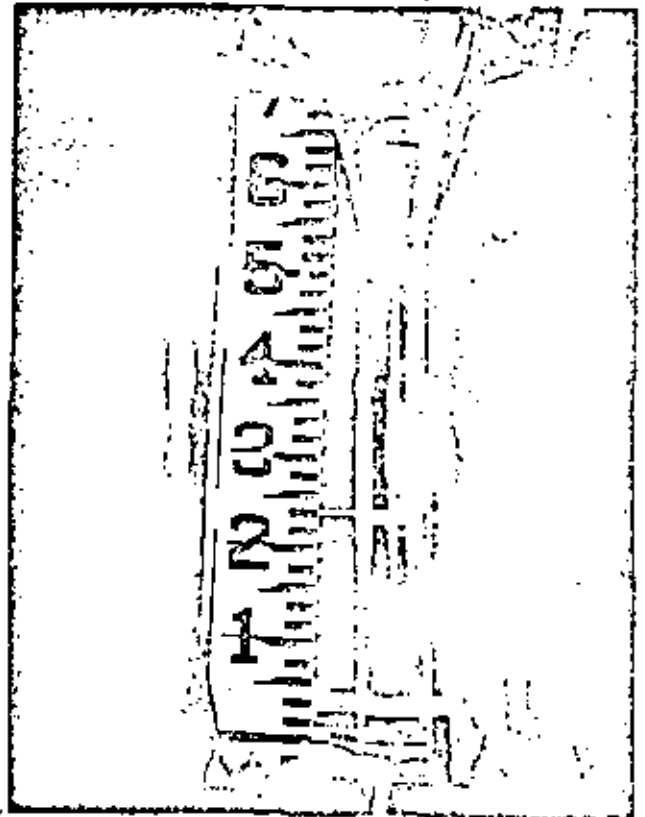


Fig. 7.- Aparatos para medir volumen de sólidos



sión: la concentración y la granulometría. Sin pretender re-presentar la granulometría por un solo parámetro, se puede pensar que la adición de una segunda ecuación haciendo intervenir la concentración permitirá la mejor determinación. Ahora bien, la transparencia siendo medida por la respuesta de una célula fotoeléctrica recibiendo un rayo de una fuente luminosa a través de la suspensión, es fácil, colocando una segunda célula a 90° de medir la luz difractada. El aparato estando calibrado de una manera meramente empírica con las suspensiones realizadas a partir de materiales de propiedades cercanas de las que se encontrarán en la corriente, permite determinar en seguida la concentración ponderada de la suspensión a estudiar y la dimensión media de las partículas. El aparato es mostrado en la fig. 8 y este puede sumergirse; las células foto eléctricas están encerradas en cajas de plexiglas: el rayo luminoso es obtenido por un filtro colimador integrado dentro del aparato. Las corrientes de respuesta de las células son enviadas sea a aparatos a lectura directa, sea sobre un registrador.

MEDICION DEL ARRASTRE DEL FONDO

Hemos dicho que el arrastre del fondo o transporte por el fondo o gasto sólido de o por el fondo, es la cantidad (por unidad de tiempo) en la que se mueven los diferentes tamaños de granos a lo largo del fondo de la corriente. Este movimiento es como arrastre de fondo y parcialmente como arrastre en suspensión. El arrastre de fondo es función del gasto líquido y de las características del canal por lo que puede ser calculado con los métodos presentados en el capítulo IV. La medición del arrastre de fondo es difícil y se ha intentado en pocos casos, sobre to-

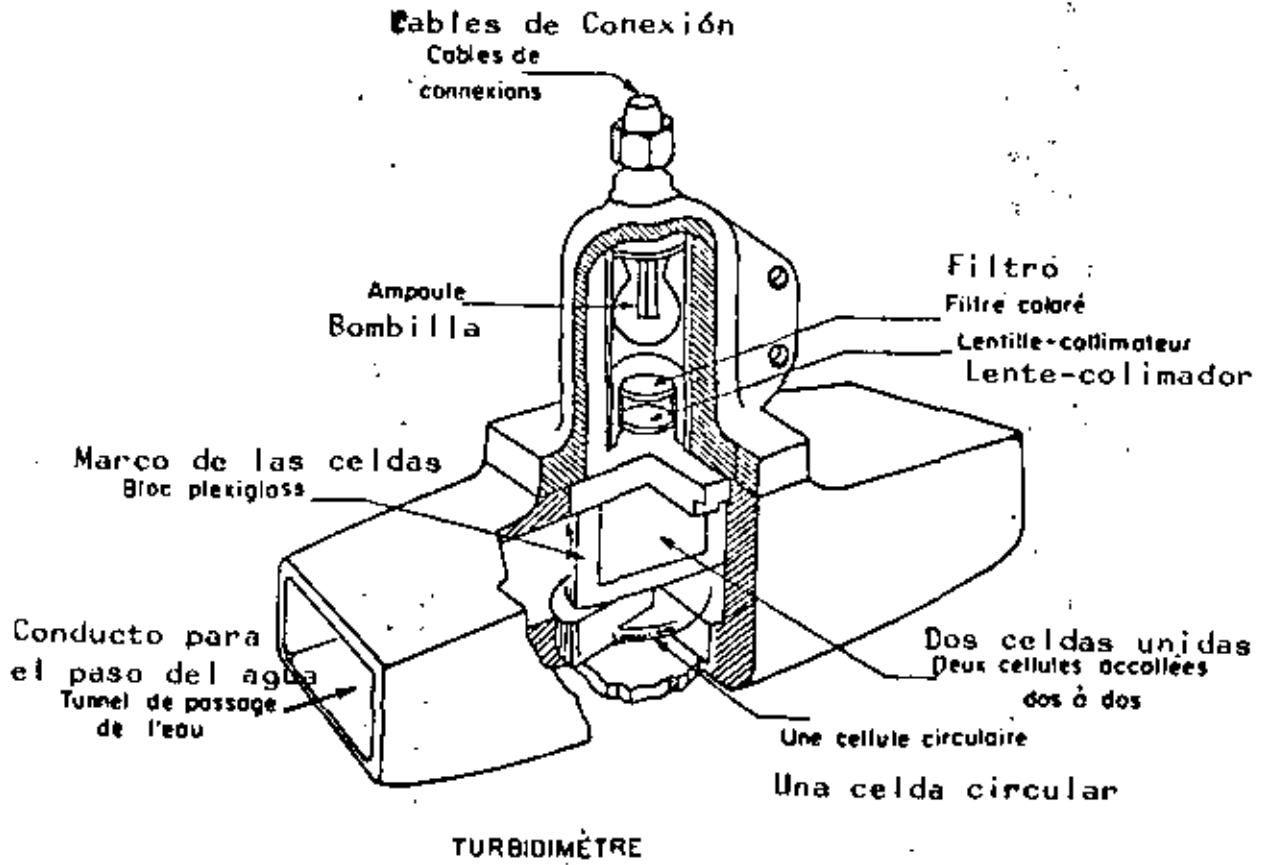


Fig. 8.- Turbidímetro

do para el chequeo de los métodos de cálculo derivados de pruebas de laboratorio, así como el de representar un costo elevado.

MUESTREO DEL FONDO

El cálculo del transporte de sedimentos por el fondo en un canal o río, requiere del conocimiento de la composición del fondo. Estrictamente hablando, esta composición de tamaños deberá conocerse para cada etapa (para cada gasto-tirante), puesto que a etapas más altas (gastos altos) se pueden descubrir capas de fondo que no lo estarán en etapas bajas. Por lo tanto es difícil no solamente muestrear y descubrir tales fondos heterogéneos, sino también interpretar los resultados. Es difícil predecir que capas constituyen el fondo activo para los diferentes gastos, por lo que usualmente se usa la composición promedio de todas las muestras a una profundidad dada. Cuando se muestrea un fondo seco, la única pregunta se refiere al tamaño de la muestra y a su localización que se desea para una composición representativa en cada tramo del río. Esto se obtiene de mejor manera si se muestrea en los puntos de una red que cubra toda el área, se combinan las muestras y se analiza el material. El tamaño mínimo estará dado por la condición de que el error posible en cualquiera de las fracciones del tamaño de los sedimentos será una función del número de partículas en esta fracción de la muestra. Si, por ejemplo, un material de fondo contiene un porcentaje pequeño de grava que es importante para el fondo, esta fracción puede determinar el tamaño de la muestra. Este es el caso, por ejemplo, en que se tiene que predecir la socavación posible en el fondo de un río. Las muestras

deberán tomarse entonces por medio de sondeos.

El muestreo de fondo en corrientes naturales es muy difícil por el peligro de perder las partículas finas. Se usan a menudo dispositivos de almeja o similares, pero deberán siempre inspeccionarse cuidadosamente, para detectar fugas que pueden perder material fino durante el periodo de elevación de la muestra a través del agua en movimiento. También se han usado los muestreadores del tipo de canasta los cuales muestrean el fondo cuando se está dragando sobre ellos, pero de todas maneras es posible la pérdida de componentes finos del fondo.

DISPOSITIVOS PARA MEDICION DEL ARRASTRE DEL FONDO

Adicionalmente a lo indicado, es frecuente que el gasto sólido por el fondo sea medido en peso por unidad de tiempo, de ancho unitario (gs). Para obtener este valor se deberá medir el peso del material que viaja por el fondo y que pasa por una cierta zona en una sección transversal dada y en un tiempo dado.

Para medir el gasto sólido por el fondo gs, frecuentemente es necesario introducir una pieza del equipo o dispositivo de medición dentro de la capa en que se mueve el material del fondo. La presencia de este dispositivo frecuentemente es causa de disturbio en el flujo, lo cual alterará el comportamiento e intensidad del arrastre del fondo. También, es a veces difícil dar al equipo el alineamiento vertical y horizontal correcto y acorde con el flujo del transporte de sólidos por el fondo. Adicionalmente a esto, es muy difícil tener un dispositivo que capte todas las fracciones del tamaño de los granos del material sólido

do que se mueve por el fondo (desde las más gruesas hasta las más finas), por lo que si se desea una correcta medición del material del fondo, deberá mantenerse en mente lo siguiente:

- a).- Los dispositivos de medición de arrastre de fondo (muestreadores) deberán calibrarse y deberá determinarse su eficiencia o coeficiente de eficiencia que se define como la relación entre el peso de materiales transportados recogidos durante el tiempo del muestreo y el peso de los materiales que se hubieran movido sobre todo el ancho del aparato durante el mismo tiempo si el aparato no hubiera estado colocado en ese sitio. Este coeficiente no es fácil a determinar. Los ensayos hechos sobre los aparatos en canal de laboratorio no son forzosamente aplicables a las mediciones en el campo.
- b).- En cualquier sección transversal de una corriente, el gasto sólido de fondo está sujeto a fluctuaciones con respecto al espacio y al tiempo, por lo que es deseable realizar mediciones en un lapso grande de tiempo en varios puntos de una sección transversal.
- c).- Se pueden obtener mediciones erróneas por operación impropia del equipo de muestreo; bajo tales circunstancias, el muestreador puede captar el material del fondo y el que viaja en suspensión. Deberá tenerse cuidado en la selección de un dispositivo adecuado al caso.
- d).- Las formas de fondo aparentemente condicionan el procedimiento de muestreo. Las relaciones entre la geometría y -

tamaño de formas de fondo y el equipo de medición tienen - influencia considerable en la eficiencia del equipo.

e).- La pregunta inevitable de cuál es el espesor real de la capa de fondo no es posible responderla a satisfacción de todos.

Entonces se ha sugerido que el espesor de la capa en que se mueve el material de fondo es diferente para cada corriente y que al menos deberá ser igual al diámetro del grano más grande.

- Determinación del gasto sólido por el fondo.

Cuatro métodos principales pueden ser utilizados para medir el gasto sólido por el fondo.

- 1.- El método más directo para medir el gasto sólido por el fondo es disponiendo una fosa o una trampa transversalmente a todo el ancho de la corriente atrapando así el gasto sólido que viene aguas arriba de la sección de control.
- 2.- El gasto sólido por el fondo puede ser determinado a partir de varias muestras efectuadas por medio de un aparato portátil que recoge el gasto sólido sobre un tramo pequeño del ancho del cauce. Estimaciones del gasto sólido por el fondo pueden igualmente ser efectuadas por métodos indirectos. (acústicos, ultra-sonidos, trazadores radioactivos).
- 3.- El gasto sólido por el fondo puede ser calculado a partir -

de muestreos granulométricos y de los parámetros hidráulicos del escurrimiento.

4.- El gasto sólido de transporte por el fondo puede ser obtenido restando el gasto sólido en suspensión del gasto sólido total.

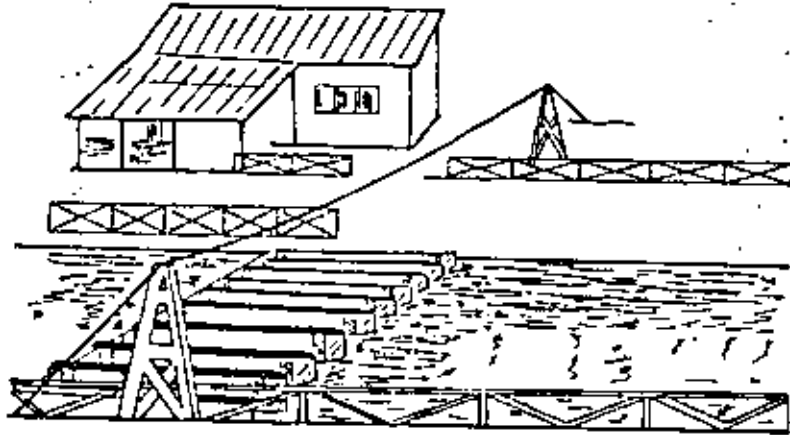
- Muestreadores más usuales:

METODO DE LA TRAMPA TRANSVERSAL

Este método ha sido principalmente usado en los Estados Unidos. Ciertas instalaciones permiten medir el gasto sólido por el fondo en corrientes de 30 metros de ancho. Para una instalación fija, un recubrimiento es construido sobre todo el ancho de la corriente; aguas abajo de este recubrimiento, la corriente es dividida por medio de pilas de concreto espaciadas aproximadamente a cada metro, cuyo fondo está provisto de una trampa que puede ser abierta o cerrada. El gasto sólido que cae en la trampa es periódicamente bombeado hacia una tolva colocada en la orilla (fig. 9). Registros continuos del gasto sólido pueden ser obtenidos por este aparato.

Para corrientes más pequeñas existen modelos análogos semi-portátiles. Este tipo de aparato recoge prácticamente el 100% del transporte, pero este método es costoso, existiendo además, la dificultad de colocarlo en el sitio de la corriente y necesidad de bombear o extraer los materiales atrapados en la trampa.

APARATOS PORTATILES DE MUESTREO



INSTALLATION DE MESURE DU CHARRIAGE,
ENOREE RIVER (DOBSON ET JOHNSON, 1940)

Fig. 9.- Trampa transversal para captar el material
sólido por el fondo.

El curso de una corriente aluvial es frecuentemente muy irregular, ya que puede ser lisa o bien, formada de rizados, dunas o antidunas. En consecuencia, el gasto sólido de transporte varía muy rápidamente y muy irregularmente en el tiempo de un punto a otro del mismo perfil. Un periodo corto de medición no dará datos representativos al punto del muestreo. En consecuencia, numerosas muestras cubriendo un periodo largo de tiempo son necesarias y grandes cantidades de sedimentos deben ser manipulados. Sin embargo, durante un periodo de largo tiempo, las condiciones del escurrimiento pueden cambiar considerablemente.

No existe realmente ningún aparato perfecto para muestrear el gasto sólido por el fondo porque el uso de cada aparato está limitado a un rango estrecho de sedimento y de condiciones hidráulicas. El aparato ideal debería ser capaz de muestrear todas las partículas, desde las más pequeñas hasta las más grandes, desplazándose sobre el fondo, ser capaz de orientarse por sí mismo dentro de la corriente, de permanecer estable sobre el fondo del cauce y de no perturbar las condiciones del escurrimiento naturales. Su funcionamiento real está entonces condicionado a el valor del coeficiente de eficiencia ya definido anteriormente.

MUESTREADORES DE TIPO CAJA Y CANASTA

Los muestreadores de este tipo consisten de un recipiente permeable donde se acumula el material del fondo, de una estructura soportante, de cables que hacen portable al muestreador y de una aleta guía que sirve para dar al muestreador la dirección apropiada. La operación de muestreo consiste en bajar el mues-

treador hasta el fondo y una vez que está en contacto con el mismo, se abre la hoja o puerta frontal del muestreador y se hace a caminar un cronómetro. El agua y el material del fondo entran a la caja o a la canasta y sufren una disminución en su velocidad (que a menudo es ayudada por una pantalla) y así el material se deposita en la trampa. Al final de la medición, se cierra la compuerta u hoja frontal y se registra el tiempo que duró la medición, extrayendo del agua el muestreador conteniendo el material del fondo; este material se extrae entonces del dispositivo y se pesa cuidadosamente o se mide su volumen.

Adicionalmente a las fuentes de error que se mencionaron anteriormente, hay otras en este tipo de muestreadores: debido a la presencia de un muestreador de caja o canasta, ayudado a veces con la presencia de pantallas u obstrucciones, se tiene una notable resistencia al flujo. Esto trae como consecuencia muchas veces un incremento en la presión a la entrada del muestreador que viene acompañado de una reducción en la velocidad. Tal efecto es alimentado principalmente por la capa de sedimento-agua cercana al fondo lo cual da como resultado que parte del material de fondo se acumula a la entrada del muestreador, causando una variación en su eficiencia y logrando con esto que la muestra no sea representativa. Para remediar esta desventaja se han sugerido ciertas modificaciones a los mismos y se ha obtenido como resultado los llamados muestreadores "a diferencia de presión". La sección transversal del aparato se engancha en el sentido del escurrimiento para producir una caída de presión a la salida. Esta caída de presión está destinada a compensar las pérdidas por fricción dentro del aparato; en esas condiciones la velocidad a la entrada y el gasto del sedimento

son ahora aproximadamente iguales a los valores que tendrían si no fuera perturbado el escurrimiento. El gasto sólido se deposita en el muestreador.

Otra fuente posible de error puede ser el resultado de que el muestreador no se asiente inmediatamente sobre el fondo, dando lugar así a que ocurra un tipo de socavación local bajo el muestreador. La pared del fondo del muestreador deberá hacerse de un material que fácilmente se ajuste a formas del fondo, por lo que se ha usado material como hule o láminas sueltas ligada en forma de cadena. Otra precaución que debe tomarse es que el muestreador no se llene hasta el total de su volumen. Normalmente la calibración del mismo determinará su propio rango de llenado, pero en general, deberá evitarse que el muestreador se llene en más del 30% de su volumen total.

Entre los muestreadores típicos se encuentra el Mühlhofer como se muestra en la figura 10. Tienen una eficiencia promedio de alrededor de 45%.

Otro muestreador muy frecuentemente usado es el llamado Arnhem BTMA (Bed Load Transport Meter-Arnhem como lo muestra la figura 11. Según el laboratorio hidráulico de Delft, Holanda, sirve para medir arrastre de fondo de arena y grava fina. El muestreador está montado en una estructura y un resorte de hoja lo oprime al fondo. La boca del muestreador tiene una abertura de $8.5 \times 5 \text{ cm}^2$; la canasta, localizada atrás de la boca es de malla de alambre y su tamaño es de 53.15 cm^2 ; el material más grueso que la malla quedará retenido en el muestreador. Su longitud es de 1.83 mts. de largo, su ancho es de 0.89 mts. y su

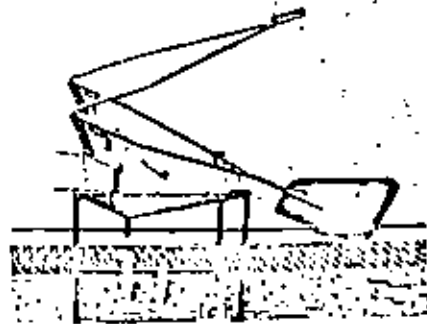
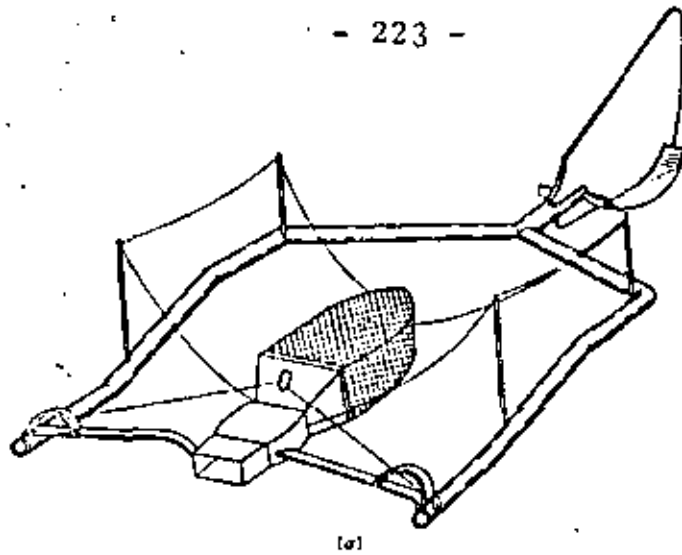


Fig. 9. Arnhem sampler (BTMA). (a) The Arnhem sampler [after HUBBELL (1964)]. (b) The new Arnhem sampler with an improved frame construction. (c) The emptying of the instrument; the catch is measured volumetrically. [The photographs are provided by Diephuis (1969) from the Delft Hydraulics Laboratory and are made available by the Van Essen N.V. company in Delft. This modified version is not yet in use in the Netherlands; however, application is expected.]

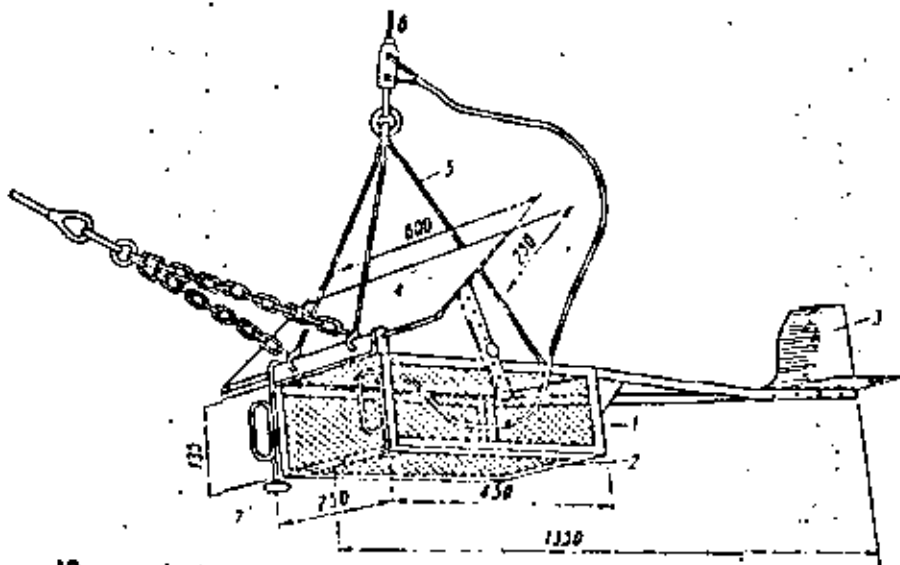


Fig. 10. Mühlhofer type catcher: 1 — box; 2 — bottom made of wire net; 3 — horizontal rudder; 4 — vertical rudder (250 X 600 mm) to press the catcher to the bottom; 5 — suspension rods; 6 — cord; 7 — contact device.

peso es de 57 kg. Este muestreador tiene una muy buena eficiencia.

En la figura 12 aparece mostrado el muestreador diseñado en Checoslovaquia por Karolyi que pesa alrededor de 90 kg.

Otro aparato perfeccionado del anterior es el llamado VUV utilizado para arena gruesa y gravas (1 a 100 micras) que se compone de un diafragma cubierto por un enrejado metálico en la parte ensanchada aguas abajo del aparato. La corriente cargada con el sedimento al entrar bajo el diafragma remonta el depósito de sedimentos, a través de las perforaciones del enrejado y sale del aparato. El aparato tiene las dimensiones siguientes: 1.30 mts. de largo, 0.45 mts. de alto y 0.50 mts. de ancho y recoge aproximadamente 25 kg. de material. La eficiencia hidráulica es de 100% y la eficiencia en sedimentos es de aproximadamente 70%. fig 13.

Otro aparato desarrollado en el laboratorio de Hidráulica de Delft, Holanda es el llamado "Esfinge" para medir el gasto sólido por el fondo cuando está compuesto de arena fina fig. 14. La boquilla rectangular del aparato descansa sobre el fondo de la corriente.

Existe una reducción de presión en la otra extremidad del orificio del aparato de tal manera que el agua entra en la boquilla con una velocidad igual a la de la corriente. El agua pasa a través de un tubo espiral en ascenso en la parte ensanchada del aparato en la cual la velocidad decrece rápidamente, lo que provoca el depósito del sedimento.

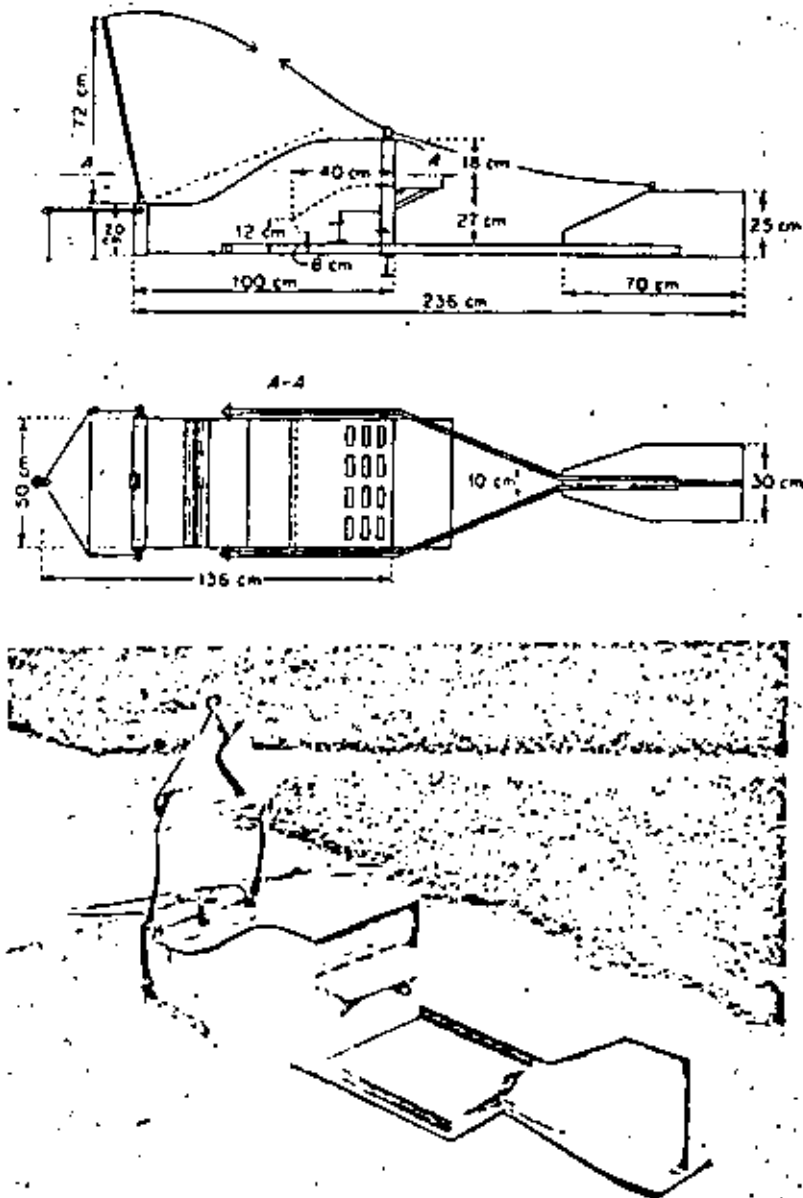
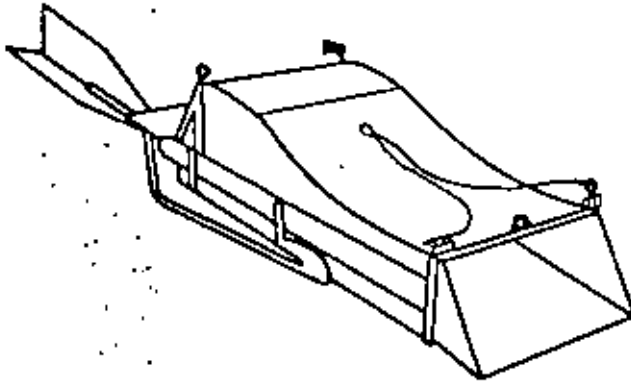
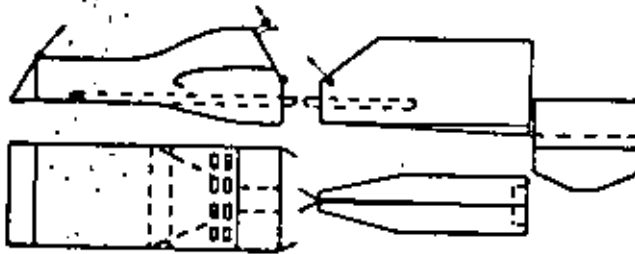


Fig. ■ Karolyi sampler [after NOVAK (1959)]. [The photograph is of a sampler presently at use at the River Training Experimental Station and was provided by Stelzer (1969).]

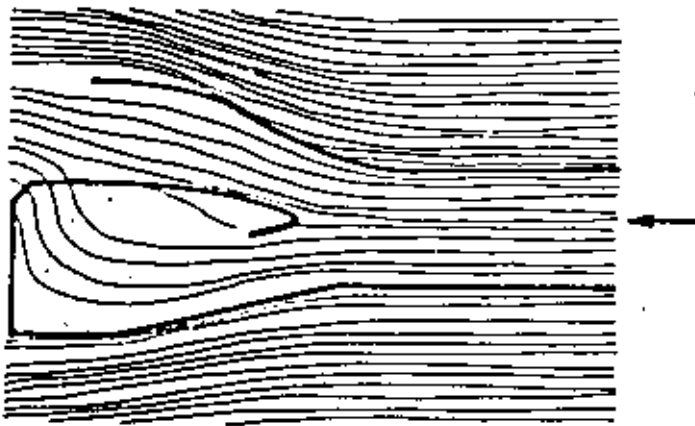
Fig. 12.- Muestreador de Karolyi [después de Novak (1959)].



Colocación del aparato.



Elevación y planta.



Flujo en el interior del aparato

APPAREIL VUV

Fig. 13.- Aparato muestreador del fondo VIIV

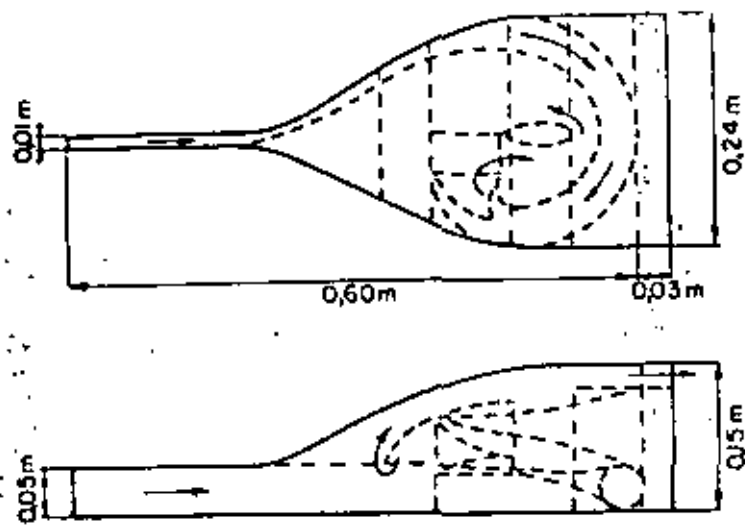
El agua sale del aparato por una gran abertura situada en la ex tremidad posterior del aparato por la parte superior. Una parte de la fracción más fina de los sedimentos sale del aparato - con el agua y ésta cantidad es pérdida en la estimación del gas to sólido. La boquilla que está apoyada sobre el fondo por medio de un resorte regulable puede tomar arena de aproximadamente 90 micras. Los ensayos han demostrado que este aparato tiene una eficiencia del 100%.

Otro aparato diseñado por el Corps of Engineers (USA) para la arena y grava está compuesto de un tubo rectangular divergente con una serie de deflectores destinados a detener las partículas cuando éstas se depositan como consecuencia de la disminu ción de la velocidad a través del aparato. Las extremidades - se cierran automáticamente por el peso del aparato cuando éste está soportado por un cable de suspensión. Este aparato está - mostrado en la fig. 15.

DETERMINACION DEL GASTO TOTAL DE SEDIMENTO

Existen varios métodos para determinar el gasto total de sedimen to transportado por la corriente.

- 1).- La totalidad del transporte sólido puede ponerse en suspen sión en un canal para que puede ser medido con turbidison- da: este método ha sido utilizado en los E.U. para estu- diar experimentalmente la relación entre el gasto de sus pensión y el gasto sólido por el fondo en el caso de que - los sedimentos transportados estén constituidos principal- mente de arenas medias y finas.



SPHINX (VINCKERS, BIJKER ET SCHIJF, 1953)

Fig. 14.- Aparato muestreador "SPHINX"

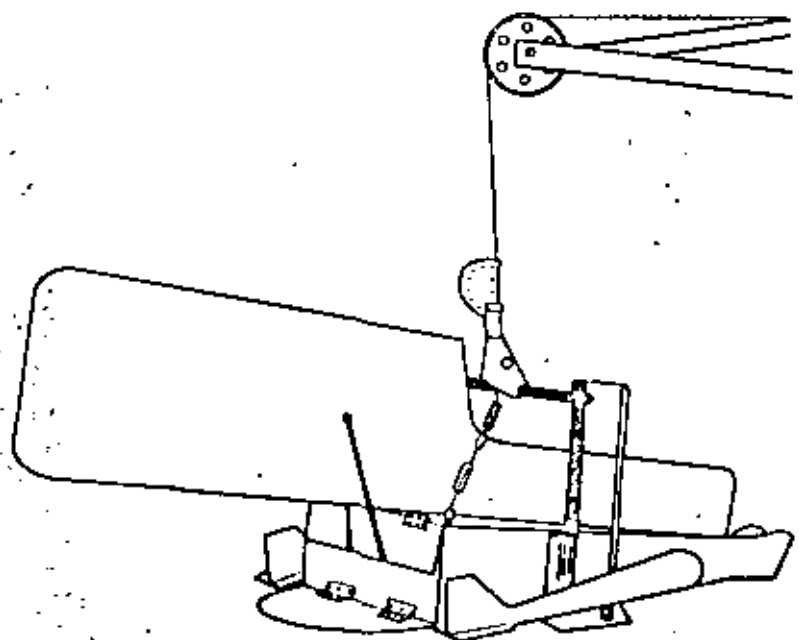
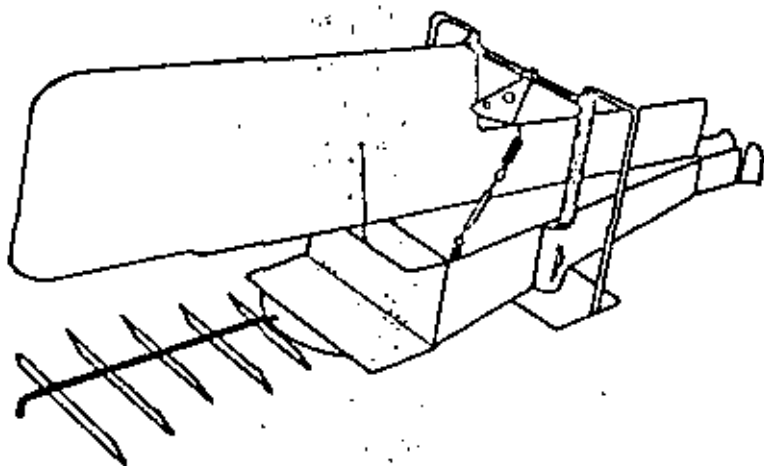


Fig. 15.- Aparato del cuerpo de ingenieros.

APPAREIL DU CORPS ENGINEERS

- 2).- Una parte del escurrimiento puede ser derivado de la corriente y la concentración del gasto sólido en suspensión puede ser analizado y el gasto sólido por el fondo medido después de haberse depositado en una trampa.

Este método ha sido utilizado en el curso de las investigaciones efectuadas sobre las cuencas pequeñas del Tennessee Valley Authority. Se deriva el 1/100,000 del gasto de la corriente permanentemente por medio de un vertedor y una serie de caídas.

- 3).- El gasto sólido total puede ser determinado a partir del gasto en suspensión medido, al cual se le suma el gasto sólido por el fondo medido o calculado a partir del tamaño de los sedimentos del fondo y de las características del escurrimiento.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

LIBROS

- 1.- HYDRAULICS OF SEDIMENT TRANSPORT
Autor: Walter Hans Graf
Editorial: Mc Graw-Hill (1971)
- 2.- SEDIMENT TRANSPORT IN ALLUVIAL STREAMS
Autor: János Bogardi
Editorial: Akadémiai Kiadó, Budapest (1974)
- 3.- PRECIS D'HYDRAULIQUE FLUVIALE
Autor: S. Leliavsky
Editorial: Dunod, Paris (1961)
- 4.- DYNAMIQUE FLUVIALE
Autor: J. C. Lebreton
Editorial: Eyrolles, Paris (1974)
- 5.- REGIME BEHAVIOUR OF CANALS AND RIVERS
Autor: T. Blench
Editorial: Butterworths Scientific Publications, London
(1957)
- 6.- SEDIMENTATION ENGINEERING
ASCE (1975)
- 7.- RIVER MECHANICS I, II
Autor: H. W. Shen
Editorial: Fort, Collins, Colorado (1971)

8.- HYDRAULIQUE.ET GRANULATS

Autor: J. Larras

Editorial: Eyrolles (1972)

REVISTAS, NOTAS, ARTICULOS.

1.- ENTRAINEMENT DES MATERIAUX

Autor: M. Bouvard

Instituto Politécnico de Grenoble, Francia

2.- LOCAL SCOUR AROUND CYLINDRICAL PIERS

Autor: Breusers, Nicollet y Shen

Revista AIRH Vol. 15 1977 No. 3

3.- LECTURE NOTES ON SEDIMENT TRANSPORT

Autor: H. N. C. Breusers

Curso Internacional en Ingeniería Hidráulica Delft, Holanda.

4.- ESTABILIDAD DE CAUCES ARENOSOS

Autor: A Maza, C. Cruickshank (1968)





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

ASPECTOS PRINCIPALES EN LA HIDRAULICA DE RIOS

DR. JUAN MANUEL NAVARRO P.
ING. CARLOS SANCHEZ LINARES

FEBRERO, 1979 2



NOTAS DE FLUVIAL

I. PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

- Cohesivos
- No Cohesivos
- Diámetro
- Densidad
- Peso Específico
- Velocidad de Caída

II. INTERACCION DEL FLUJO CON LAS PARTICULAS SOLIDAS QUE FORMAN EL CAUCE DE UNA CORRIENTE

- Diámetro, Peso específico
- Tirante
- Gastos
- Velocidad

III. INICIACION DEL MOVIMIENTO DEL MATERIAL

- Equilibrio de la partícula

IV. FORMAS DEL FONDO

- Rizos
- Dunas
- Antidunas
- Pérdidas de fricción

V. MECANISMO DE TRANSPORTE

- Fondo

- Suspensión

- Total

VI. CANALES Y CORRIENTES NATURALES

- Canales estáticamente estables

- Canales dinámicamente estables

- Corrientes naturales

VII. SOCAVACION LOCAL

VIII. MUESTREO DE SEDIMENTOS

- Material del Fondo

- Material en Suspensión

IX. BIBLIOGRAFIA

1.- PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

- Definiciones -

SUELO COHESIVO.- Un suelo de material cohesivo se puede definir como aquel en el que las fuerzas cohesivas juegan un papel importante. En la práctica, el material cohesivo consiste de una mezcla de partículas del tamaño de las arcillas (coloides), del tamaño de los limos y algunas veces de partículas de arena. El límite superior de las partículas de arcilla, es, de acuerdo con el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos y la escala internacional (Atterberg), igual a $d = 2$ mm. Sin embargo, esto no es suficiente para la mezcla anterior el incluir sólo a las arcillas, ya que entre éstas, deben incluirse las arcillas minerales, además de las no minerales y posiblemente, materia orgánica; la arcilla mineral es la responsable de la existencia de las fuerzas físico-químicas.

SUELOS NO COHESIVOS.- Un suelo de esta clase, llamado a veces material granular, es aquél en que el peso de las partículas es la fuerza principal que se opone para que sean movidas. Esa fuerza siempre está presente y en cuanto cesa la acción del agua, las partículas se detienen, caen y se depositan.

1.- MATERIALES NO COHESIVOS

Algunas de las propiedades de los sedimentos que se emplean con más frecuencia, para el conocimiento de su comportamiento bajo los procesos dinámicos de las corrientes son:

Diámetro

Forma

Densidad

Porosidad

Velocidad de caída

1.1 DIAMETRO

A continuación, se da una tabla de clasificación de las partículas de acuerdo a su diámetro, propuesta por la American Geophysical Union para arcilla, limo, arena, grava, conglomerados y cantos rodados.

Se pueden hacer varias definiciones de "Diámetro":

Diámetro de Cribado.- D = diámetro de la malla por la cual pasará la partícula.

Diámetro de Sedimentación.- D_s = diámetro de la esfera con la misma densidad y la misma velocidad de caída en el mismo fluido a la misma temperatura.

Diámetro Nominal.- D_n = diámetro de la esfera con volumen igual para una misma densidad.

Dimensión Triaxial.- a, b, c , (a = eje más grande; c = eje más pequeño; b = eje intermedio).

PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Determinación del Diámetro

Cantos rodados, conglomerados y gravas: medición directa

Gravas, arenas: cribado

Arena fina, arcillas: sedimentación o análisis microscópico.

1.1.1 CRIBADO

El cribado se puede hacer en partículas menores a 44 micras, pero proporciona buenos resultados para valores inferiores a 74 micras. Las dimensiones de la malla (aberturas) se hacen en una serie geométrica con cada malla siendo $\sqrt[4]{2}$ más grande en dimensión que la precedente. Tomando una dimensión y otra no, nos resulta una serie de $\sqrt{2}$. Para la mayoría de arenas, una serie de $\sqrt{2}$ proporciona buenos resultados, pero podría necesitarse una serie de $\sqrt[4]{2}$ para arenas muy uniformes. Se pueden dar algunas reglas generales para el cribado, como son:

- 1.- No sobrecargar las mallas para evitar la ruptura de las mismas. Se recomiendan los siguientes residuos máximos de mallas individuales de ocho pulgadas (posterior a Shergold, 1946). El peso total de la muestra deberá ser de 20 a 50 gramos para mallas de ocho pulgadas y arena fina.
- 2.- Se deberá utilizar un aparato de cribado mecánico durante 10 minutos.
- 3.- Para arenas gruesas y gravas, se recomienda el siguiente diámetro mínimo para obtener un número suficiente de granos en cada fracción (ver de Vries, 1971).

Peso de la muestra (gramos) $> 20 \cdot D_{85}^3$ j D_{85} en mm.

Las clases de malla y las series son diferentes en varios países, pero están basadas generalmente en una serie de $\sqrt[4]{2}$.

CLASIFICACION MAYOR DEL DIAMETRO DEL SEDIMENTO

(DE H. A. EINSTEIN)

$$\mu = 1 \text{ micra} = 10^{-6} \text{ m}$$

DIAMETRO	DESIGNACION	OBSERVACION
$d < 0.5$	coloides	siempre en fluctuación
$0.5 < d < 5$	arcilla	Algunas veces o parcial <u>l</u> mente flocculada.
$5 < d < 64$	silt	Cristales individuales no flocculables.
$64 < d < 2 \text{ mm}$	arena	Fragmento de roca
$2 \text{ mm} < d$	grava, can- tos rodados	Fragmento de roca

ESCALA DE GRADUACION DE LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION
PARA DIAMETROS DE PARTICULAS

DIAMETRO		CLASE
milímetros	micras	
4,000-2,000		160-80 Cantos rodados muy grandes.
2,000-1,000		80-40 Cantos rodados grandes.
1,000-500		40-20 Cantos rodados medianos.
500-250		20-10 Cantos rodados pequeños.
250-130		10-5 Conglomerados grandes.
130-64		5-2.5 Conglomerados pequeños.
64-32		2.5-1.3 Grava muy gruesa.
32-16		1.3-0.6 Grava gruesa.
16-8		0.6-0.3 Grava mediana.
8-4		0.3-0.16 Grava fina.
4-2		0.16-0.08 Grava muy fina.
2.00 -1.00	2,000-1,000	Arena muy gruesa.
1.00 -0.50	1,000-500	Arena gruesa.
0.50 -0.25	500-250	Arena mediana.
0.25 -0.125	250-125	Arena fina.
0.125-0.062	125-62	Arena muy fina.
0.062-0.031	62-31	Limo grueso.
0.031-0.016	31-16	Limo mediano.
0.016-0.008	16-8	Limo fino.
0.008-0.004	8-4	Limo muy fino.
0.004-0.0020	4-2	Arcilla gruesa.
0.0020-0.0010	2-1	Arcilla mediana.
0.0010-0.0005	1-0.5	Arcilla fina.
0.0005-0.00024	0.5-0.24	Arcilla muy fina.

ABERTURA mm	MALLA DE E.U. No.	RESIDUO MAXIMO, EN GRAMOS		
		serie de 2	serie de $\sqrt{2}$	serie de $\frac{1}{\sqrt{2}}$
2.4	8	150	75	38
1.2	16	100	50	25
0.6	30	70	35	18
0.295	50	50	25	12
0.15	100	35	18	9
0.076	200	25	12	6

1.1.2.- SEDIMENTACION

Para arena fina y aluvión, se puede determinar una distribución de diámetros mediante la sedimentación. Para partículas 50μ , la Ley de Stokes es válida para la velocidad de sedimentación; para partículas más gruesas, se tienen que utilizar relaciones empíricas, en base a varios principios como: balances de sedimentación, análisis de pipeta, tubo de acumulación visual independiente de diámetro y forma. (Fig. 1.1)

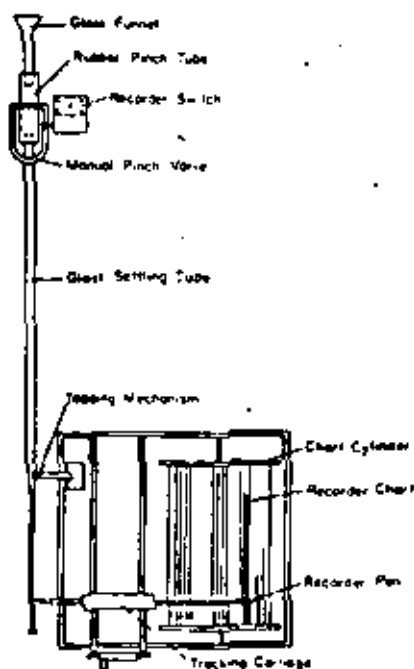


Fig. 1.1.- Esquema de tubo de acumulación visual y el mecanismo de registro.

1.1.3.- DISTRIBUCION DEL DIAMETRO

La distribución de diámetros se puede obtener mediante el cribado o sedimentación, la cual se expresa generalmente como un "porcentaje en peso" vs., la distribución de "diámetro del grano". La distribución acumulativa del diámetro de la mayoría de los se

dimentos, se puede determinar mediante una distribución log-normal. Una distribución log-normal dará por resultado una línea recta si se utiliza papel logarítmico de probabilidad (fig.1.2).

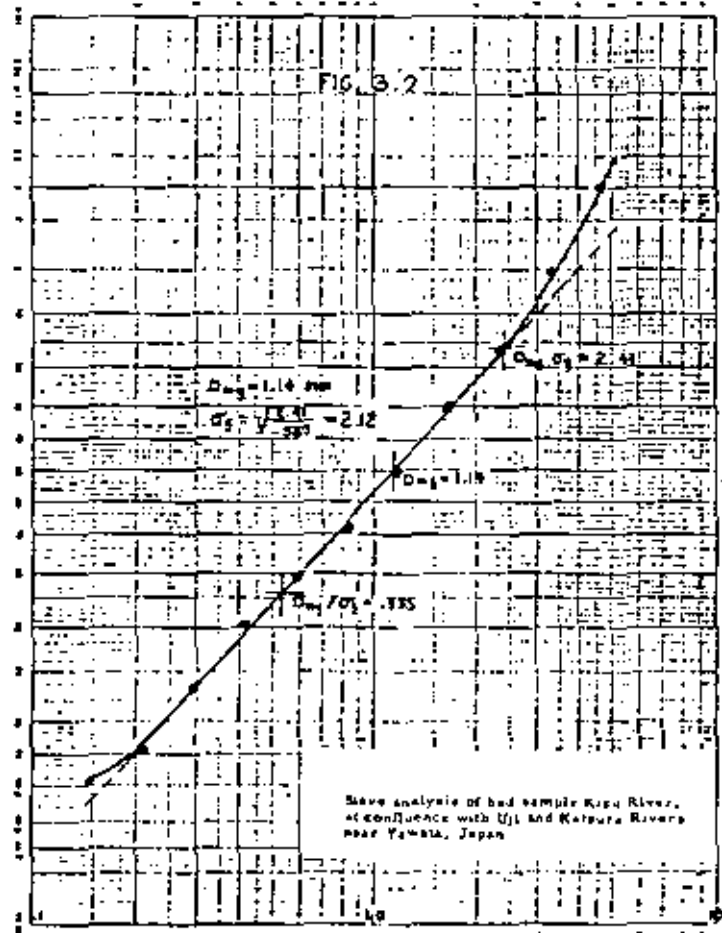


Fig. 1.2.- Distribución acumulativa del diámetro.

De la distribución acumulativa del diámetro, el diámetro promedio se puede definir:

$$D \text{ ó } D_m = \frac{\sum p_i D_i}{\sum p_i}$$

En que p_i : porción con diámetro D_i .

D_i es el promedio geométrico de los límites de la porción del diámetro. También se utiliza la notación D_p para el diámetro de

una mezcla en la que $p\%$ es menor que D_p . D_{50} se denominará diámetro medio.

Para una distribución dada, se puede definir el diámetro promedio geométrico $D_g = (D_{84} * D_{16})^{\frac{1}{2}}$ (que es igual a D_{50} para una distribución log-normal), y la desviación estándar geométrica:

$$\sigma_g = D_{84} / D_{16}^{\frac{1}{2}}$$

1.2.- FORMA

Además del diámetro del grano, la forma también es de importancia. Una partícula plana tendrá una velocidad de caída más pequeña y será más difícil de transportar que una partícula redondeada, como la carga de fondo.

Se pueden dar varias definiciones para caracterizar la forma:

Esfericidad = relación del área superficial de una esfera y el área superficial de la partícula, a igual volúmen.

Redondez = relación del radio promedio de curvatura de los lados y el radio del círculo inscrito en el área máxima proyectada de la partícula.

Factor de Forma = $S.f = C / \sqrt{abc}$ en que a, b, c , son tres ejes perpendiculares entre sí, donde a es el mayor, b es el intermedio y c es el eje menor.

Para esferas $s.f. = 1$, para arenas naturales, $s.f. \approx 0.7$, y sus límites son por lo general - de 0.5 a 1.0.

la redondez y la esfericidad no se utilizan mucho en la práctica, por el contrario; el factor de forma proporciona suficientes resultados para la aplicación práctica.

CURVAS GRANULOMETRICAS

Debido a que en el cauce de una corriente el material que constituye el fondo del río es de granulometría extendida, es decir, que en conjunto, los diámetros de las partículas en una muestra del fondo pueden variar desde los denominados para las gravas - hasta los de las arenas, arcillas y limos, nunca se tiene una distribución uniforme del tamaño de los granos, provocado principalmente por el carácter aleatorio de las fluctuaciones de las velocidades y tirantes del flujo en un río.

En la práctica, para obtener la distribución de los granos o curva granulométrica, se procede a efectuar el cribado de la muestra, (capítulo I) de la siguiente manera:

- a) tomando en consideración el tamaño aparente del material, se seleccionan algunas mallas, cuya abertura se indica en la tabla 1.3.
- b) Se ordenan de mayor abertura a menor, se coloca una charola en la parte inferior y una tapa en la superior.
- c) En la malla superior se coloca una muestra integral seca, - que se ha secado previamente. Se pone la tapa y se agita durante 10 minutos, utilizando un agitador mecánico.
- d) Se pesa el material que ha quedado retenido en cada una de las mallas y en la charola.

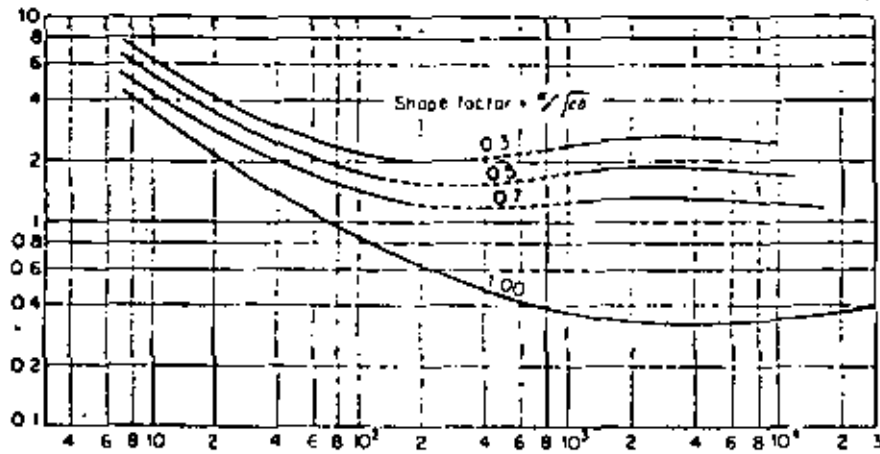


Fig. 1.3.- Coeficiente de arrastre en función del No. de Reynolds para diferentes factores de forma.

- e) Se suman los pesos parciales y deben ser prácticamente iguales al peso de la muestra. Se obtiene el porcentaje en peso retenido en cada malla y en la charola, respecto al peso total de la muestra.
- f) Se obtiene el porcentaje acumulativo que pasa para cada malla el cual es igual a la suma de todos los porcentajes retenidos en las mallas menores y en la charola.
- g) En papel semilogarítmico se dibujan los puntos que indican el porcentaje acumulativo que pasa contra el logaritmo del diámetro de la malla correspondiente.
- h) La curva que une a los puntos anteriores, recibe el nombre de curva granulométrica y de ella se obtienen diferentes diámetros representativos. Así, si se desea conocer el D_{50} , que es

el 50% en peso de las partículas que son menores o iguales a ese valor, se entra con 50 en la escala "porcentaje acumulativo que pasa" y al contar la curva granulométrica, se mide en el otro eje del diámetro.

A manera de ilustración, se incluye un ejemplo para determinar la curva granulométrica para las diferentes capas que forman un filtro de protección en los taludes de una corriente. Se observa que existen diferentes tipos granulométricos.

1.3.- DENSIDAD

La mayor parte de los sedimentos tienen su origen de la descomposición o desintegración de la roca.

Arcilla: fragmentos de feldespatos y micas.

Aluvión: silicatos.

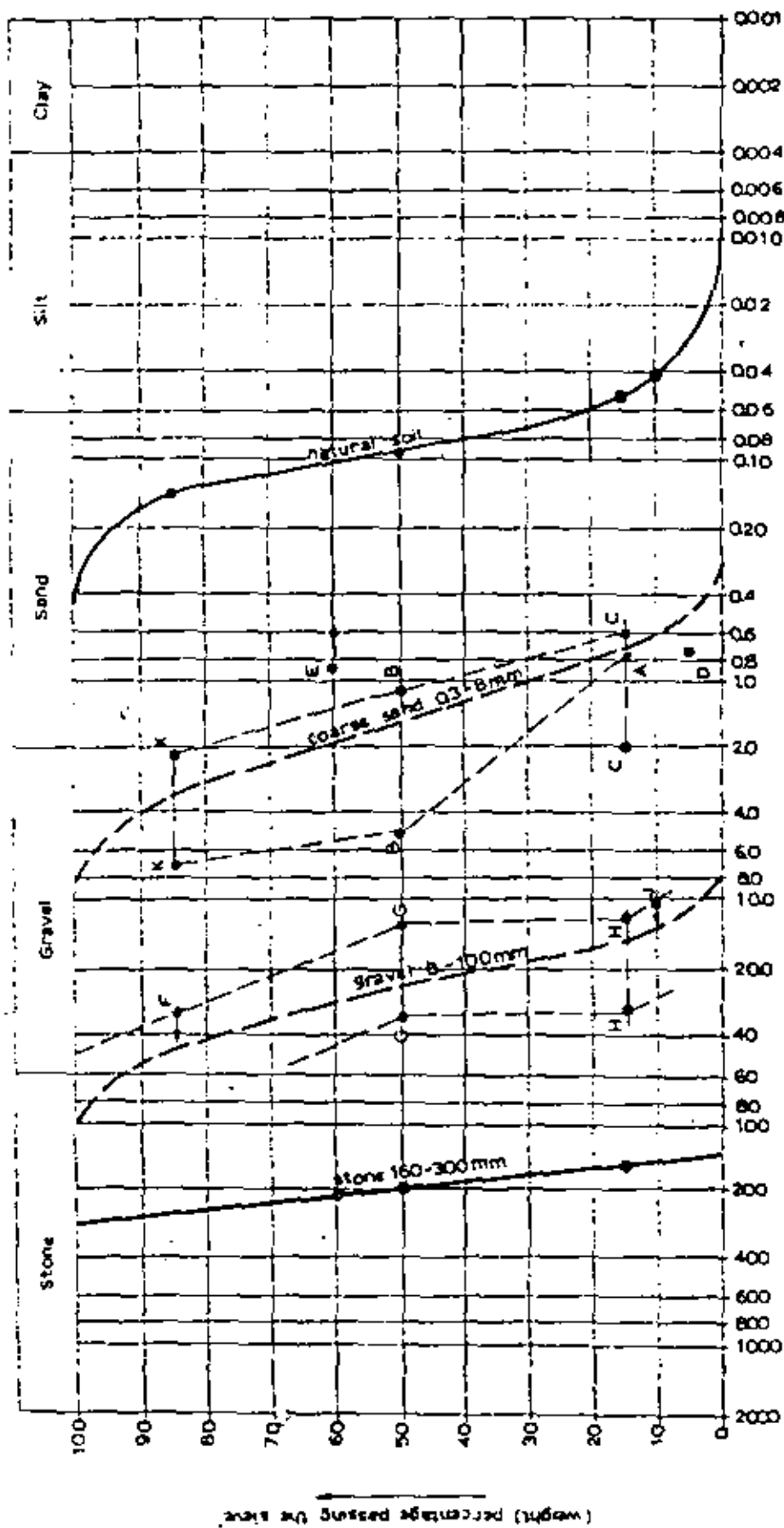
Arena: cuarzo.

Grava y canto rodados: fragmentos de roca original.

La densidad de la mayoría de las partículas del sedimento (4-mm), varía en un rango estrecho en límites. Como el cuarzo es predominante en sedimentos naturales, la densidad promedio se puede suponer de 2650 kg/m^3 (peso específico 2.65). Algunas veces, se tiene la presencia de minerales pesados que se pueden segregar durante la formación de rizos u otros modos de transporte. Las arcillas minerales varían entre $2500\text{-}2700 \text{ Kg/m}^3$.

1.4.- DENSIDAD VOLUMETRICA Y POROSIDAD

Al estimar la vida útil de un embalse o casos similares, el peso



$$\frac{d_{15}^{th} \text{ layer}}{d_{85}^{(n-1)th} \text{ layer}} < 5$$

$\frac{d_{60}^{th} \text{ layer}}{d_{20}^{(n-1)th} \text{ layer}}$ is for coarse sand = 12 to 50; $\frac{\text{stone}}{\text{gravel}} = 7 \text{ to } 15$ is for natural soil

$\frac{d_{15}^{th} \text{ layer}}{d_{15}^{(n-1)th} \text{ layer}}$ is for coarse sand = 12 to 40; $\frac{\text{stone}}{\text{gravel}} = 5 \text{ to } 15$ is for natural soil

Determined by laboratory tests

Figure 3-11

calculado del sedimento transportado hasta la estructura, deberá convertirse a volumen. Para ésto, el peso seco por unidad de volumen del sedimento en el lugar, o sea la densidad volumétrica ρ_s tendrá que estimarse.

Por ejemplo, a los sedimentos finos secos, se les da un valor de 1200-2000 Kg/m³. El mismo material depositado, pero sumergido en agua, puede variar entre 300-1000 Kg/m³. La densidad también dependerá del diámetro del grano y el contenido de sólidos

1.5.- VELOCIDAD DE CAIDA

La velocidad de caída W de una partícula individual es un parámetro importante para estudios de suspensión y sedimentación de los sedimentos. La partícula sólida es caracterizada por su diámetro D , densidad ρ_s , su forma, volumen V , y su superficie expuesta a la corriente, factores que intervienen en la velocidad de caída.

En un fluido en reposo la partícula está sometida a tres fuerzas: la fuerza de la gravedad (proporcional a la masa de la partícula), empuje de Arquímedes y la resistencia opuesta por el fluido al movimiento de la partícula.

Según que el movimiento relativo del fluido con respecto a la partícula es lento, medio o rápido, el escurrimiento será laminar (régimen de Stokes), semiturbulento (régimen de Allen) o turbulento (régimen de Newton) los cuales son función del No. de Reynolds $R = \frac{WD}{\nu}$.

La velocidad de caída puede interpretarse de la siguiente mane-

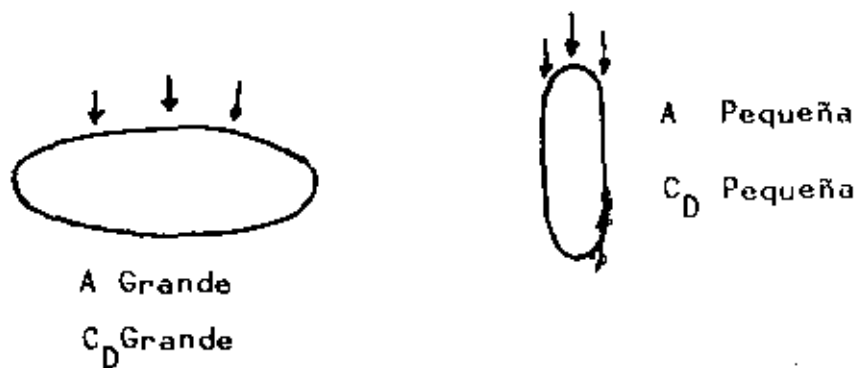
ra: cuando se deja caer una partícula en un líquido en reposo - este grano alcanza su velocidad de caída cuando la resistencia - que el líquido opone al movimiento de la partícula es igual al - peso aparente dentro del líquido, es decir:

$$\frac{\pi D^3}{6} (\rho_s - \rho) g = \frac{1}{2} C_D \rho A W^2$$

en donde C_D = coeficiente de arrastre

A = área expuesta a la corriente

El coeficiente de arrastre dependerá de la superficie expuesta a la corriente la que a su vez es función de la forma de caída de la partícula. Así por ejemplo para una partícula de la forma siguiente se tendrá de acuerdo a la forma expuesta de la corriente:



El coeficiente de arrastre es un coeficiente que depende del No. de Reynolds y la forma de la partícula expresada como $s.f = c/\sqrt{ab}$

Las relaciones entre (D, R y s.f se aprecian en la gráfica de la figura 1.3 determinada por Albertson 1953). También en la figura 1.4 se puede obtener la velocidad de caída en función -- del diámetro de la partícula.

- Para escurrimientos laminares ($R < 1$) de la relación anterior, se tiene para un valor de $C_D = \frac{24}{R}$

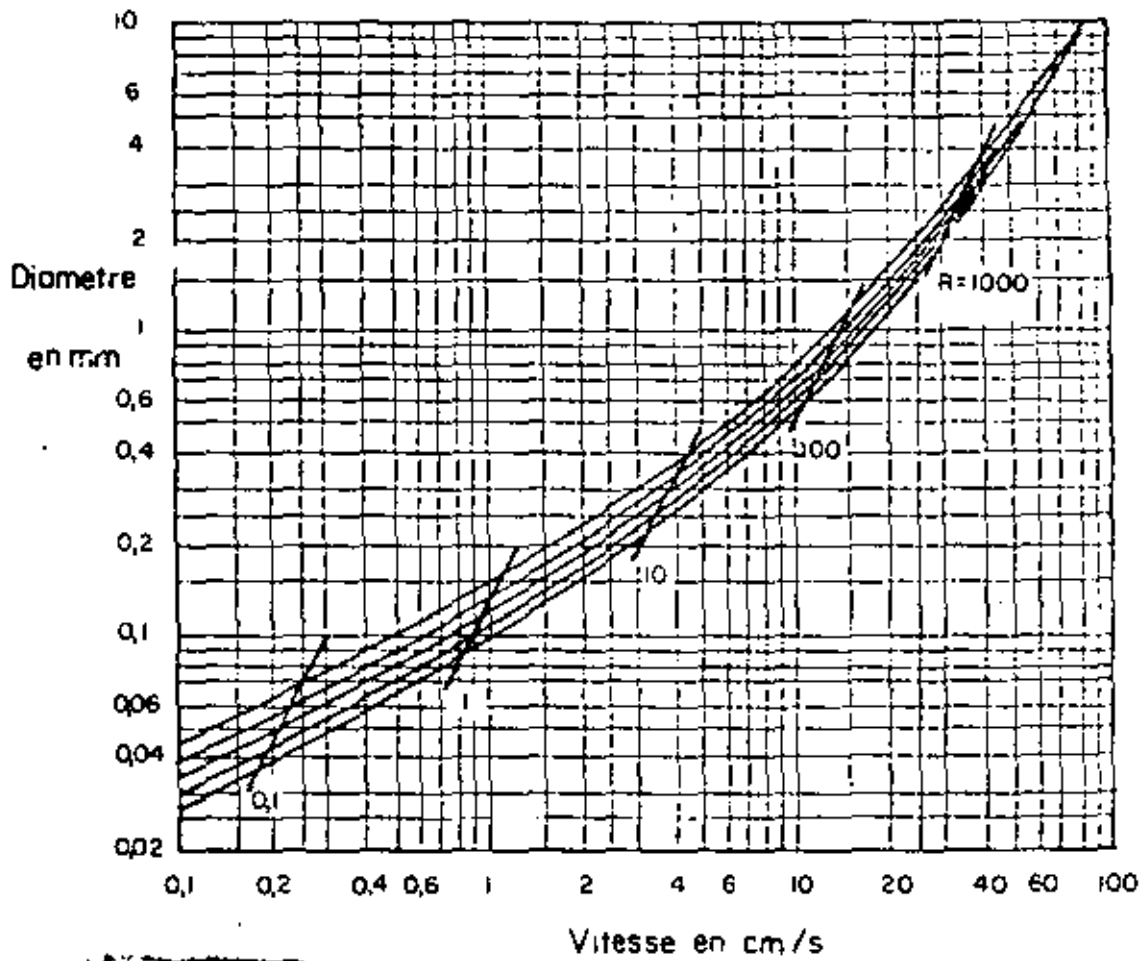


Fig. 1.4.- Velocidad de caída en función del diámetro de la partícula.

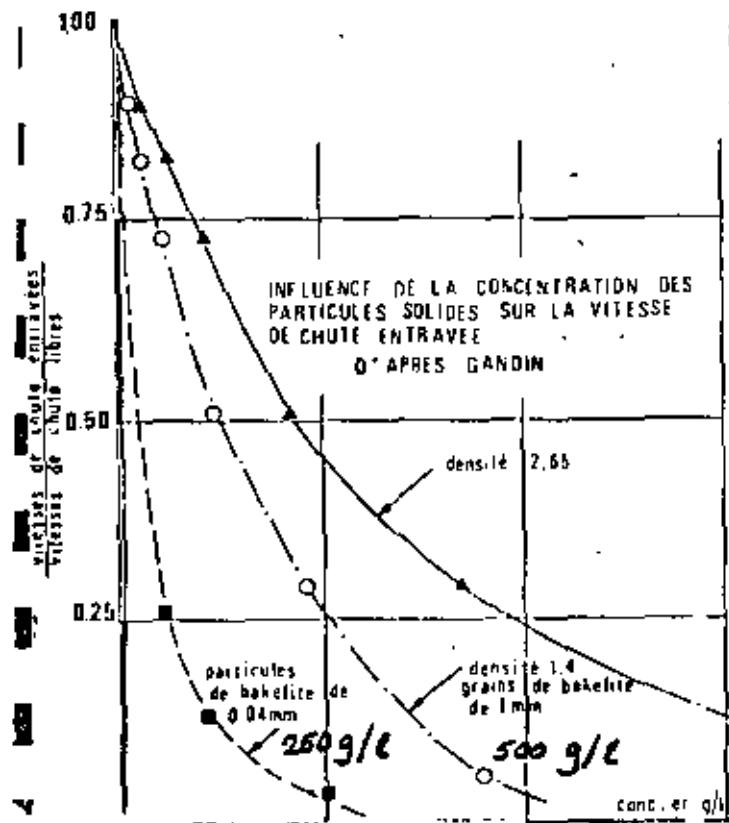


Fig. 1.6

- 19 -

$$W = \frac{1}{18} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g \frac{D^2}{\nu}$$

• sea que

$$W = K D^2$$

La viscosidad tiene una gran influencia en la velocidad de caída.

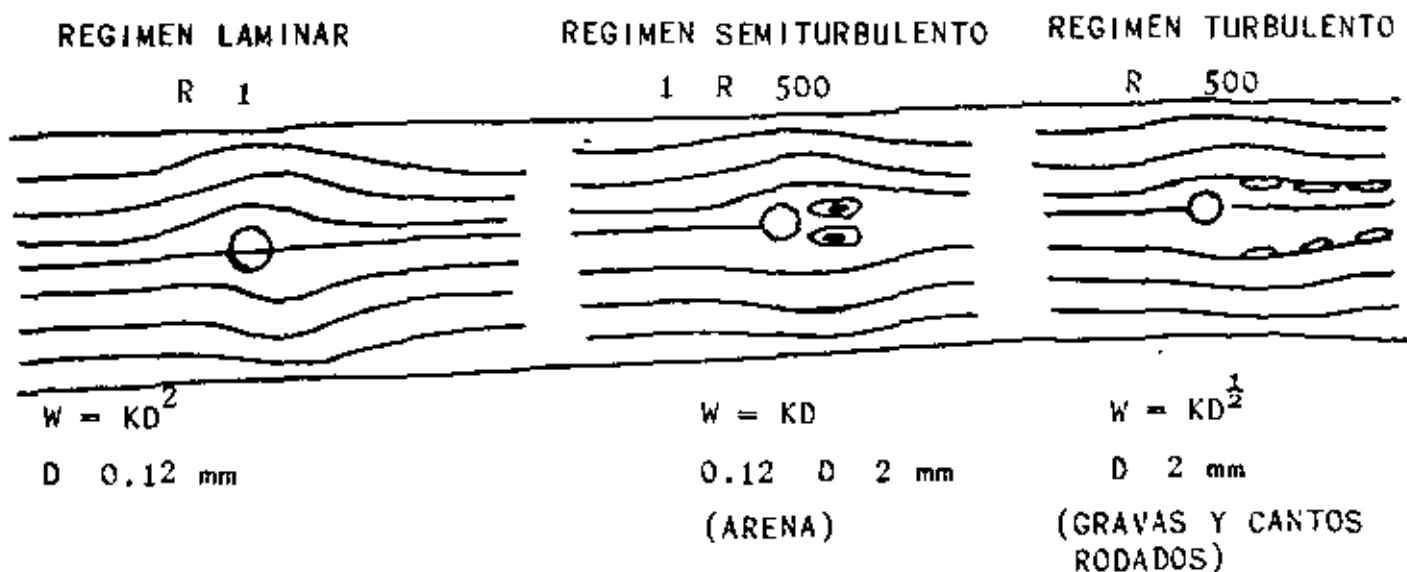
- En regimen semiturbulento $W = KD$ (arena).

De experiencias en laboratorios para distintos tipos de materia les y densidades se obtuvo la siguiente gráfica proporcionada por Migniot. (fig. 1.5).

-En regimen turbulento $W = KD^{\frac{1}{2}}$ (gravas).

siendo
$$K = 70 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{1/2}$$

Esquemáticamente se tendrá para cada tipo de régimen una configuración como la siguiente:



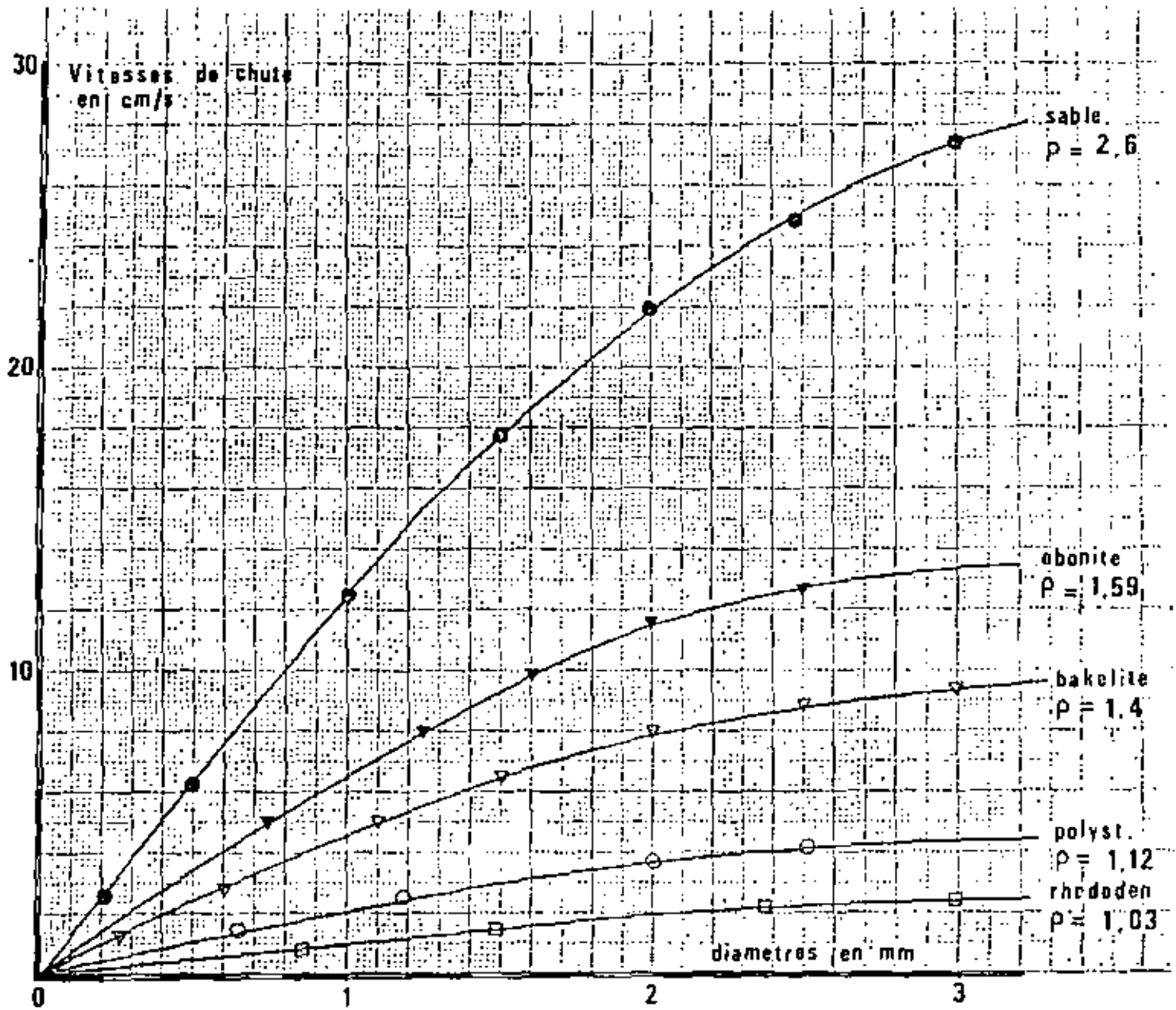


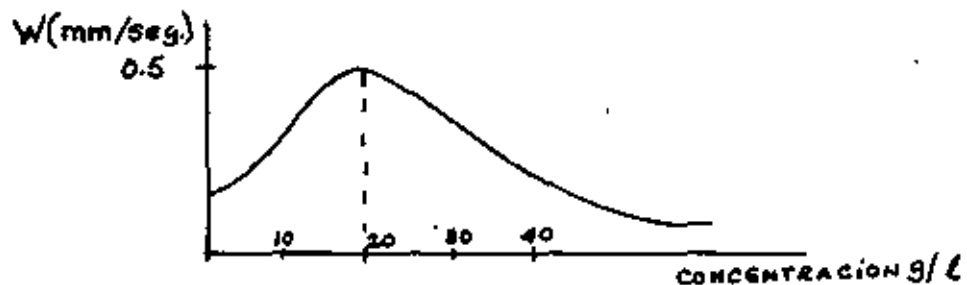
Fig. 1.5

En el caso de presentarse la velocidad de caída para un conjunto de partículas, para partículas superiores a 100 micras (0.1 mm), la velocidad de caída disminuirá cuando la concentración de la suspensión aumenta.

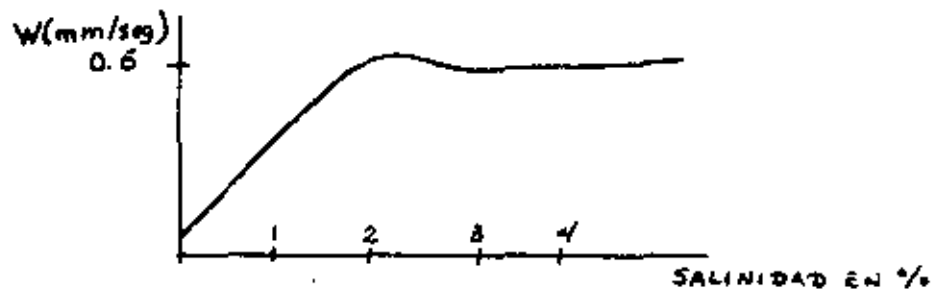
En la figura 1.6 se puede observar, de acuerdo con Migniot en base a mediciones en laboratorios, cómo varía la velocidad de caída con respecto a la velocidad de caída de una partícula individual en función de la concentración.

En el caso de partículas muy finas como es el caso de las arcillas y limos por ejemplo, éstas tienden a flocularse y la velocidad de caída es más difícil de determinar.

La floculación y la velocidad de caída varían en función de la concentración de las partículas sólidas. Ver fig.



De la salinidad del agua, ya que la velocidad de caída aumentará cuando la salinidad pasa de 0 a 5% y tiende a ser constante para valores mayores.



Puede admitirse que para las partículas finas floculadas, la velocidad de caída es del orden de 0.5 mm/seg., para el líquido -

en reposo.

El factor de floculación F definido como la relación entre la velocidad de caída libre de los flóculos $W_f 50\%$ y la velocidad-media de caída de las partículas individuales $W_D 50\%$ es más grande cuando las partículas elementales son más pequeñas.

$$F = W_{f50\%} / W_{D50\%} \approx 250 D^{1/4} = W D^{0.9}$$

Para diferentes diámetros de las partículas se obtienen los siguientes valores de F:

D en Micras	0.1	1	10	40
F	20 000	500	5	1

1.2.- NO COHESIVOS

Un conglomerado de minerales arcillosos, minerales no arcillosos y materia orgánica, forma la composición de la porción de las arcillas del material cohesivo. En lo que respecta a las propiedades del material cohesivo, ninguna otra parte influye tanto como la porción del mineral arcilloso.

En problemas de interés para el Ingeniero Hidráulico, los minerales cohesivos están la mayor parte del tiempo, en contacto con el agua. La interacción del agua con los varios constituyentes del material cohesivo, pero con los minerales arcillosos en particular, representa un problema extremadamente complicado y aparentemente poco comprendido. La mayoría, si no todas las propiedades de los materiales cohesivos, dependen de esta interacción.

Grimm(1962, P. 34) distinguió dos categorías diferentes de agua,

principalmente, agua líquida y agua no líquida. Aunque la mayor parte del agua en un poro es agua líquida, existe también una película fina de agua no líquida en la superficie de los minerales arcillosos. Se pensó que allí existe una cierta organización de las moléculas del agua en la cual tienen influencia las fuerzas de atracción y la localización y naturaleza de los aniones absorbidos que tienden a hidratarse. Por ejemplo, una mormonilita sódica, que tiene un gran radio de hidratación, formaría una película más gruesa que una mormonilita cálcica. De esta manera, la cantidad de agua absorbida varía, dependiendo del material cohesivo.

A continuación, se tratarán algunas de las propiedades de los materiales cohesivos que pueden ser útiles para una clasificación limitada de canales de material cohesivo.

1.6.- CONSISTENCIA (plasticidad).

La consistencia de los materiales cohesivos depende del contenido de agua. Se pensó que sería conveniente describir la consistencia en términos de ciertos valores límites, siendo los de Atterberg los utilizados con más frecuencia.

Estos son el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad. Grim (1962, P. 205), propone las siguientes definiciones:

Límite líquido.- L_w , es el contenido de humedad expresado con un porcentaje en peso del suelo secado al horno en el que el suelo empezará a fluir cuando se agite ligeramente.

Límite plástico.- P_w , es el mínimo contenido de humedad expresado

do como un porcentaje en peso del material secado al horno en el que el suelo puede hacerse rollos de 1/8 de pulgada sin romperse. Los suelos que no pueden ser rollados en cualquier contenido de humedad, se consideran no-plásticos.

Índice de plasticidad.- I_w , es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, que es el rango de contenido de humedad en el que un suelo es plástico. Cuando el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido, el índice plástico se toma igual a cero.

Casagrande (1932), observó que muchas propiedades están bien correlacionadas por medio de la carta de plasticidad, fig. 1.7. Se enmarcan seis regiones en esta carta, con el índice de plasticidad I_w como ordenada y el límite líquido L_w como abscisa. A partir de numerosos datos, tabulados por Grim (1962, P. 207), es evidente que no existe valor característico de un mineral arcilloso en particular. Sin embargo, se pueden sacar algunas conclusiones.

Las mormorilonitas, especialmente las saturadas con sodio o litio, tienen límites líquido y plástico extremadamente altos. -- Grim (1962) observó que la relación suelo-agua, que determina la consistencia, se explica en términos de las fuerzas existentes de atracción, que resultan de la carga de las partículas. Para una mormorilonita sódica, los valores altos del límite deben considerarse como resultado de su habilidad para dispersarse en -- partículas extremadamente pequeñas con un área efectiva grande. Por otro lado, los valores límites dependen no sólo de la química de la fase mineral, sino también de la química de la fase líquida. En general, el índice de plasticidad para las mor-

morilitas, puede exceder a 600; el índice de plasticidad mínimo está reportado para la caolinita sódica, que es igual a ± 1 . Los componentes no arcillosos, como el cuarzo o la calcita, tienen una tendencia a reducir la plasticidad.

Un valor límite adicional, el índice de fluidez I_f , se define como la relación del contenido de agua natural del suelo, menos el límite plástico, entre el índice de plasticidad. Los límites de Atterberg y la carta de plasticidad sirven de criterio para la descripción del material cohesivo al Ingeniero Hidráulico.

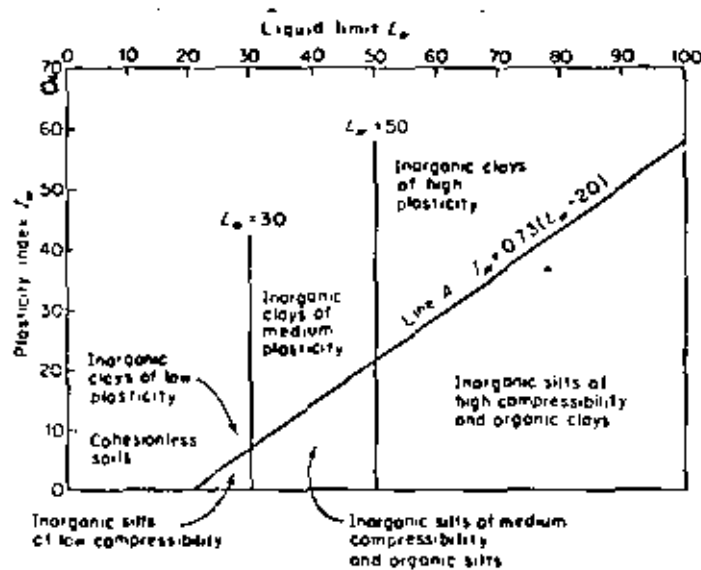


Fig. 1.7.- Carta de plasticidad.

II.- INTERACCION DEL FLUJO CON LAS PARTICULAS SOLIDAS QUE FORMAN EL CAUCE DE UNA CORRIENTE.

Existe una gran dificultad al analizar la interacción del flujo cuando se encuentra en presencia de partículas sólidas que pueden ser arrastradas por él, ya que éstas a su vez deforman las características geométricas del escurrimiento. Cuando no existe desplazamiento de las partículas y el flujo es rectilíneo y uniforme, su comportamiento es similar al caso de escurrimiento sobre un fondo fijo rugoso, ya que las salientes de las partículas sólidas inmóviles sobre el fondo, serían el equivalente de las asperezas de un fondo rugoso, empleándose en este caso las mismas fórmulas de los escurrimientos rectilíneos uniformes sobre fondos rugosos como por ejemplo la fórmula de Manning.

En el caso de suelos cohesivos, dicha interacción puede ser definida por un cierto número de magnitudes físicas que permitan comprender mejor los fenómenos ligados a este escurrimiento, -- las que permitirán posteriormente obtener algunos parámetros adimensionales que ayuden a su interpretación.

Se puede entonces seleccionar de las partes componentes del fenómeno en estudio como es el líquido, el material sólido sin cohesión y el escurrimiento uniforme, una serie de magnitudes físicas que podemos agrupar de la siguiente manera:

- Las que caracterizan el fluido: densidad ρ y viscosidad cinemática μ ya que sólo consideran fenómenos mecánicos.

- Las que caracterizan a las partículas sólidas: densidad del sólido ρ_s dimensión característica D , así como las características geométricas de las partículas y de su curva granulométrica. /

- Para el escurrimiento uniforme estacionario y bidimensional, - se puede seleccionar el tirante h , la pendiente S y la gravedad g .

Por consiguiente, toda magnitud A cuantificando un fenómeno mecánico e interviniendo en el escurrimiento líquido-sólido bidimensional, será función de los siete parámetros.

$$\rho, \mu, \rho_s, D, h, S, g$$

Estos siete parámetros pueden de acuerdo con el análisis dimensional, ser sustituidos por funciones de estos parámetros.

Así, el parámetro $U_* = \sqrt{ghS}$ puede reemplazar a uno de los parámetros g , h , S o bien $N_s = g(\rho_s - \rho)$ puede reemplazar a ρ_s , ρ o g .

Siguiendo la orientación de la mayor parte de los investigadores, se seleccionará como sistemas los siguientes siete parámetros:

$$\rho, \mu, \rho_s, D, h, U_*, N_s.$$

Para los escurrimientos de pendientes pequeñas puede aceptarse que la pendiente sea una variable dependiente considerada en U_* (Números de Froude inferiores a la unidad), pero no se puede asegurar lo mismo en caso de Nos. de Froude mayores a la unidad en donde la pendiente es sin duda una variable independiente -- que habría que introducir en el análisis.

- Utilización de los parámetros adimensionales para el estudio de la Dinámica de los Sedimentos.

El movimiento de una partícula sólida en el fluido, está sometida a las fuerzas siguientes: de inercia F_I , de la pesantéz F_p y la de arrastre F_d .

Si V_s representa la velocidad relativa del fluido, la ecuación fundamental de la hidrodinámica puede escribirse como:

$$\vec{F}_I = \vec{F}_p + \vec{F}_d$$

A su vez: $F_d = C_d \left(R = \frac{V_s D}{\nu} \right) \propto \rho D^2 |V_s|^2$

$$F_p = \mu_s \beta D^3$$

$$F_z = \rho_s \beta D^3 \left(\frac{dV_s}{dt} \right)$$

A través del análisis dimensional, se podrá detectar la influencia relativa de cada una de estas fuerzas.

La ley física expresada en función de las siete magnitudes $\rho, \mu, \rho_s, D, h, \mu_a, \mu_s$, puede expresarse en forma general como ---

$$\pi_a = f(x, y, z, w)$$

en donde: x, y, z, w , son cuatro parámetros adimensionales que representan las verdaderas variables del fenómeno.

Aplicando el teorema π , resultaría una gran variedad de posibilidades de seleccionar tales parámetros.

	ρ	μ	ρ_s	D	h	μ_a	μ_s
L	-3	-1	-3	-3	1	1	-3
M	1	1	1	1	0	0	1
T	0	0	0	0	0	-1	0

Sin embargo, se ha visto la utilidad de emplear los parámetros que resultan a continuación, asignando al aplicar el teorema π a los exponentes K que aparecen en las dimensiones fundamentales L, M, T , valores adecuados.

El significado de cada uno de estos parámetros se indica a conti

nuación:

$X = \frac{\rho \mu_* D}{\mu} = R_* = \text{No. de Reynolds a la escala de la partícula.}$
 Para un cierto valor de la turbulencia X ya no interviene.

$$Y = \frac{\rho \mu_*^2}{K_s D}$$

Representa la importancia de las acciones hidrodinámicas a las cuales está sometida la partícula. $F_D \approx C_D \left(\frac{V_s D}{\nu} \right) \frac{\rho V_s^2 D^2}{K_s D^3} \approx C_D(X) Y$

$$Z = \frac{h}{D}$$

Representa la influencia del tirante h .

$$W = \frac{\rho_s}{\rho}$$

Característica la inercia de la partícula sólida.

En ocasiones, es preferible una transformación al parámetro Y para hacerlo más explícito ya que μ_* aparece tanto en X como en Y ; en el caso de tener una turbulencia incompleta alrededor de la partícula, es preferible transformar U^* , lo que se logra a través del No. de Reynolds a la escala del grano.

$$R_* = \frac{\mu_* D}{\nu} \quad \therefore \mu_*^2 = \frac{R_*^2 \nu^2}{D^2}$$

Sustituyendo este valor μ_*^2 en Y , resulta:

$$Y = \frac{\rho R_*^2 \nu^2}{K_s D^3}$$

Si se toma la inversa de este parámetro adimensional y se considera sólo el término.

$$\frac{K_s D^3}{\rho \nu^2}$$

A cuya raíz cúbica se designa como "diámetro sedimentológico".

Se tiene $D_* = \left(\frac{K_s}{\rho \nu^2} \right)^{1/3} D$ diámetro sedimentológico.

Más adelante se verá la utilidad de este parámetro; se observa que sólo contiene las características físicas de la partícula - sólida ; del fluido (μ_s, ρ, ν^2, D) por lo que es independiente de la cinemática del escurrimiento.

El hecho de considerar la raíz de este término es con el objeto de obtener valores numéricos comprendidos en la unidad y valores altos. Por ejemplo, para un grano de cuarzo de 100 micras con una temperatura del agua de 20°C, $D^* = 2.5$. Para una partícula de material artificial de densidad $\rho_s = 1.04$ a la misma temperatura, $D^* = 7.4$. Para una partícula del tipo de un canto rodado de diámetro $D = 10$ cm., y a la misma temperatura, $D^* = 2500$.

Estos parámetros obtenidos mediante el análisis dimensional, ha sido suponiendo un problema plano.

Si además consideramos un escurrimiento en una sección de dimensiones finitas y que esta sección no se modifica de manera que las magnitudes características, ancho B y profundidad h conserven el mismo significado a través de todo el proceso, puede hacerse intervenir otro parámetro adimensional que relaciona estas magnitudes y que designaremos como $S = B/h$.

De esta manera se han llegado a establecer cinco parámetros adimensionales que son fundamentales en la hidráulica fluvial y cuya aplicación será numerosa como se demostrará más adelante, quedando sólo por señalar, que la pendiente S y la gravedad g han sido eliminadas como variables independientes y que esto sólo es válido para escurrimientos cuyo número de Froude $Fv < 1$. Para números mayores, se hace necesario realizar más investigaciones para determinar la influencia de la pendiente, la cual-

se transforma en una variable también independiente para estos-
casos.

III. - INICIO DE MOVIMIENTO DE LAS PARTICULAS

Las partículas sólidas que forman el fondo de un cauce, son sometidas a la acción de las fuerzas hidrodinámicas como son la fuerza de arrastre, sustentación y fuerzas viscosas sobre la superficie de la partícula cuya resultante si resulta mayor que las fuerzas de equilibrio como son la gravedad y cohesión, hará que las partículas sólidas interrumpan su estado de equilibrio.

Las fuerzas de cohesión por otra parte, sólo son importantes para sedimentos que se encuentran en la clasificación de arcillas y aluviones o arenas finas con un contenido apreciable de aluvión.

Por consiguiente las partículas sólidas tenderán a ser desplazadas de su estado de reposo original a partir de un cierto valor crítico que logre vencer la resistencia de las partículas.

Para evaluar la fuerza crítica de la corriente capaz de iniciar el movimiento de las partículas, la forma más simple sería obtenerla a través de la velocidad media del escurrimiento o bien de la velocidad actuando cercana al fondo.

Numerosos investigadores han tratado de representar el inicio de movimiento de las partículas, empleando el criterio de la velocidad media crítica; sin embargo, existe un gran inconveniente en este planteamiento, ya que en la naturaleza, una misma velocidad media, puede conducir a diferentes tipos de escurrimientos en el fondo según sea la rugosidad del fondo y como el fondo no está bien definido, el empleo de este método es muy limitado.

Los trabajos teóricos acerca del inicio de movimiento principia
ron con Brahma (1753) quien encontró una relación a la sexta po
tencia entre la velocidad del flujo y el peso de la partícula.

En el cuadro siguiente se pretende resumir algunas de las expre
siones empleadas por diversos autores.

A U T O R	F O R M U L A	A Ñ O	FIGURA
	$V_0 = K P^{1/6}$		
Brahms	P = peso de la partícula K = coeficiente	1753	
	$V_0 = \xi_1 \sqrt{D}$ m/seg.		
Steinberg	D en m ξ_1 , coeficiente	1875	
	$V_0 = \xi \sqrt{D}$ m/seg.		
Forcheimer	D en m $\xi \approx 4$	1914	
Hjulstrom			III-1
	$V_0 = 15.2 D^{4/9} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$ cm/seg		
Mavis	D en mm	1937	
	$V_0 = 1.4 \left(\frac{h}{D}\right)^{1/5} \left(gD \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{1/2}$		
Levi		1948	
	$V_0 = 0.177 \left(\frac{h}{D}\right)^{1/7} \left(gD \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{1/2}$		
Durand y Condolios		1953	III-2 y III-3
	$V_0 = 1.4 \sqrt{gD} \ln \frac{h}{7D}$ m/seg.		
Jarocki	$h/D > 60$	1963	
	$V_0 = 2.5 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) gD \left(\frac{D}{h}\right)^{-0.2}$		
Neill	cm/seg.	1967	

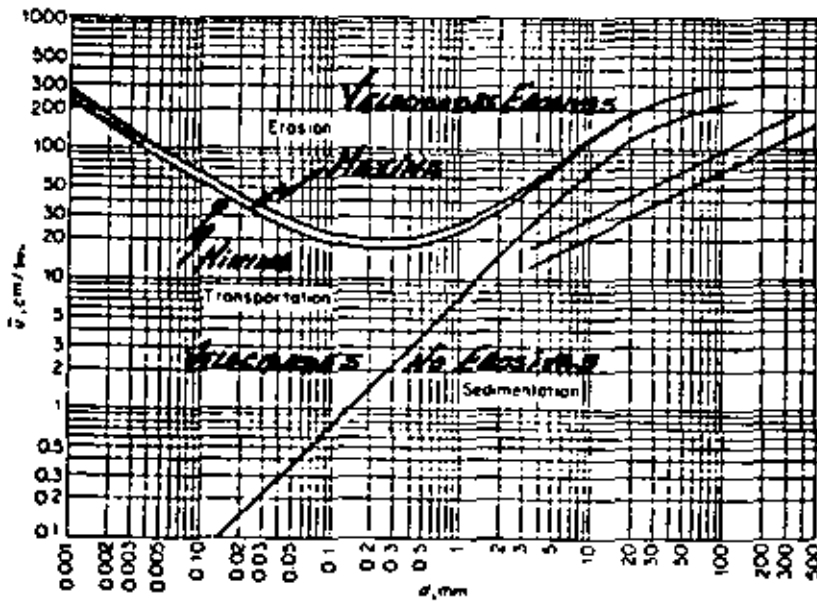
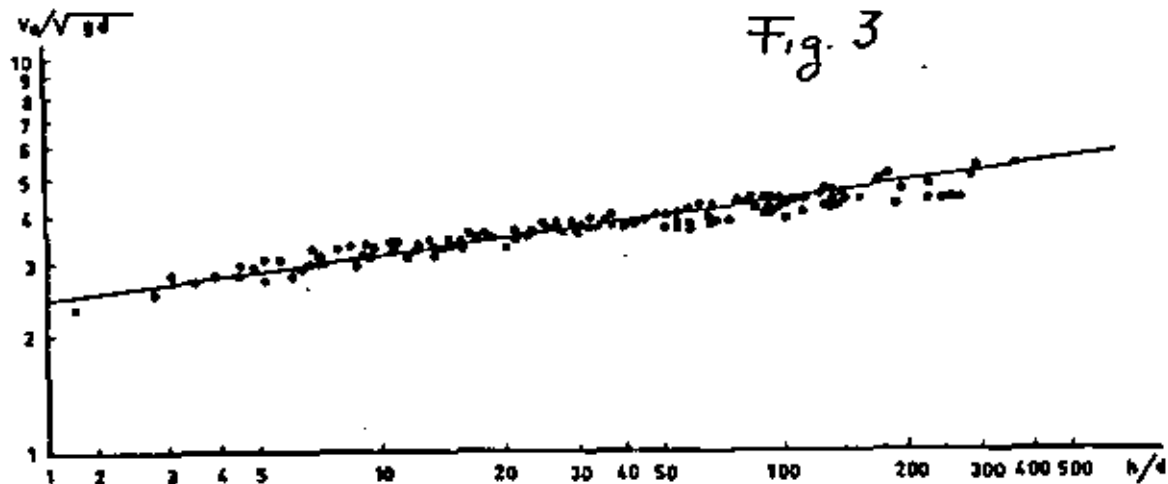
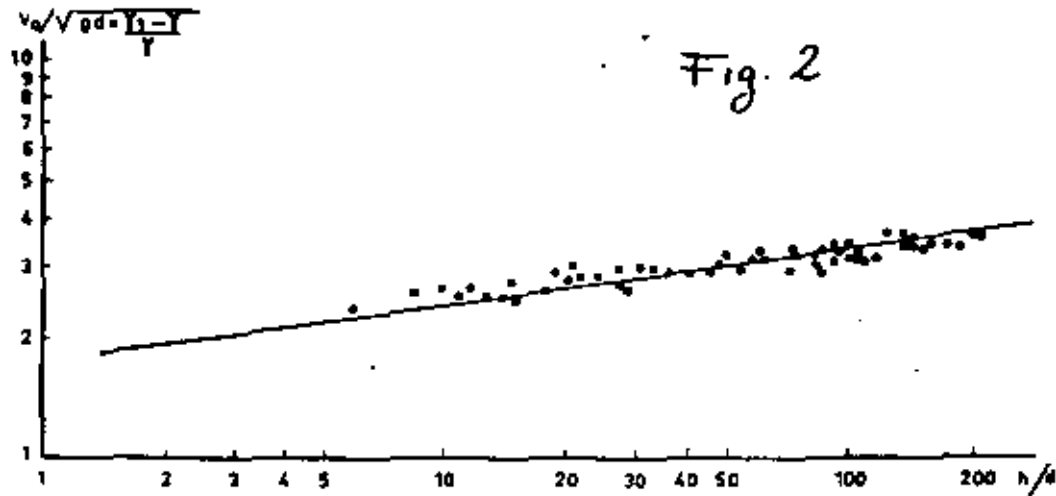
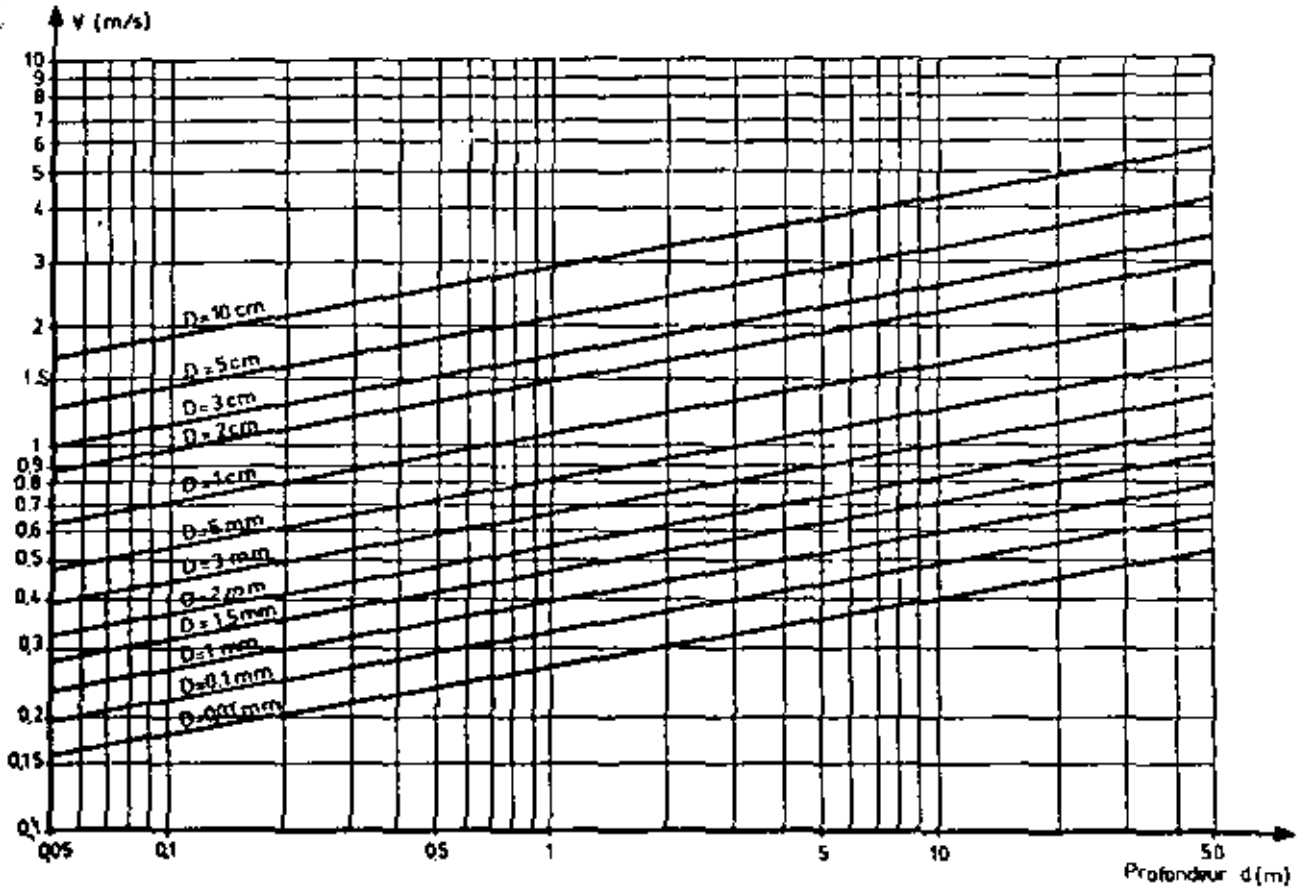


Fig. 1 Erosion-deposition criteria for uniform particles. [After HULSTRÖM (1935).]





Vitesse moyenne nécessaire pour entraîner une particule

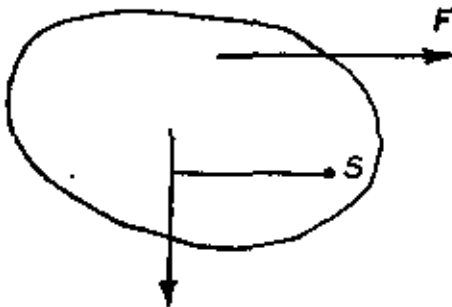
Fig. III-4

Yen	$V_0 = 21.5 D^{0.38}$ cm/seg		
		D 1 mm	
Bonnefille	$V = 22 h D^{1/3}$	D /mm	
	$V = 50 D^{13/30}$	$h^{1/6} \frac{D}{D}$ 1 mm	III-4

Criterio del esfuerzo cortante crítico.

En la actualidad, es más representativo definir el inicio de movimiento de las partículas a través del esfuerzo cortante crítico τ_0 .

White (1940) proporcionó una discusión bastante completa acerca del equilibrio de una partícula que se encuentra en el fondo de un cauce.



La fuerza perturbadora F (resultante de las fuerzas de arrastre y la de sustentación) será proporcional a la fuerza cortante en el fondo- τ_0 y el área de la superficie de la partícula.

Por otra parte la fuerza estabilizadora de la gravedad es proporcional a $(\rho_s - \rho) g D^3$.

Tomando momentos con respecto al punto de giro S , resulta

$$\propto_1 \tau_0 D^2 \geq (\rho_s - \rho) g D^3 \propto_2$$

$$\therefore \tau_0 \geq C (\rho_s - \rho) g D$$

El factor C dependerá de las condiciones del flujo cerca del fondo, forma de las partículas, posición de las partículas con respecto a las otras, etc.

C varía entre 0.02 y 0.07 con un valor promedio de 0.047.

De la relación anterior, se observa que τ_o depende únicamente de las características del escurrimiento mientras que el esfuerzo $\tau = \delta h S$ depende exclusivamente de las características cinemáticas del escurrimiento y no de la partícula.

Comparando τ_o con τ resulta que si:

$$\begin{aligned} \tau_o > \tau & \text{ no hay movimiento de las partículas} \\ \tau_o \approx \tau & \text{ la partícula está en estado de equilibrio} \\ \tau_o < \tau & \text{ existe movimiento de las partículas} \end{aligned}$$

Shields (1936) fué el primero en considerar que la velocidad característica a tomar en cuenta es aquella cercana al fondo para determinar la resistencia de la partícula y que el coeficiente de sedimento C es una función del número de Reynolds a la escala del grano.

$$\psi_{ca} = \frac{\tau_o}{(\gamma_o - \gamma)D} = f(R_*) = \frac{U_o^{*2}}{\Delta g D} = \frac{f(U_o^* D)}{\nu}$$

Analizando la ley que se obtuvo del Análisis Dimensional cuya forma general puede expresarse como $\varphi(X, Y, Z, W) = 0$, la solución de una ley de este tipo permitirá obtener una solución general; sin embargo, los conocimientos desarrollados hasta el momento, no permiten la solución tan general como la propuesta, la cual es válida para todos los escurrimientos.

Si se eliminan los escurrimientos a fuerte pendiente ($Fr > 1$) y h grande con respecto a D ($h \geq 100 D$); la ley de Shields puede escribirse como:

$$\varphi(x, y) = 0 \quad \text{ó} \quad y = f(x)$$

La ley de Shields puede expresarse también bajo la forma:

$$\tau_0 = f\left(\frac{u_* D}{\gamma}\right) (\gamma_s D)$$

Para valores de X mayores de 100, es fácil calcular τ_0 a partir de γ_s y D . Sin embargo, en la zona de transición o de turbulencia incompleta alrededor de la partícula, aparece una dificultad porque u_* interviene en los términos de la igualdad anterior, por lo que habría que proceder por interacciones. En estos casos es preferible utilizar la ley de inicio de movimiento apoyándose en el "Diámetro Sedimentológico D_* ", es decir, se puede plantear una relación de la forma:

$$X = g(D_*) \quad \text{Con } D_* = \left(\frac{\gamma_s}{\rho \gamma^2}\right)^{1/3} D$$

puesto que

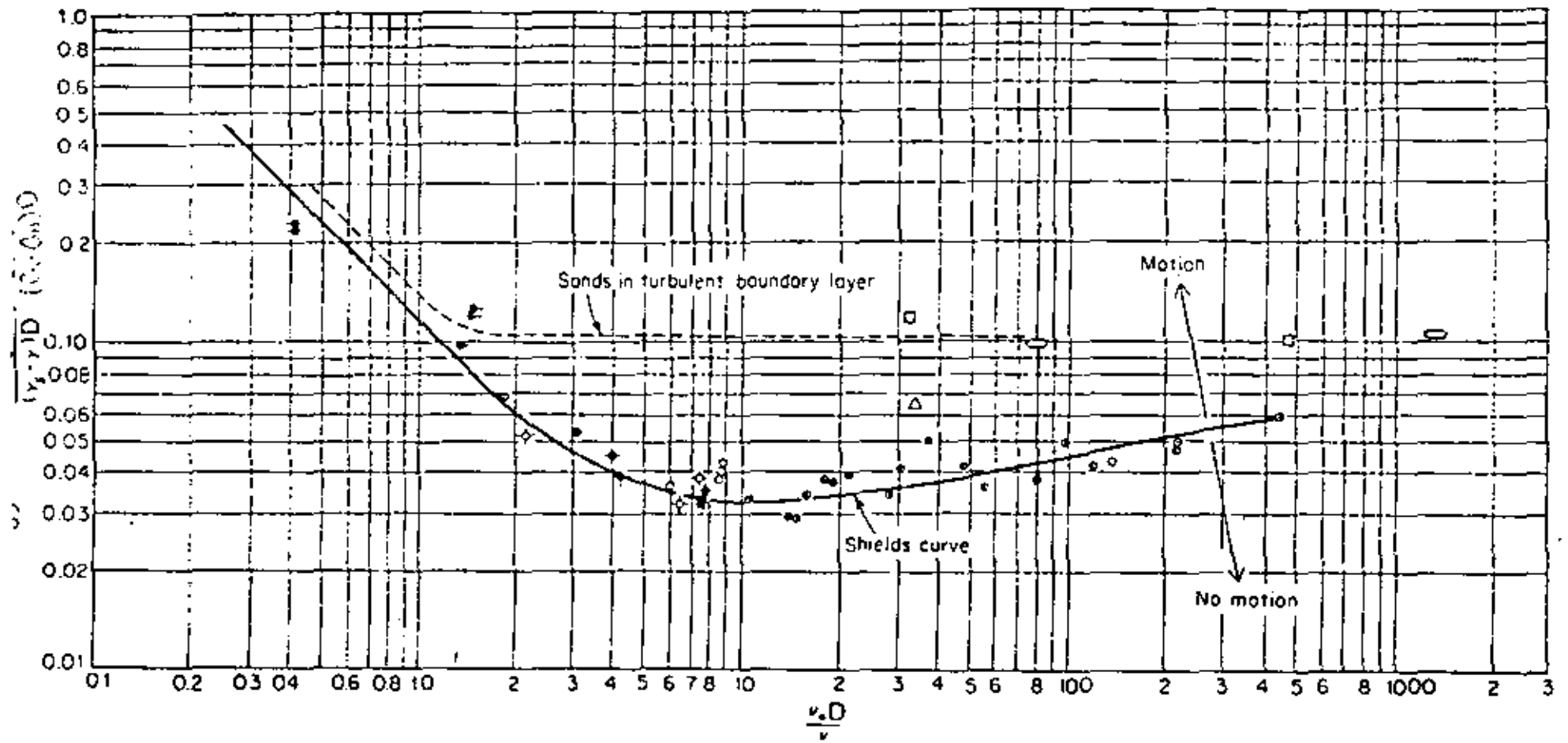
$$D_*^3 = \frac{\gamma_s}{\rho U_*^2} D^3 = \frac{u_*^2 D^2}{\gamma^2} \frac{\gamma_s D}{\rho U_*^2} = \frac{X^2}{\gamma}$$

$$\therefore \varphi(X, \gamma) = 0 \text{ es equivalente a la } X = g(D_*)$$

La ley de Shields ha sido verificada por un gran número de experiencias para partículas de diferentes densidades, siendo la gráfica empleada la que se muestra en la Fig. III-5.

A pesar de una dispersión de los puntos en la zona de turbulencia completa, la curva de Shields es válida para granulometrías uniformes. Si la granulometría es extendida, el fenómeno de iniciación de movimiento no tiene sentido preciso. Según las condiciones hidráulicas, puede haber un transporte parcial de los sedimentos más finos sin que los más gruesos se muevan, produciéndose un fondo imbricado en ocasiones bastante estable que sólo las grandes avenidas llegan a desplazar.

Deberían entonces existir diferentes curvas de Shields para cada



Fully developed turbulent velocity profile

Sym	Description	$\gamma_s, g/cm^3$
○	Amber	1.06
●	Lignite	1.27
○	Granite	2.7
●	Barite	4.25
●	Sand (Casey)	2.65
◇	Sand (Kramer)	2.65
◆	Sand (U.S.W.E.S)	2.65
●	Sand (Gilbert)	2.65

(Shields)

Turbulent boundary layer

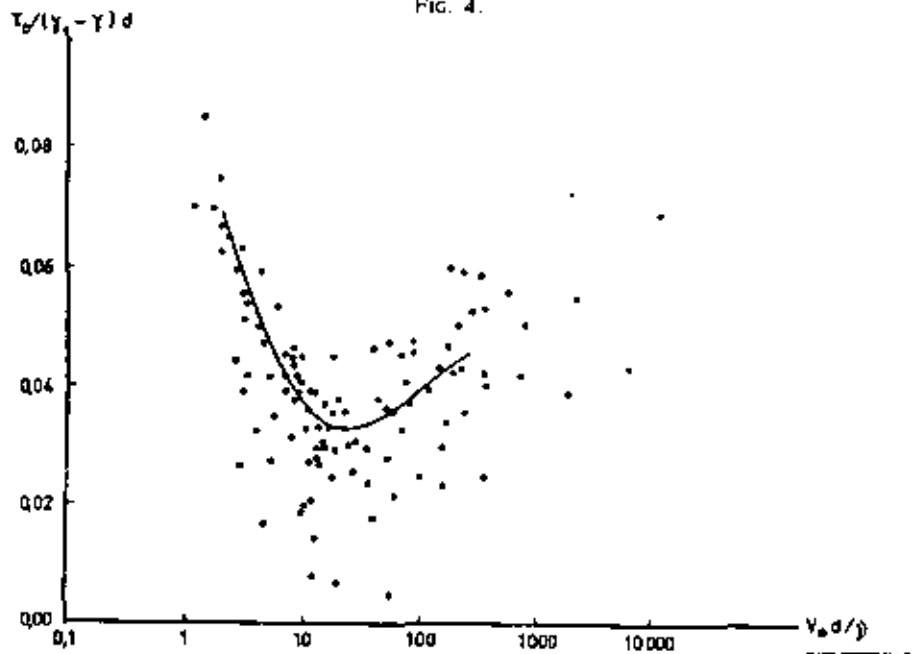
◄	Sand (Vanoni)	2.65
●	Glass beads (Vanoni)	2.49
○	Sand (White)	2.61
○	Sand in air (White)	2.10
△	Steel shot (White)	7.9

Fig. 111-5

Fig.4.1 Shields' diagram; dimensionless critical shear stress vs. shear Reynolds number. [After VANONI (1964).]

tipo de granulometría y si se emplea en la práctica una sola curva media con una característica única de la curva granulométrica como es el diámetro medio, por lo general, es sólo una solución-aproximada en la determinación del inicio de movimiento de las partículas.

Así, Eguia-Zarov encontró al recopilar la información de 12 investigadores que de acuerdo con la curva de Shields, existía una gran dispersión Fig. III-6



Esto hizo pensar que tal vez existía la influencia de otro parámetro, el cual sería lógico buscarlo según la relación $h/D = Z$ que vemos era una limitante de las leyes de Shields ($h/D > 100$)

De la expresión del espesor de la capa límite

$$\delta = 11.6 \frac{\nu}{u_*} = 11.6 \frac{\nu}{\sqrt{\tau/\rho}} \quad \text{se obtiene } u_* = 11.6 \frac{\nu}{\delta}$$

y como $R_* = \frac{u_* D}{\nu}$ sustituyendo se tiene la relación

$$R_* = 11.6 \frac{D}{\delta}$$

Esto permite representar la variación de $\tau_0 / (\gamma_s - \gamma) D$ en fun

ción de D/δ y analizar su variación en la curva de Shields, la cual pasa por un mínimo para $D = \delta$, presentándose tres casos.

1.- Si $D < \delta$ ($R_* \approx 2$)

Las partículas sólidas permanecen recubiertas por la capa límite y el esfuerzo cortante τ_0 no depende del diámetro de las partículas, comportándose el flujo como un tubo liso.

2.- Si $D \approx \delta$ ($R_* \approx 11.6$)

En este caso las salientes de las partículas, destruyen parcialmente la capa límite, dando lugar a efectos turbulentos alrededor de la partícula.

3.- Si $D > \delta$

La capa límite es destruida y a medida que D/δ aumenta, se puede despreciar el espesor de la capa límite y la relación $\tau_0/(\delta_s - \delta)D$ tiende hacia un valor fijo cuando D/δ aumenta indefinidamente. τ_0 es ahora independiente para $R_* > 400$.

Existen numerosas gráficas que son derivadas de la gráfica de -- Shields de las que a continuación presentaremos algunas.

Como la ley de Shields implica una relación entre $\tau_0/(\delta_s - \delta)D$ y $\mu_* D/\nu$, puede obtenerse una relación entre $\tau_0/(\delta_s - \delta)D$ y el producto $\frac{\rho_s}{\rho} (\mu_* D/\nu)^2 (\delta_s - \delta/\nu) D$ obteniéndose
$$\rho \mu_*^2 / \tau_0 [(\delta_s - \delta/\nu)^2]^{3/2} D^3$$
 Esto indica que para cada valor del diámetro sedimentológico D^* existe un valor determinado para $\tau_0/(\delta_s - \delta)D$ y de $\mu_* D/\nu$.

Esto fue lo que hizo Bonnefille quien presentó una gráfica en la cual reemplaza el parámetro $\tau_0/(\delta_s - \delta)D$ por el diámetro sedimen

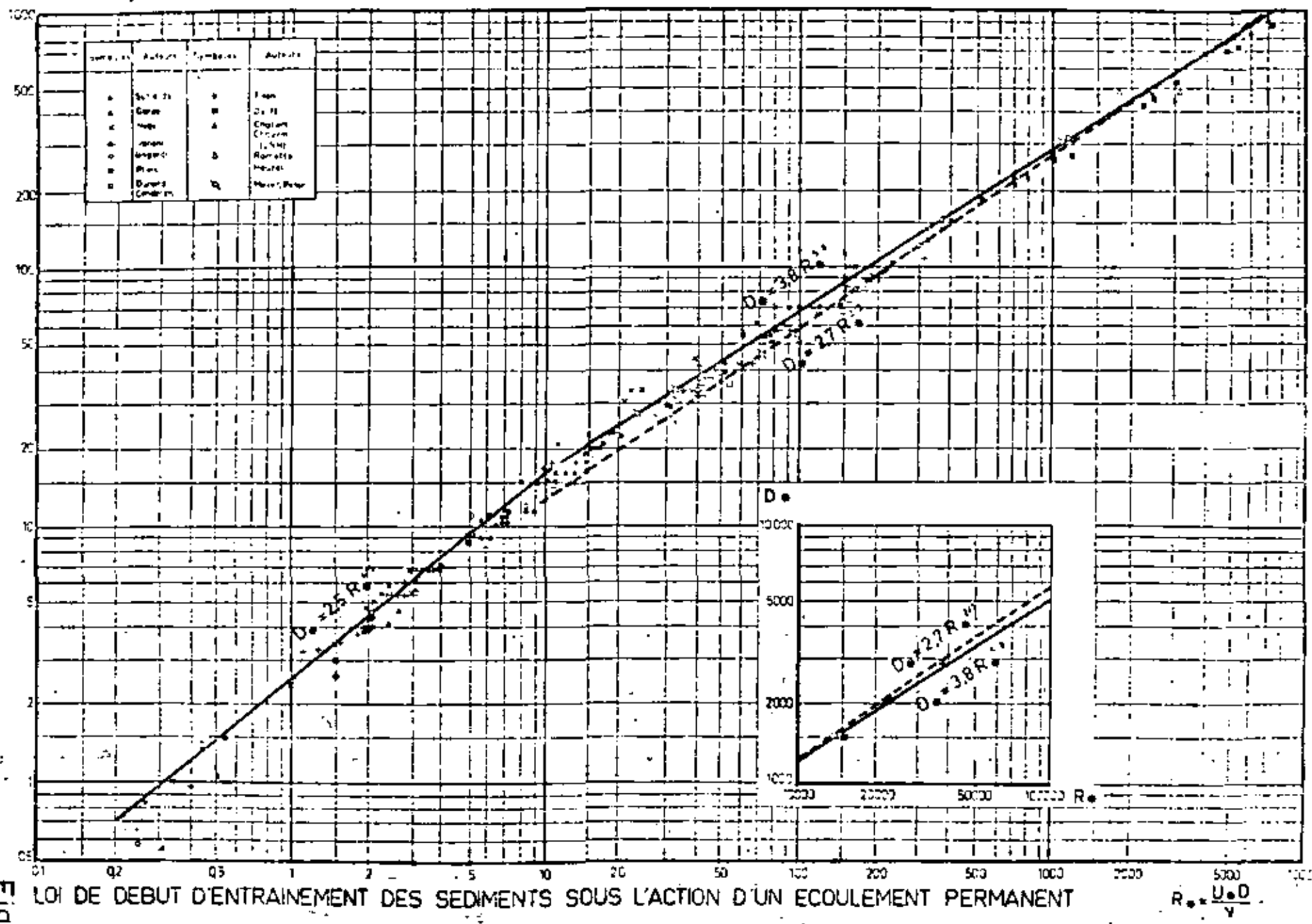
tológico D^* , como se muestra en la figura II-7. Se observa que también existe una discontinuidad en la ley $D^* = f(R^*)$ para el valor $R^* = 11.6$ cuando $D/\delta = 1$ en forma semejante a lo explicado en la gráfica de Shields, presentándose 2 regímenes hidráulicamente diferentes.

$$\begin{array}{ll} \text{Para } R^* < 11.6 & (D < \delta) \quad D^* = 2.5 \left(\frac{u_* D}{\nu} \right)^{4/5} \\ \text{Para } R^* > 11.6 & (D < \delta) \quad D^* = 3.8 \left(\frac{u_* D}{\nu} \right)^{5/8} \end{array}$$

A diferencia de la gráfica de Shields en la gráfica de Bonnefille Fig. III-7 se llegan a alcanzar Nos. de Reynolds R^* hasta de 40,000 para partículas de diámetro comprendidas entre 0.03mm. y 12cm.

Haciendo intervenir la velocidad de caída W y efectuando relaciones o productos entre los diferentes parámetros, se llegan a obtener para las condiciones de iniciación de movimiento de las partículas, varias gráficas de las cuales se presentan sólo algunas de ellas en las Figs. III-8, III-9, III-10 y III-11.

$$D_c = \left(\frac{\rho \cdot g}{\gamma'}\right)^{1/3} D$$

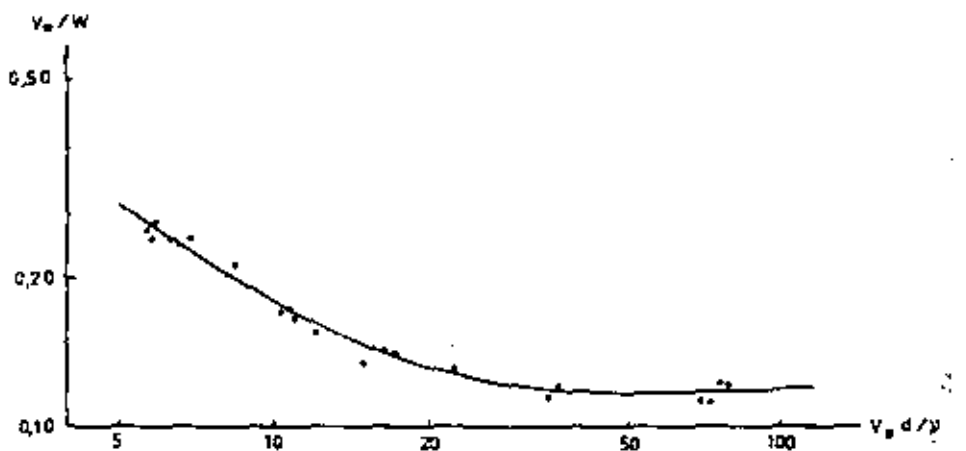
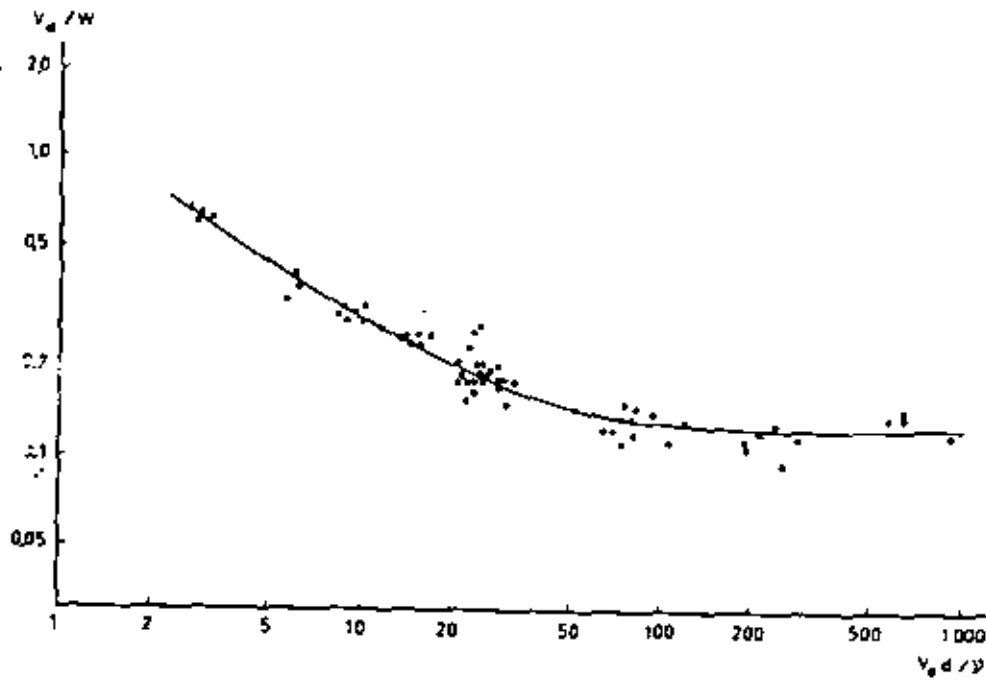
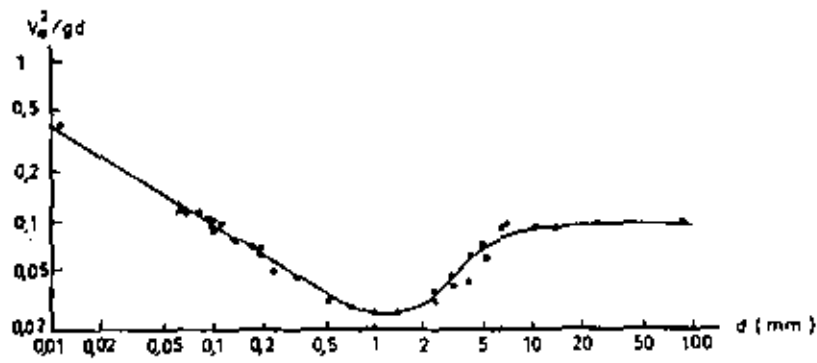


L. D. P.

LOI DE DEBUT D'ENTRAINEMENT DES SEDIMENTS SOUS L'ACTION D'UN ECOULEMENT PERMANENT

$$R_* = \frac{U_* D}{\nu}$$

Fig. III-7. Le inicio de arrastre de sedimentos



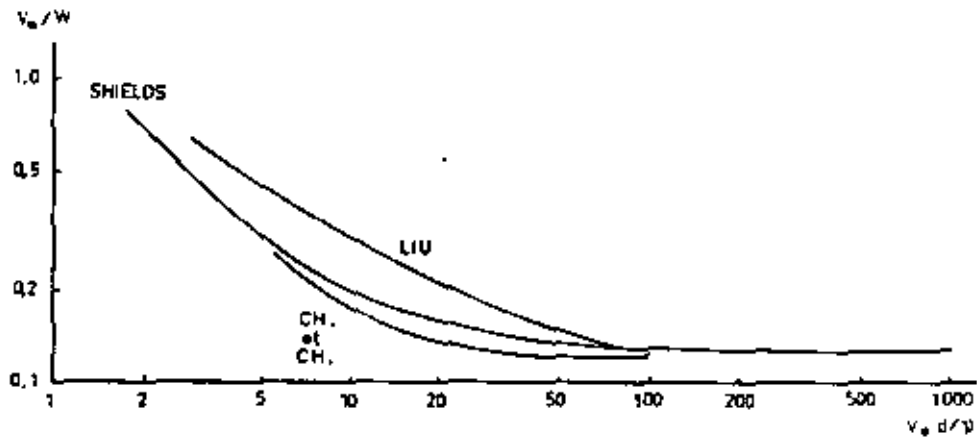


Fig. III-11 Gráfica de Chabert y Chauvin

Como en el punto anterior, se presenta en el siguiente cuadro un resumen de las expresiones y figuras que permiten determinar τ_0 .

AUTOR	FORMULA	AÑO	FIG.
Kramer-Tiffany	$\tau_0 = 29 \sqrt{(\gamma_s - \gamma) \frac{D}{M}} \text{ g/m}^2$	1935	III-12
Meyer-Peter	$\tau_0 = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50}$	1948	
Schoklitsch	$\tau_0 = 0.076 (\gamma_s - \gamma) D$ $D \geq 0.006 \text{ m}$ $\tau_0 = 0.000295 (\gamma_s - \gamma) D^{1/3}$ $0.0001 \text{ m } D \leq 0.003 \text{ m}$	1950	III-13
Lane	$\tau_0 = 0.08 D_{75} \text{ Kg/m}^2$	1953	III-14
Leliavsky	$\tau_0 = 166 D_{50} \text{ g/m}^2$	1961	III-15
Ramette y Heuzel	$\tau_0 = 0.02 (\gamma_s - \gamma) D_{95}$	1962	
Eguiazaroff	$\tau_0 = 0.0774 D$ $D \geq 0.0145 \text{ cm.}$ $\tau_0 = 0.00182 D^{0.118}$ $D \leq 0.0145 \text{ cm.}$	1965	III-16
Chien		1954	III-17

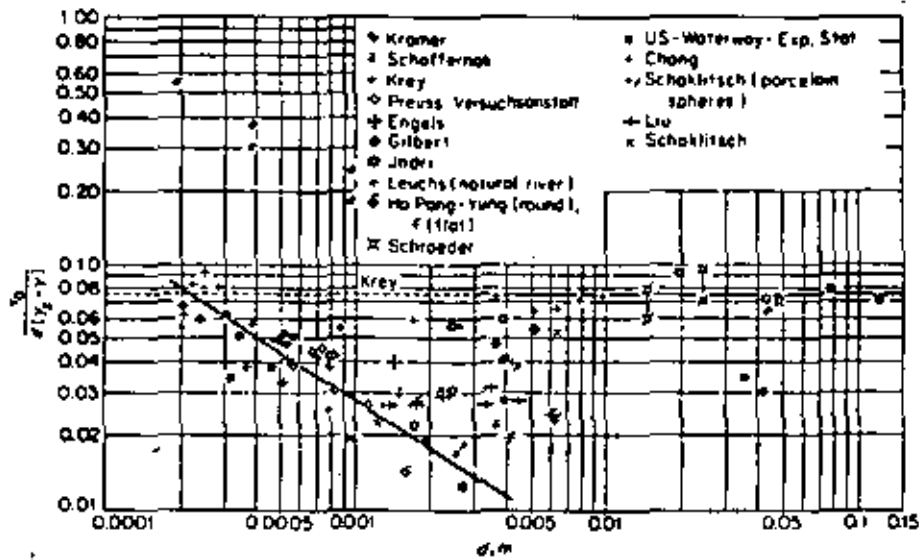


Fig. 8.4 Critical shear stress as function of grain diameter. [After SCHOKLITSCH (1950).]

Fig. III-13 Esfuerzo cortante en función del Diámetro de la partícula.

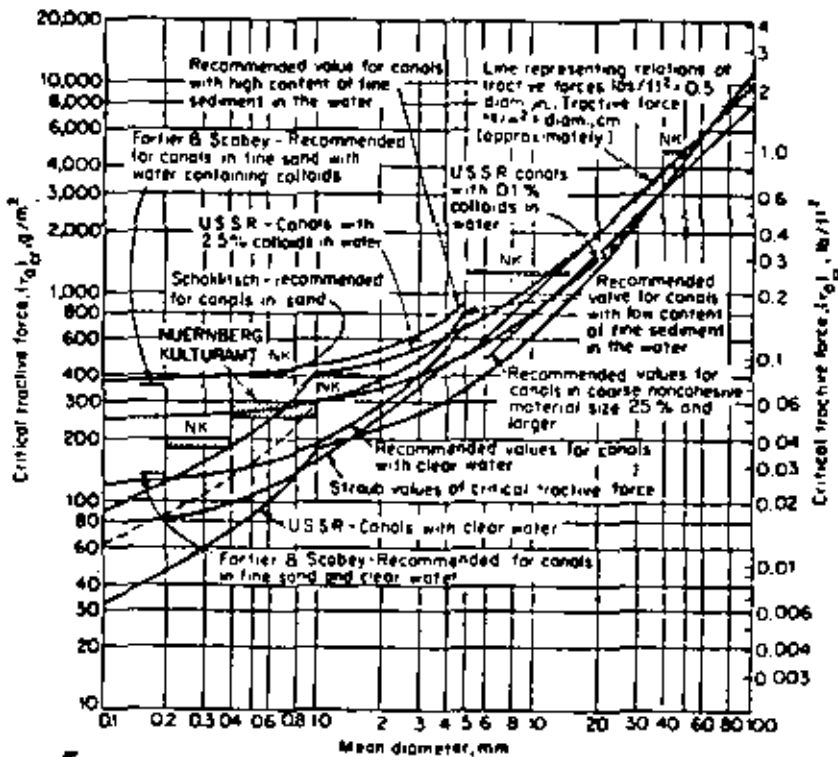


Fig. 8.5 Critical shear stress as function of grain diameter. [After LANE (1953).]

Fig. III-14 Esfuerzo cortante en función del Diámetro de la partícula.

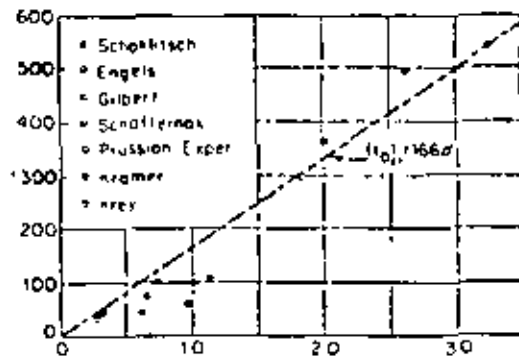


Fig. III-15

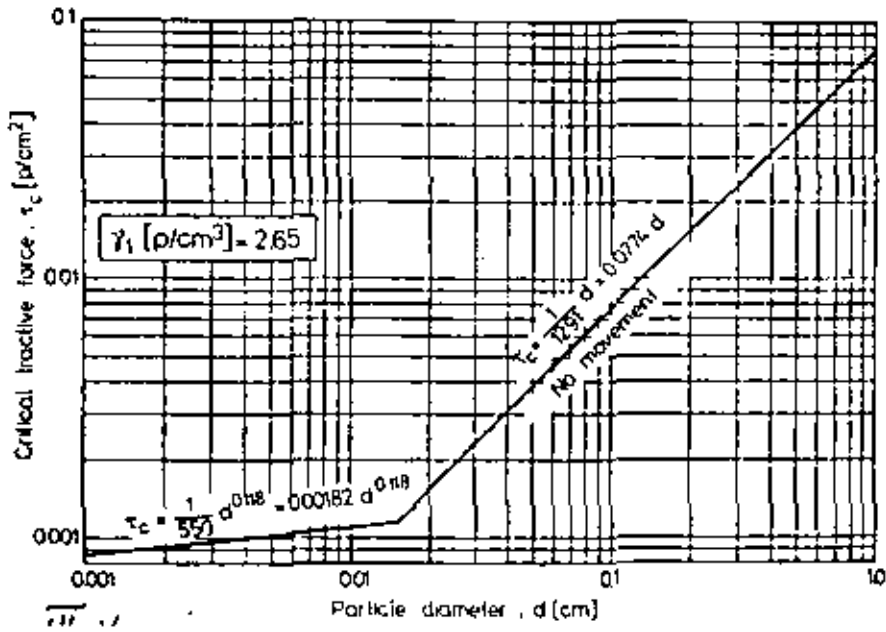


Fig. III.16.- Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de la partícula.

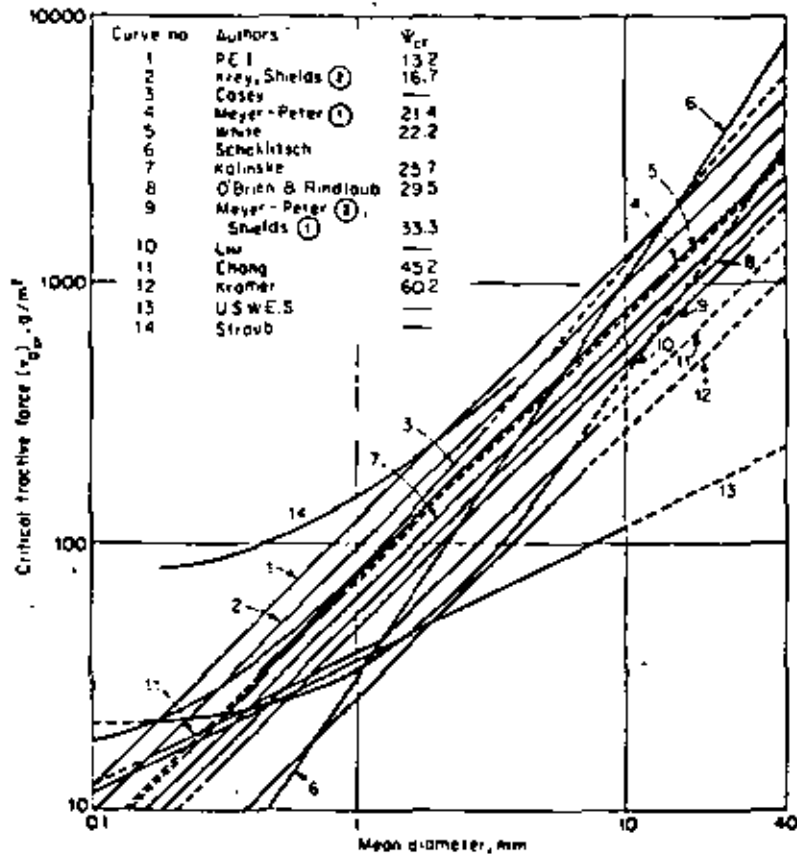


Fig. B.8 Critical shear stress as function of grain diameter; a comparison. [After CHUEN (1954).]

Resumen de la Influencia de varios factores.

De acuerdo con la expresión de Shields, se puede representar una función que relaciona τ_{cp} y U_{*c} mediante la siguiente expresión:

EFFECTOS DEL CRITERIO

Es claro que el valor crítico de τ_{cp} dependerá del criterio de -- inicio de movimiento. Para lograr un criterio objetivo, Neill - (1968,69) propuso el parámetro adimensional:

$$N = nD^3/U_{*c}$$

En el que n es el número de granos desplazados por unidad de á-

rea y tiempo. La gráfica de Shields corresponde aproximadamente a un valor de $N = 15 \cdot 10^6$ para material grueso. Para diseños de protección de fondos, etc. Se deberá utilizar un criterio mucho muy inferior (por ejemplo, $N = 10^{-6}$). También Paital (1971) ha medido muy bajas relaciones de transporte con material grueso inferiores $\Psi = 0.02$, o sea muy abajo de los valores de Shields.

EFFECTO DE LA FORMA DE LA PARTÍCULA

Shields experimentó con varios tipos de material y no logró observar una influencia sistemática de la forma. Los experimentos en el laboratorio de Delft con material grueso, demostraron que el valor crítico de τ_{cr} es el mismo para varias formas (esferas, cubos, piedras trituradas, etc.) si se emplea el diámetro nominal para efectuar comparaciones.

EFFECTO DE LA GRADUACION

Se ve claro que una graduación amplia influirá sobre τ_{cr} . Sin embargo, en la práctica, la graduación tiene influencia para $D_{90}/D_{10} \leq 5$ solamente, (Khoroz, 1962), porque los granos más grandes están más expuestos y los más pequeños están protegidos por los mayores. Por lo tanto, el D_{50} es una buena media para la mayoría de las muestras.

Para una amplia graduación de partículas, el efecto de acorazamiento podrá presentarse, lo que significa que los granos finos son erosionados y se forma una capa de protección de granos gruesos, la cual evita una socavación futura en el fondo. Este efecto es muy importante en la degradación aguas abajo de las --

presas (Livesey, 1963; Gessler, 1970). En ese caso, se puede tomar el D_{95} como un valor representativo de la muestra.

EFFECTO DE h/D

Para valores pequeños de h/D (tirante/diámetro de la partícula) es posible una desviación de la gráfica de Shields, porque τ_0 no es representativo para el caso de la estructura del flujo turbulento. La estructura de la turbulencia cerca del fondo en un fluido ideal, está completamente definido por el esfuerzo cortante en el fondo (τ) y la rugosidad (K_s) pero para valores pequeños de ($h/D < 100$), también el tirante limita la dimensión y frecuencia de los remolinos grandes. También la razón de la duración del remolino y el tiempo necesario para acelerar una partícula, llega a ser pequeña, de manera que puede esperarse una influencia de h/D (mayor estabilidad a menor h/D). Experimentos han demostrado que, de hecho ψ_{cr} aumenta a menor h/D (Ashida 1973).

INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL FONDO

Para una partícula sobre una pendiente longitudinal inclinada, el valor de τ_0 se reducirá. Para un fondo horizontal, la relación

$$F/G = \tan \varphi$$

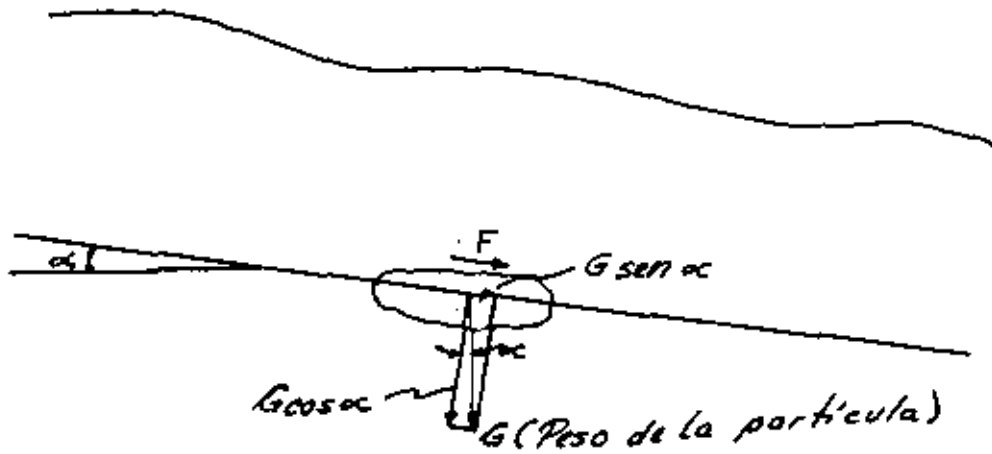
es válida

F = Fuerza tractiva

G = Peso de la partícula

donde φ es un ángulo característico para la estabilidad de una partícula. Para una pendiente del cauce α , la condición crítica es:

$$\frac{F(\alpha) + G \operatorname{sen} \alpha}{G \operatorname{cos} \alpha} = \tan \varphi$$



De manera que $F(\alpha)$ será:

$$F(\alpha) = G \cos \alpha \tan \varphi - G \sin \alpha$$

$$Y \quad K(\alpha) = \frac{\psi_{cr}(\alpha)}{\psi_{cr}(0)} = \frac{F(\alpha)}{F(0)} = \frac{G \cos \alpha \tan \varphi - G \sin \alpha}{G \tan \varphi} = \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\sin \varphi}$$

(Dada por Schoklitsch, en 1914)

Para una pendiente transversal β , se puede calcular una reducción similar para ψ_{cr}

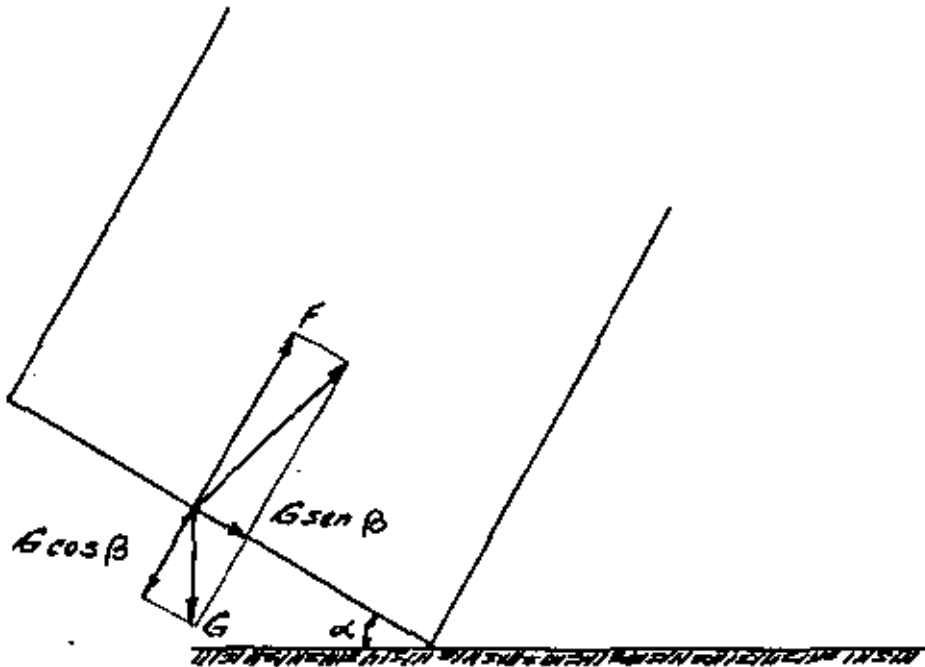
$$\frac{\sqrt{F^2(\beta) + G^2 \sin^2 \beta}}{G \cos \beta} = \tan \varphi$$

6

$$F(\beta) = \sqrt{G^2 \cos^2 \beta \tan^2 \varphi - G^2 \sin^2 \beta}$$

De manera que:

$$K(\beta) = \frac{\psi_{cr}(\beta)}{\psi_{cr}(0)} = \cos \beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \beta}{\tan \varphi}\right)^2} \quad (\text{Leiner, } 1912)$$



Si ambas pendientes (longitudinal y transversal) se presentan, - el factor de reducción $K(\alpha, \beta)$ se vuelve $K(\alpha), K(\beta)$.

SEDIMENTOS COHESIVOS

El carácter cohesivo de un suelo aumenta la resistencia contra - la erosión. Datos empíricos de velocidades medias críticas, fue - ron obtenidas por Lane (1953), Fig III-18.

MATERIAL	SUELTO	MODERADAMENTE COMPACTO	COMPACTO
ARCILLA ARENOSA	0.45 m/s	0.9 m/s	1.25 m/s
ARCILLA	0.35 m/s	0.8 m/s	1.20 m/s
SUELO ARCILLOSO SECO	0.30 m/s	0.7 m/s	1.05 m/s

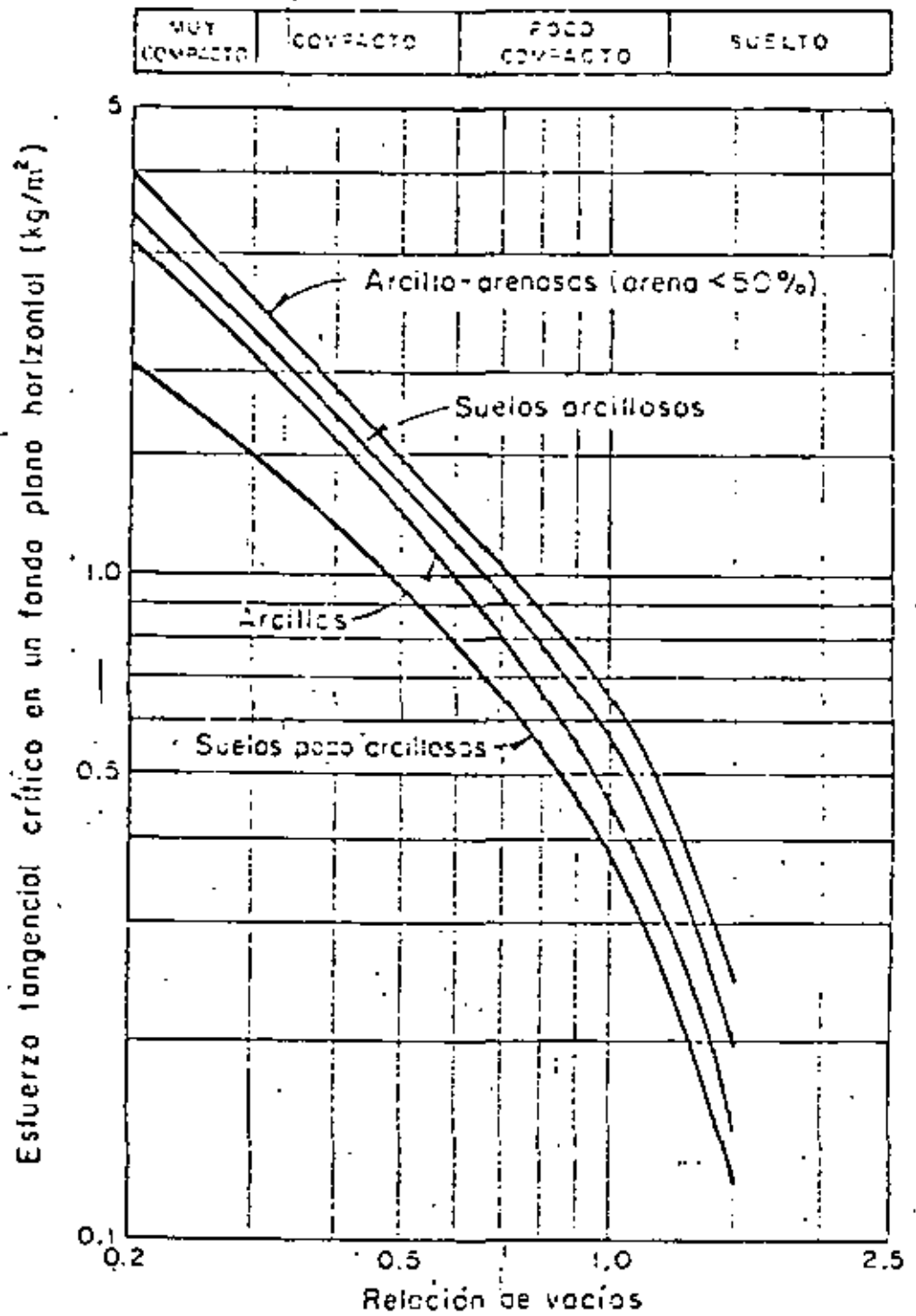


Fig. II-18 Esfuerzo tangencial crítico necesario para erosionar un suelo cohesivo

Varios autores han tratado de correlacionar el esfuerzo cortante crítico con las propiedades mecánicas del suelo (contenido de sólidos, índices de plasticidad, veleta para determinar el esfuerzo cortante). A partir de los datos proporcionados, parece ser que para suelos cohesivos con $D_{50} = 10 - 100 \mu$, es posible tener una velocidad crítica al cortante de $U_{cr}^* = 3 - 4.5$ cm/s.

Existe alguna tendencia al incremento de U_{cr}^* con la veleta para la resistencia al cortante y el índice de plasticidad.

Para sedimentos depositados recientemente (aluvión en estuarios), Migniot (1968) y Partheniades (1970) encuentran relaciones entre U_{cr}^* , la veleta para la resistencia al cortante y el peso seco de los sedimentos. Los valores mínimos son del orden de $U_{cr}^* = 1.0$ cm/s (período de consolidación de algunos días) a 3.0 cm/s para períodos de consolidación de algunas semanas.

Para una determinación exacta del esfuerzo cortante crítico de un suelo cohesivo, será necesario efectuar una prueba especial para cada suelo. Raudkivi (1974) y Arulanandan (1975) han demostrado que la resistencia a la erosión de la arcilla, depende mucho del tipo de arcilla mineral y la composición química (sales) de la presión de poro y del fluido erosionante.

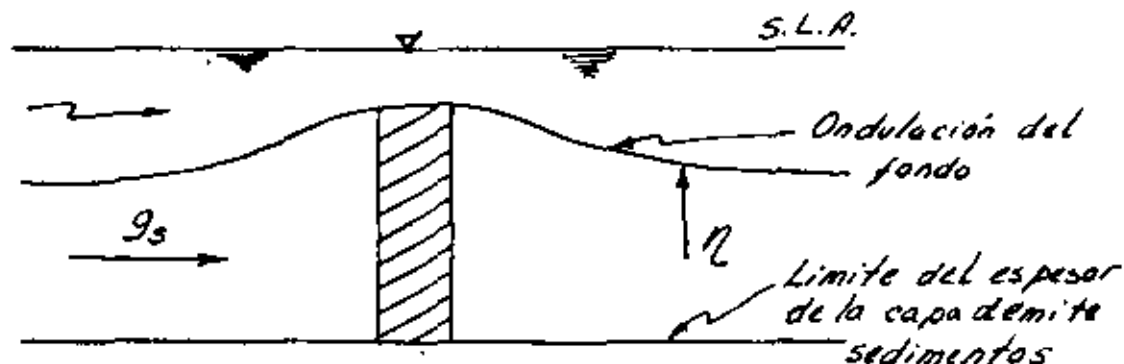
IV.- FORMAS DEL FONDO.

Cuando las partículas sólidas empiezan a moverse, se ha observado que existen diferentes formas de desplazamiento produciendo ondulaciones del fondo más o menos equidistantes; a pesar de las numerosas investigaciones realizadas al respecto, los resultados en ocasiones son incoherentes porque las formas del fondo aparecen bajo circunstancias y bajo el efecto de causas muy diversas y es por eso que se presentan divergencias al tratar de establecer una ley general de formación de las ondulaciones que producen en el fondo de un cauce.

Estas ondulaciones no son fijas ya que se desplazan a una cierta velocidad y actúan sobre el escurrimiento y sobre el transporte sólido.

Sobre el escurrimiento, estas ondulaciones producirán una pérdida de energía suplementaria a la que corresponde a la pérdida de energía debida a la fricción sobre las partículas sólidas, descubriéndose más adelante la forma de evaluar estas pérdidas por fricción macroscópica.

Su acción sobre el transporte sólido puede analizarse al plantear la ecuación de continuidad de volúmenes sólidos en el espesor de la capa de sedimentos en la cual las partículas sufren desplazamientos.



η = Variación con respecto a un plano horizontal de la superficie del fondo.

g_s = gasto sólido por unidad de ancho $m^3/seg.m.$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial g_s}{\partial x} = 0 \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

Si no existen ondulaciones del fondo $\eta = f(x)$ y $\frac{\partial \eta}{\partial t} = 0$

$$\therefore g_s = cte.$$

Si existen ondulaciones del fondo, resulta ahora que g_s es una función de x y t y por consiguiente será influenciado por las formas del fondo.

Clasificación y Descripción de las Ondulaciones del Fondo.

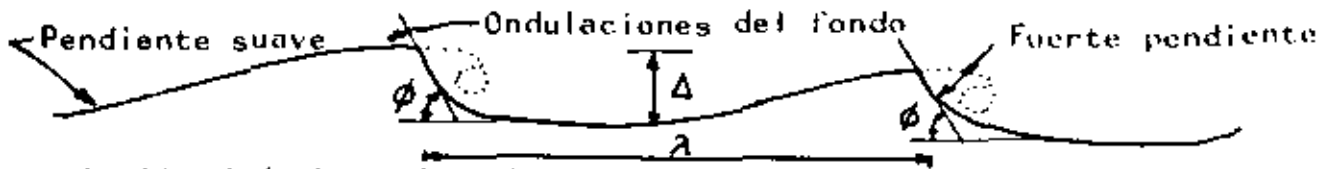
Básicamente existen tres formas de ondulaciones del fondo después de los estudios de Gilbert y Murphy (1914) las que han sido en especial estudiadas por el U.S. Geological Survey de la Universidad de Colorado.

Estas ondulaciones son las llamadas: Rizos, Dunas y Antidunas.

La aparición de estas ondulaciones está íntimamente ligado al valor del No. de Froude de la corriente, distinguiéndose los casos siguientes.

- En régimen fluvial inferior ($F < 1$) en el fondo aparecen las ondulaciones denominadas Rizos y Dunas cuyo perfil longitudinal es semejante en ambos casos: pendiente suave hacia aguas arriba y pendiente fuerte aguas abajo con un valor aproximado a $Tg \phi$ -

siendo ϕ el ángulo de reposo del material.

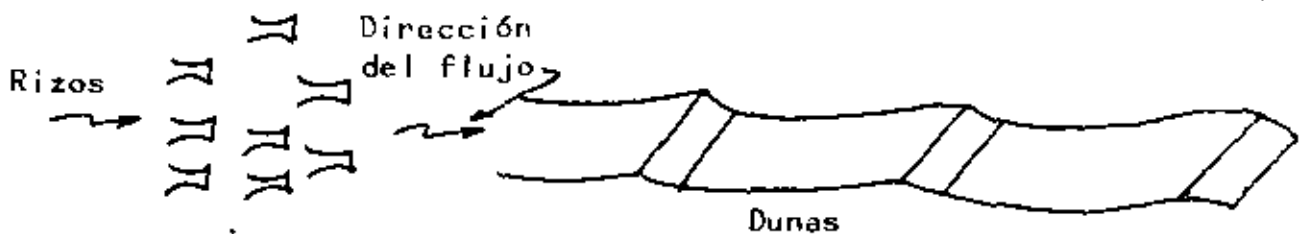


Δ = Amplitud de la ondulación.

λ = Longitud de onda de la ondulación.

En planta, los rizos tienen una estructura tridimensional estrechamente ligada a los vértices longitudinales del escurrimiento.

Las dunas son por lo general tridimensionales en los cauces naturales, aunque en las canales de ensayo de Laboratorio, adquieren la forma de ondas cilíndricas bidimensionales.



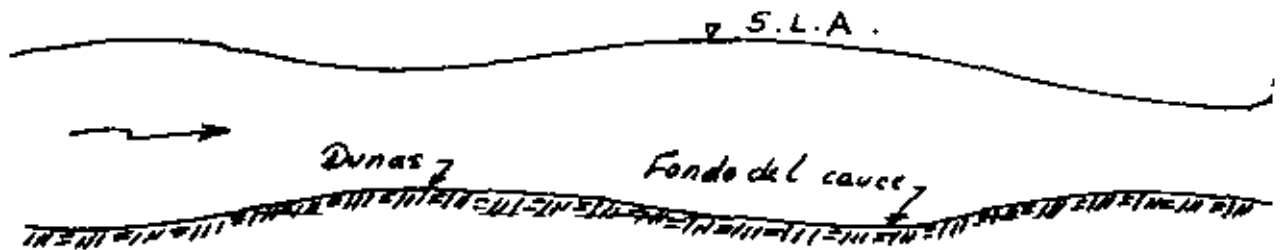
Los rizos por lo general tienen longitudes de onda λ comprendidos entre 0.03 a 0.61 m. y se forman no importando el tipo de movimiento generador pues lo mismo se forman para un movimiento oscilatorio (oleaje) que para una corriente natural, con una amplitud Δ de 0.2 a 3 cm, desplazándose hacia aguas abajo a una velocidad comprendida entre 0.02 a 1.46 m/min.

Las dunas por el contrario tienen dimensiones del orden de la escala del movimiento generador y se puede establecer una correlación entre el tirante h y la longitud de onda λ . De mediciones en Laboratorio las dimensiones de las dunas van de 0.5 a 5.40 m de longitud de onda; de 0.6 a 16 cm de amplitud Δ y una velocidad de desplazamiento hacia aguas abajo de 0.26 a 13.18 -

m/min; sin embargo en las corrientes naturales se han podido medir dunas de cientos de metros de longitud de onda y amplitudes hasta de 10 m.

Se había pensado que rizados y dunas tenían relación con la superficie libre del agua pero se ha visto que también se forman en los escurrimientos en carga a presión.

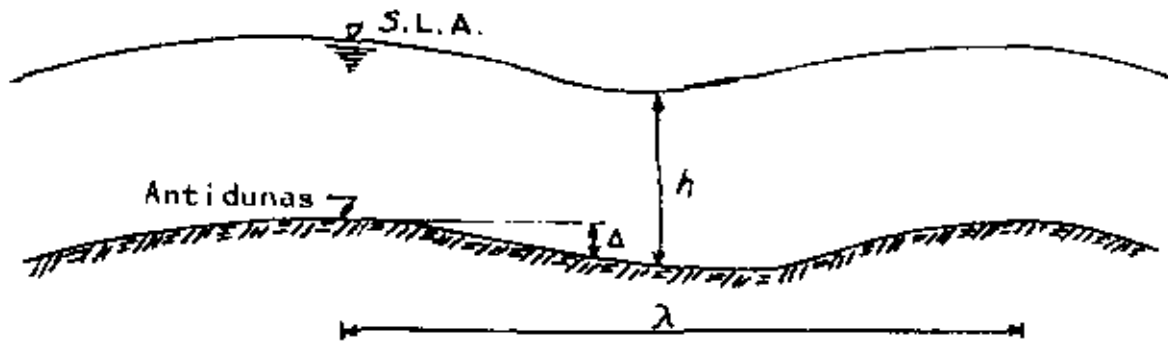
La superficie libre del agua puede ser influenciada por las ondulaciones del fondo cuando Δ es importante, presentándose en ese caso oposición de fase entre la superficie libre y el fondo.



- En régimen torrencial $F > 1$, las ondulaciones son de forma - - prácticamente simétrica y bidimensional, presentando bastante semejanza con las dunas pero al contrario de éstas, las antidunas pueden remontar la corriente lentamente o permanecer estacionarias. Las dimensiones de las antidunas en mediciones de Laboratorio varían de 0.48 a 1.77 para la longitud λ y de 3 a 9 cm. para la amplitud Δ .

La superficie libre juega aquí un papel determinante pues si se suprime ésta, desaparecen las ondulaciones del fondo.

Las ondulaciones se presentan en fase con la superficie libre.



Si la velocidad de la corriente se incrementará considerablemente se llegan a producir rapidas y caídas con rupturas bruscas del perfil de la superficie libre.

En la figura IV-1 de acuerdo con Simons, se muestran las diferentes etapas de modificaciones del fondo es decir fondo plano, rizados, dunas, fondo plano, antidunas, rapidas y caídas.

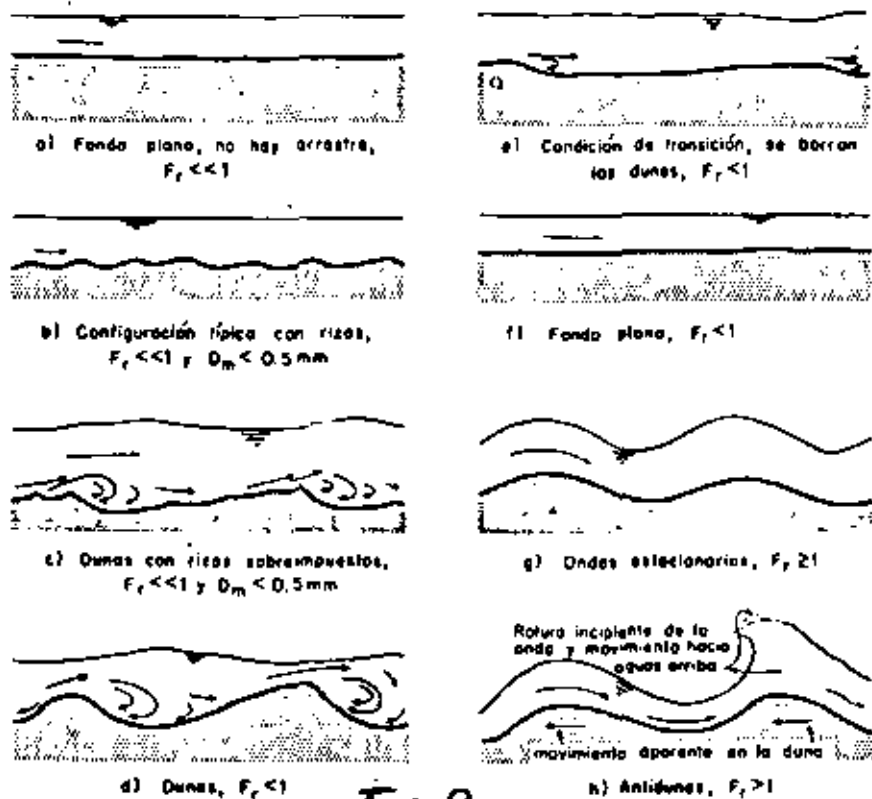


Fig. 9

Configuraciones posibles del fondo de los cauces naturales, formados con material granular

Por lo general la mayor parte del conocimiento de las corrientes y construcción de las obras fluviales, se localizan en la parte intermedia y baja de los ríos en donde se presenta un régimen de tipo fluvial, dando lugar a la aparición de ondulaciones del fondo del tipo rizos o dunas.

Por otra parte, ya se indicó cómo estas ondulaciones están íntimamente ligadas con el estudio del transporte sólido y de las pérdidas de energía, por lo que el conocimiento de los mecanismos que condicionan la aparición, crecimiento y valores límites de las ondulaciones del fondo es indispensable para el control de las corrientes fluviales.

Origen y Desarrollo de las Ondulaciones.

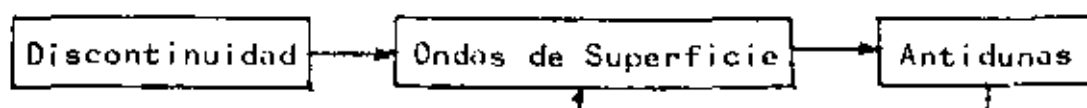
Antidunas, Dunas y Rizos.

- Antidunas.

Las antidunas se forman por la presencia de ondas de superficie estacionarias cuando el No. de Froude es mayor a uno.

Se ha comprobado que son las ondas superficiales el origen de las antidunas ya que una pequeña perturbación aguas arriba en el canal a régimen torrencial, inicia la formación de las ondas de superficie estacionarias; la superficie libre y las ondulaciones del fondo están en fase y poseen la misma longitud de onda.

El siguiente esquema sintetiza la formación de las antidunas.

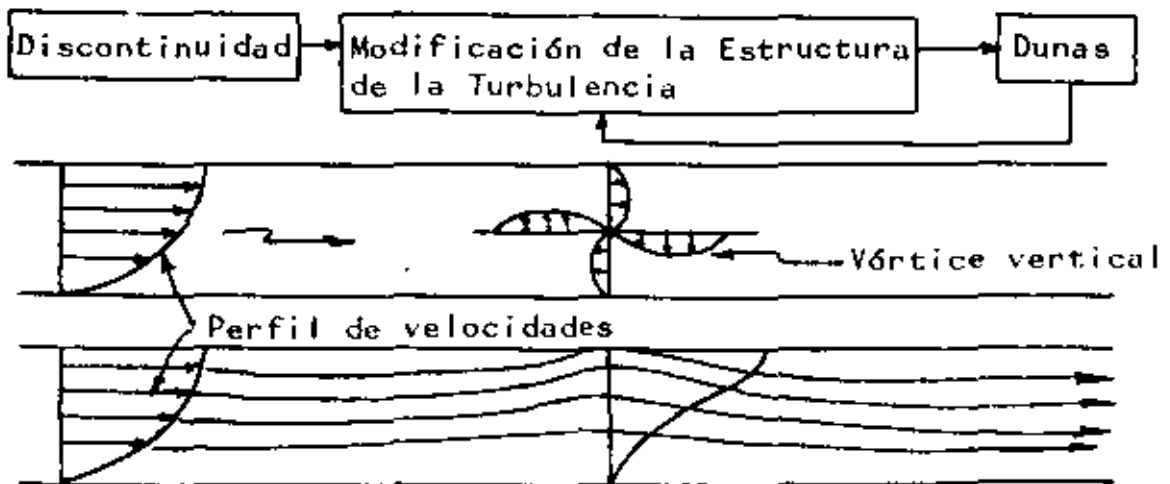


- Dunas.

La formación de las dunas es debida a la presencia de vórtices horizontales de eje perpendicular al escurrimiento y de dimensiones del tirante h , siendo principalmente la macroturbulencia del escurrimiento quien genera la formación de las dunas. Las dunas por consiguiente no aparecen en régimen laminar.

Los vórtices que dan lugar a la formación de las dunas son de dimensiones del orden del tirante h . De acuerdo con Yalin puede extrapolarse el concepto de relación entre la duna y el vórtice con la formación de meandros ya que es posible que ambos sigan procesos idénticos de formación, es decir, uno actuando en el plano vertical (duna) y el otro en el plano horizontal (meandro) cuyo límite sería el ancho de la corriente B .

El esquema de generación de las dunas es, según Yalin;



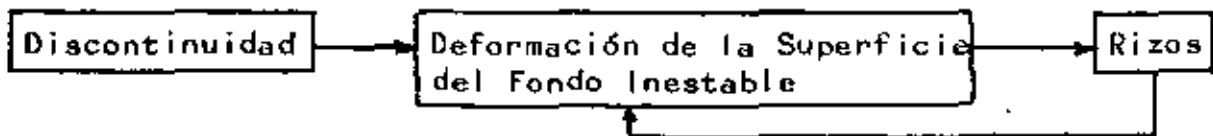
- Rizos.

Los rizos son formados para escurrimientos del tipo laminar o turbulento, ya que la turbulencia del escurrimiento no altera la formación de los rizos, así mismo la superficie libre y el ti-

rante h no influyen en la formación de los rizos.

Se ha observado que la longitud inicial de los rizos depende esencialmente de D mientras que las dunas son función principalmente del tirante h .

El mecanismo de aparición de los rizos se presenta en forma similar a los casos anteriores.



Condiciones de Aparición de los Diferentes Tipos de Ondulaciones del Fondo.

Las dunas y las antidunas pueden aparecer simultáneamente y sólo será posible diferenciarlas si sus dimensiones respectivas están bien definidas. En caso contrario será casi imposible asegurar si estas ondulaciones existen o no simultáneamente.

Por el contrario, para los rizos y dunas, su aparición aún simultánea, es fácilmente definida, ya que sus características y dimensiones son inmediatamente reconocibles.

No fue sino hasta 1958 cuando se obtuvo el primer diagrama que permite determinar las diferentes etapas de modificación del fondo en función de los parámetros ya analizados U^3/W y U^*D y fue debido a Albertson. Fig. IV-2.

En forma similar que en el caso de la iniciación de movimiento del material en donde a partir de la curva de Shields se obtuvieron diferentes diagramas, realizando algunas transformaciones adecuadas de los parámetros adimensionales se obtuvieron -

los siguientes diagramas.

- Bogardi (1958) Fig. IV-3
- Garde y Albertson (1959) Fig. IV-4
- Chabert y Chauvin (1963) Fig. IV-5
- Garde y Ranga Raju (1963) Fig. IV-6
- Bonnefille (1965) Fig. IV-7
- Bonnefille (1968) Fig. IV-8
- Engelund (1966) Fig. IV-9
- Larras (1967) Fig. IV-10
- Bonnefille Fig. IV-11

Analizando por ejemplo esta última figura se derivan los siguientes hechos.

- Para pequeños valores de R^* se pasa directamente del reposo - a los rizados sin pasar por el fondo liso (lit plat).
- Sólo se forma los rizados si D^* (Diámetro Sedimentológico) es inferior al 15.
- Sólo se forman dunas si R^* es superior a 15.
- La ley de formación de rizados o dunas es $D^* = 3.2 R^{*5/8}$.
- Entre esta ley y la de iniciación de movimiento $D^* = 3.8 R^{*5/8}$, se sitúa la zona de arrastre por el fondo liso.
- Se forman sólo rizados si $R^* < 15$ y $D^* = 3.2 R^{*5/8}$.
- Se forman rizados sobre dunas si $R^* > 15$ y $D^* < 15$.
- Sólo se forman dunas se $R^* > 15$ y $15 < D^* < 3.2 R^{*5/8}$.

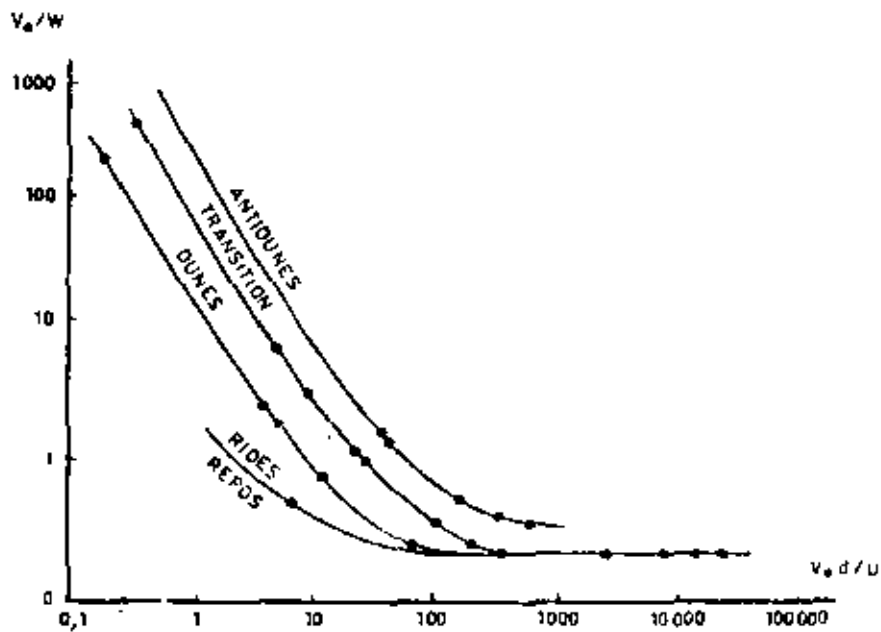


Fig. IV-2

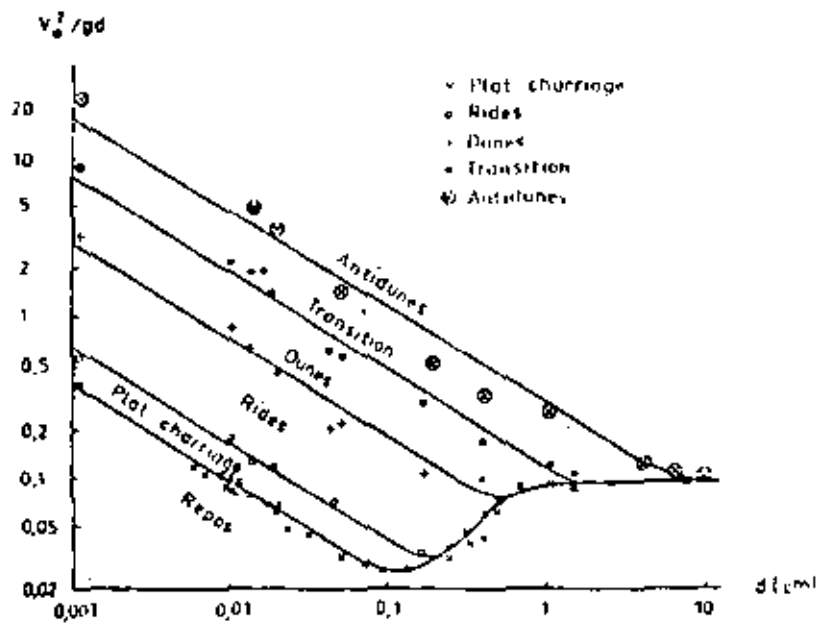


Fig. IV-3

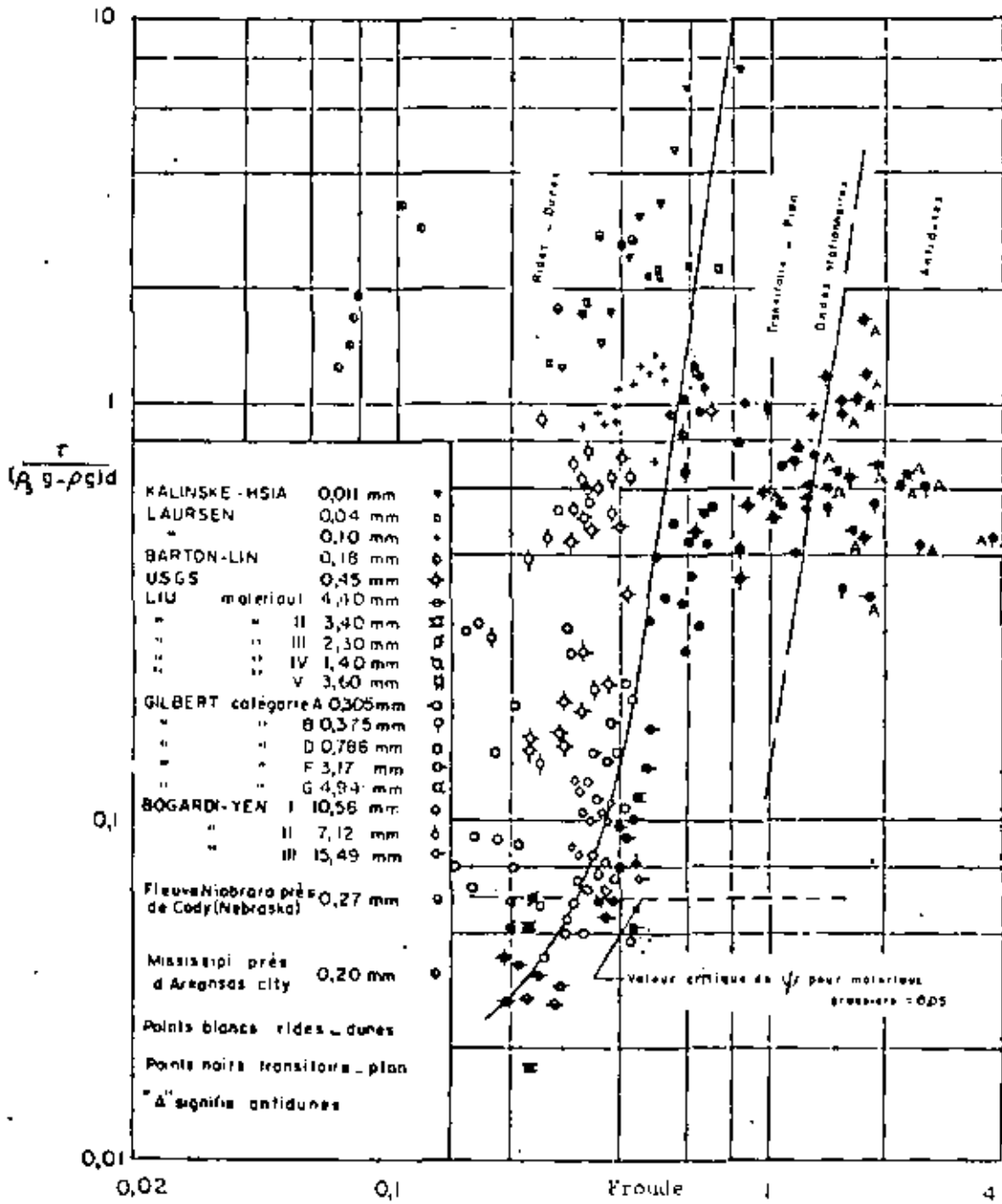


Fig. IV-4

Fig. VII-8

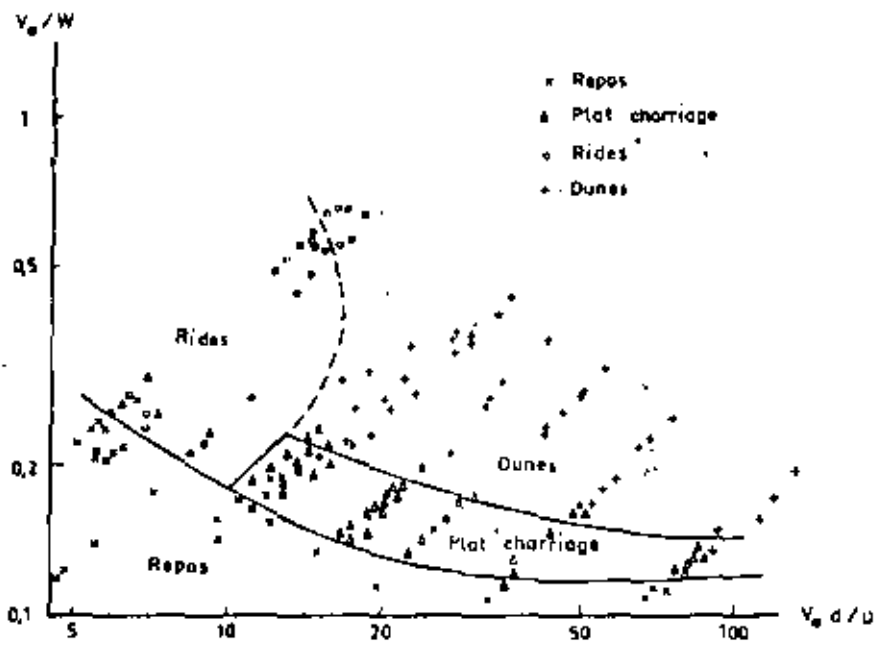


Fig. IV-5

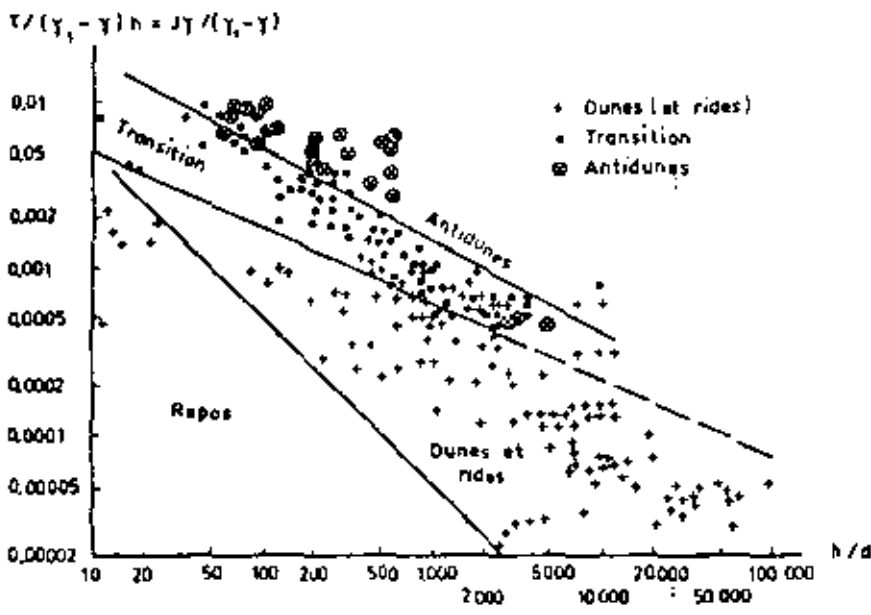


Fig. IV-6

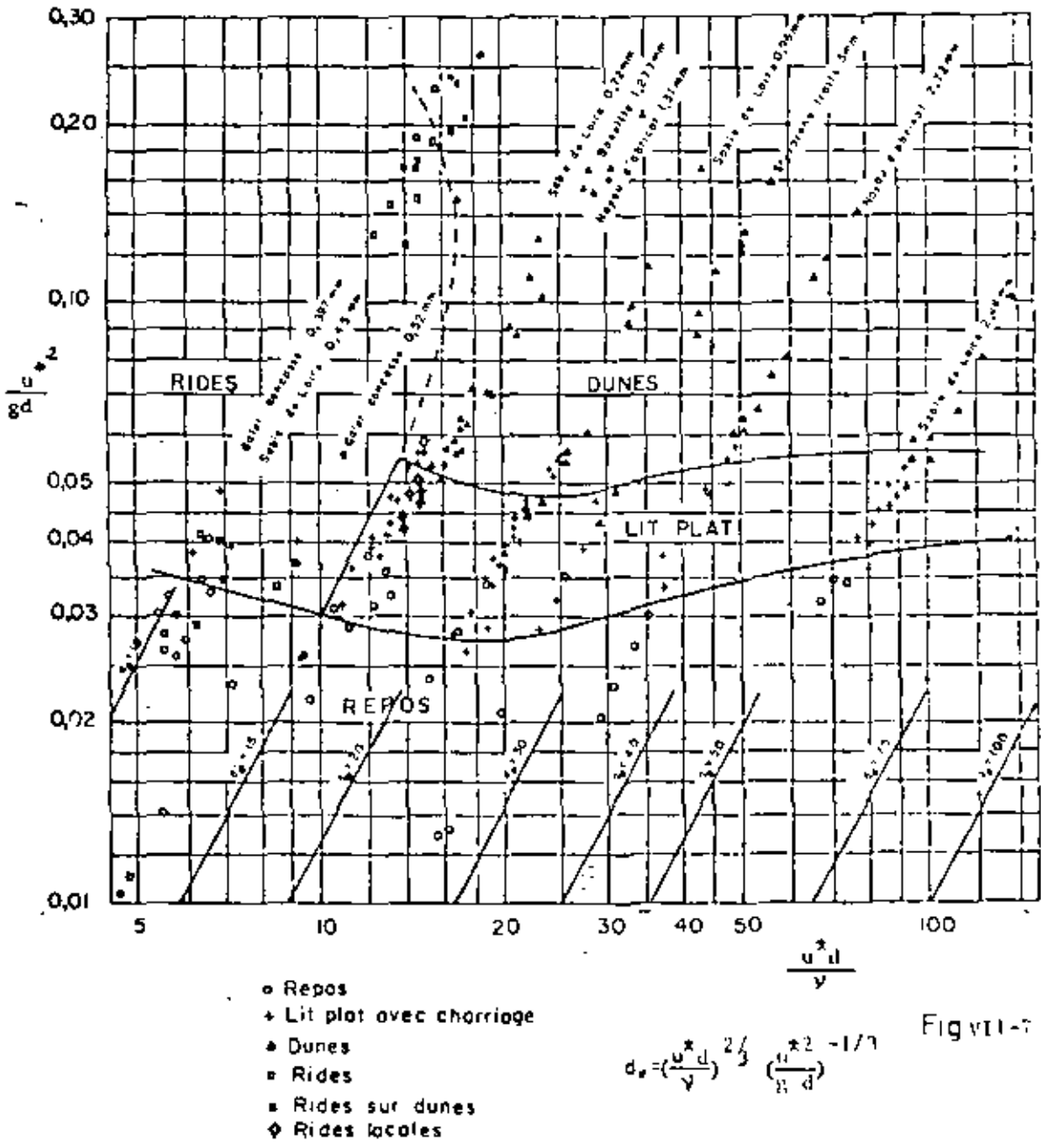


Fig. IV-7.

Fig VII-7

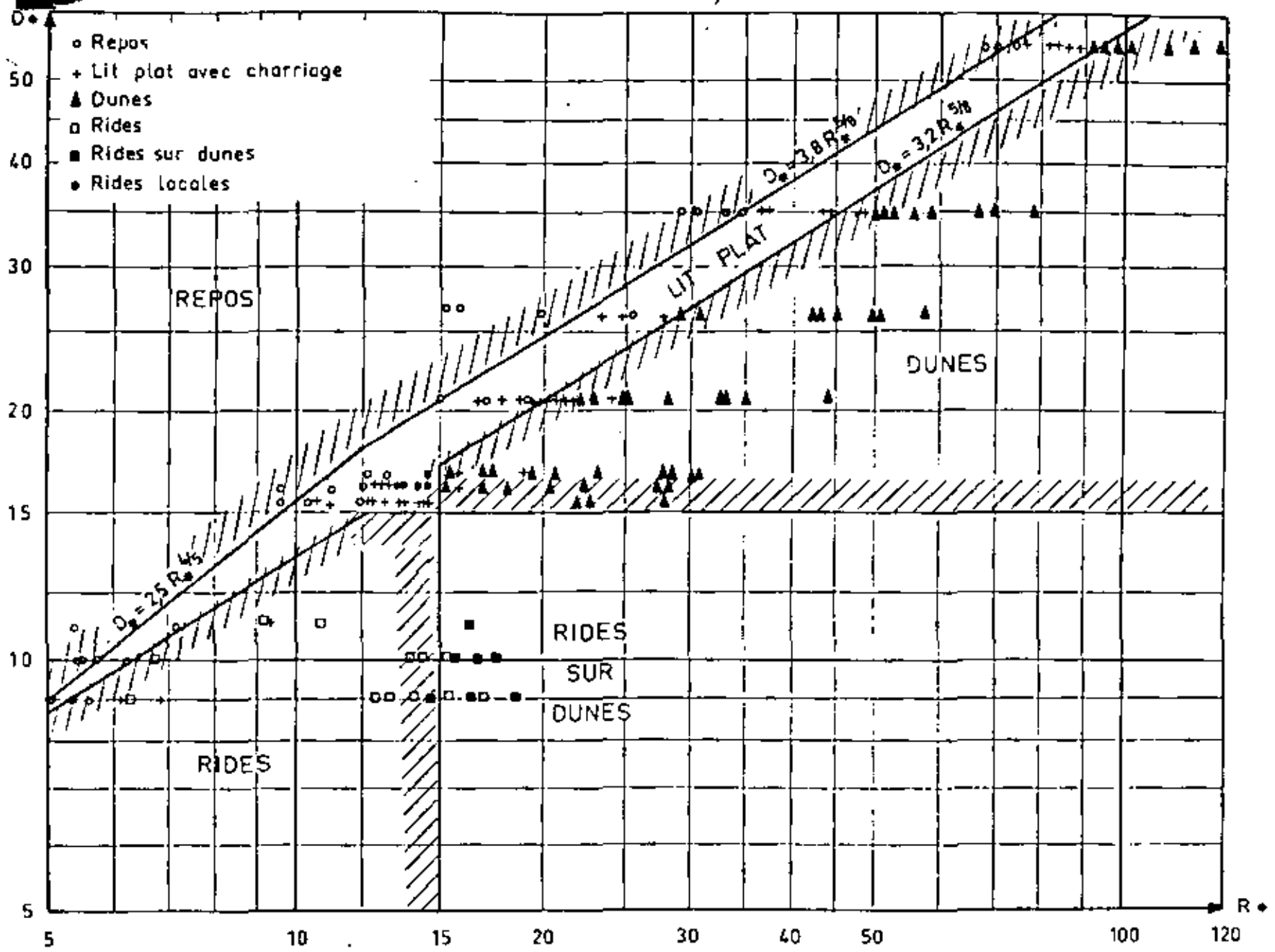


Fig. IV-8 Diferentes formas del fondo en escurrimiento uniforme.
 LES DIFFERENTES FORMES DU FOND EN ECOULEMENT UNIFORME

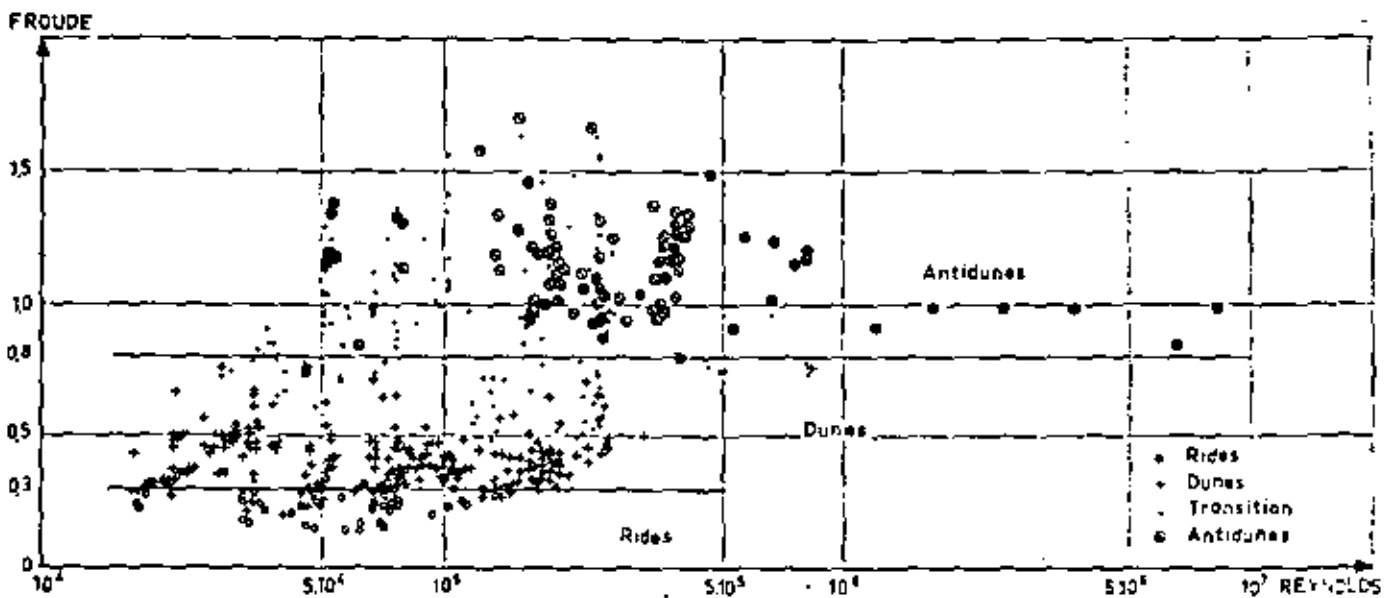


Fig. IV-9

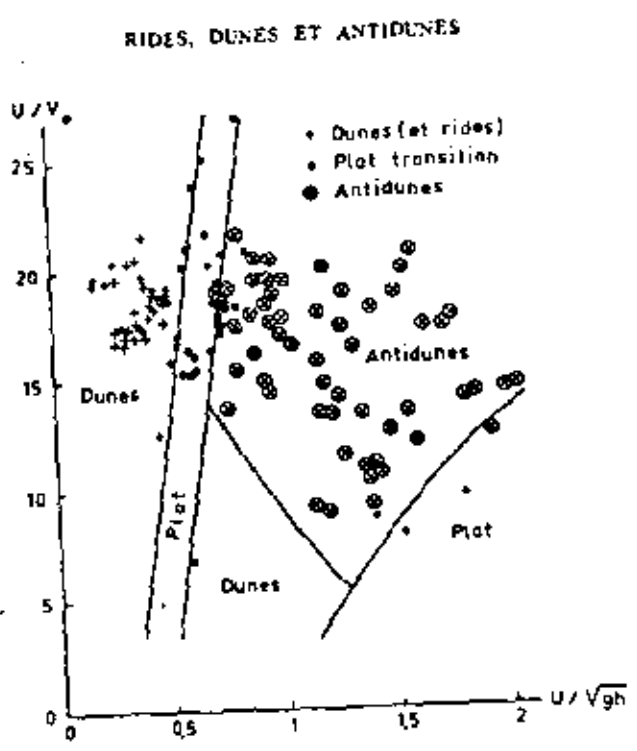
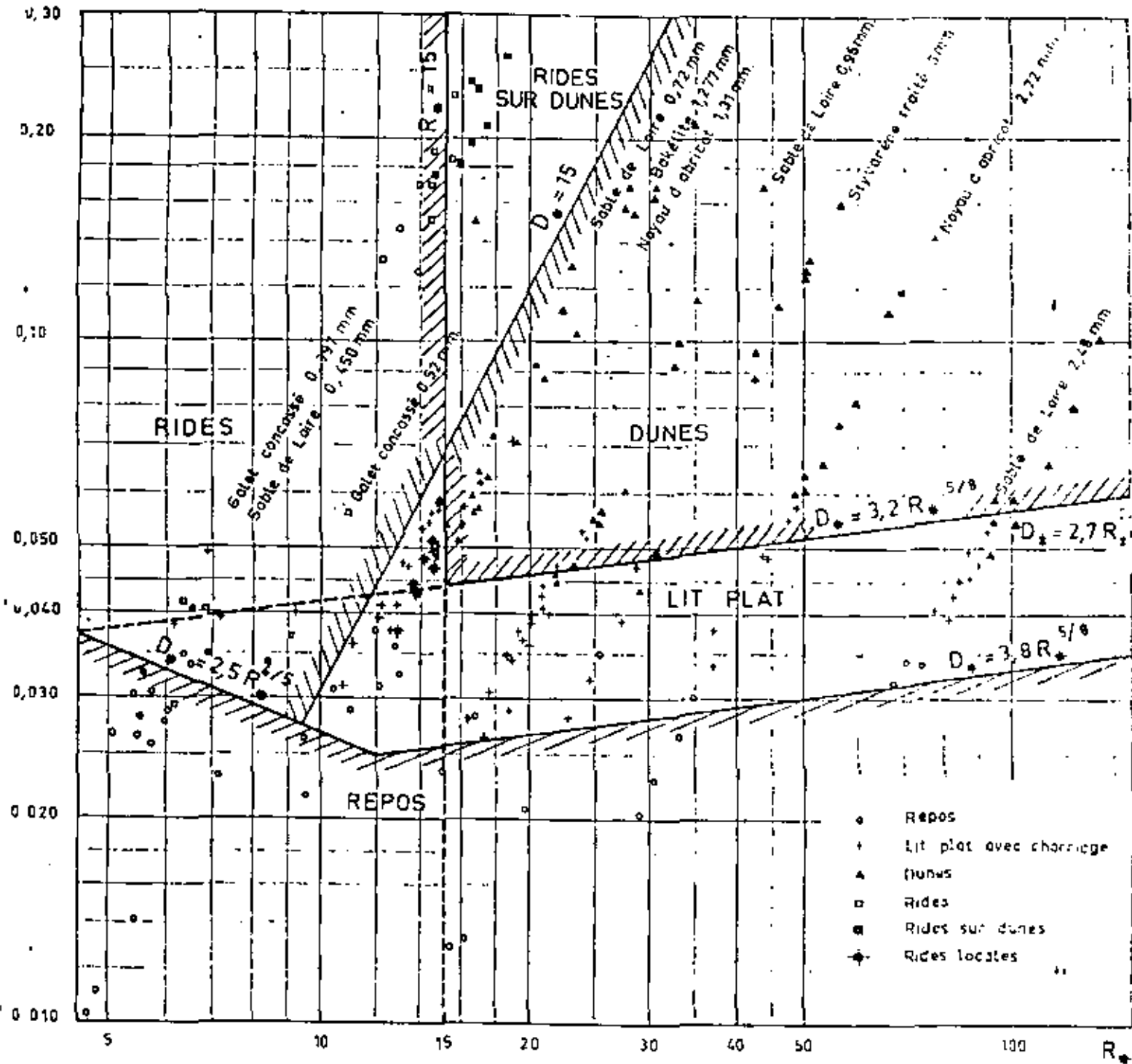


Fig. IV-10

$$\frac{R_*^2}{D_*^3} = F_*$$



LES DIFFERENTS TYPES DE FORME DU FOND

DANS UN ECOULEMENT PERMANENT

Fig. IV-11 Diferentes tipos de formas del fondo en escurrimiento permanente. Fig. 7

Con la ayuda de una gráfica como la anterior, se puede determinar rápidamente si para una material dado es posible que se formen rizos o dunas.

Si su D^* es superior a 15 se formarán dunas.

Si su D^* es inferior a 15, desde el inicio del transporte se formaran los rizos.

Dimensiones de las Ondulaciones.

Longitud de Onda λ

Rizos

Yalin en 1964 propone la siguiente expresión para calcular la longitud de onda de los rizos en función del diámetro medio.

$$\lambda/D = 1000$$

Larras (1963) haciendo intervenir la velocidad de caída W llega a obtener la expresión.

$$\lambda/D = 16 (U/W)^{1.2}$$

Dunas

Yalin determinó que la longitud de onda de las dunas era función únicamente del tirante h de acuerdo con la expresión.

$$\lambda = 5h$$

Lebreton (1969) haciendo intervenir el No. de Froude presenta la expresión.

$$\lambda = D \frac{193}{F} \left(\frac{V_s \cdot D}{g} \right)^{0.48}$$

Amplitud de Onda Δ

Rizos y Dunas

Yalin también obtuvo una relación que permite que calcular la amplitud de las ondulaciones tanto para los rizos como para las dunas en donde lo indica el tirante crítico de iniciación de movimiento de las partículas.

$$\Delta = (h-h_0)/\delta = \frac{\tau - \tau_0}{\delta \gamma_s S}$$

Barekyan (1962) propone haciendo intervenir la velocidad crítica de iniciación de movimiento de las partículas V_0 y el coeficiente C de Chezy, la relación,

$$\Delta = 10.6 gD (V - V_0) / V_0 C^2$$

Lebreton (1969) obtuvo la relación de Δ en función de la longitud de onda de las dunas.

$$\Delta = 20.0174 \left(\frac{h}{D}\right)^{0.5} \left(\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D}\right)^{0.4}$$

Finalmente sólo citaremos a continuación algunos de los investigadores que han tratado de interpretar y analizar la aparición y formación de las ondulaciones del fondo.

DuBuat (1786), Exner (1925), Anderson (1953), Liu (1957), Chuliak (1960), Kennedy (1963), Lebreton (1966), De Vries (1966) - Raudkivi (1967), Hayashi (1970), Engelund (1970).

V.- MECANISMO DE TRANSPORTE

INTRODUCCION

Para un flujo turbulento sobre un fondo rígido, se podría dar una descripción de la estructura del flujo sólo mediante métodos empíricos. El esfuerzo cortante en el fondo, el tirante y la rugosidad del fondo son los parámetros más importantes. La descripción del desplazamiento de la partícula bajo la acción del flujo también es muy empírica, de manera que no es difícil entender porqué existe solamente una base teórica limitada para la relación entre el flujo y el transporte de sedimento.

La mayor parte de lo que se conoce, se obtiene a partir de experimentos y argumentos físicos generales. Para el inicio de movimiento, ya se obtuvo una descripción razonable de esta manera. A valores mayores del esfuerzo cortante en el fondo, el transporte de sedimentos aumentará y ocurriría una deformación del fondo del cauce. Como la deformación también depende del tiempo y la naturaleza es siempre no permanente, difícilmente se encontrará una situación de equilibrio en la práctica.

MECANISMO DE TRANSPORTE

De acuerdo con el MECANISMO de transporte, se pueden distinguir dos modos mayores:

- 1.- Carga de Fondo - Movimiento de las partículas en contacto con el fondo, deslizándose o saltando.
- 2.- Carga en suspensión - Movimiento de las partículas en el -

flujo. La tendencia al depósito de la partícula, se compensa continuamente por la acción difusiva del campo del flujo turbulento.

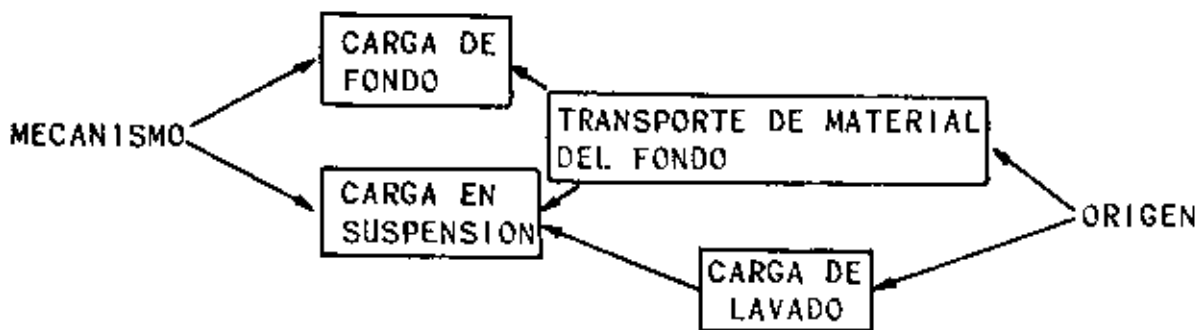
No es posible establecer una diferencia definida. Un criterio general para el inicio de la carga en suspensión es una relación de la velocidad de cortante y la velocidad de caída $u^*/w \approx 2$. Algunas veces también se menciona la carga de saltación; en el que las partículas rebotan o saltan de una posición a otra. Esto sólo es importante para el movimiento de las partículas en el aire. La máxima elevación que puede alcanzar una partícula en el agua, es de 2 a 3 veces el diámetro de ella, de manera que este modo de transporte se puede considerar como carga de fondo.

De acuerdo con el origen del material transportado, se puede hacer la siguiente separación:

- A. Transporte de Material del fondo - Este transporte tiene su origen en el lecho, lo cual significa que el transporte se determina por medio de las condiciones en el fondo y el flujo (puede consistir de carga de lecho y en suspensión)

- B. Carga de lavado - Transporte de las partículas en el fluido y/o en pequeñas cantidades en el fondo. El material es suministrado por fuentes externas (erosión) y no hay una relación directa con las-

condiciones locales existentes (solamente puede ser transportado como carga en suspensión, generalmente material fino $< 50 \mu m$). Puede tener influencia en la turbulencia y la viscosidad, por la que influye en el flujo.



La carga de lavado no es importante para cambios en el lecho de un río, sino para determinar la sedimentación en todo tipo de embalses.

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que, básicamente, existen 3 tipos de transporte: transporte de fondo, en suspensión y el total, siendo éste igual a la suma de los dos primeros.

A continuación, se describirán estos 3 tipos de transporte con algunos métodos de cuantificación y las gráficas y/o fórmulas correspondientes.

TRANSPORTE DE MATERIAL EN EL FONDO

El transporte de material en el fondo se puede dividir en carga de fondo y carga de suspensión. Ambos modos de transporte tienen influencia en los procesos de erosión y depósito. Muchas relaciones entre el transporte de sedimentos y las condiciones de flujo están basadas en el esfuerzo cortante de fondo. Se ha demostrado que el esfuerzo cortante de fondo se puede dividir en un arrastre de forma y un arrastre de rugosidad. Es claro que el arrastre de forma no contribuye al transporte, sino sólo el arrastre de rugosidad será de importancia. Las mediciones de tirante y pendientes proporcionan el esfuerzo cortante total de fondo, de manera que la mayor parte de las relaciones requieren de una reducción del esfuerzo cortante total de fondo a un valor que sea relevante para el transporte.

Este factor de reducción se llama factor de rizo μ .

Teóricamente, se puede decir:

$$\mu = \frac{\lambda'}{\lambda} = \left(\frac{C}{C'} \right)^2$$

Muchos autores emplean μ como un término de cierre, así que se darán otras expresiones. Esta manipulación con el esfuerzo cortante de fondo, ha conducido a varios autores a emplear la velocidad promedio \bar{U} en lugar de τ_0 como el factor importante para el transporte de sedimentos. El problema entonces es que el mismo valor de \bar{U} a diferentes profundidades, da diferentes proporciones de transporte de sedimento, así que nuevamente es necesaria una corrección.

CARGA DE FONDO

Debido a que varios autores utilizan un tipo de modelo físico para

determinar una relación de transporte de sedimento, no es muy sorprendente que la mayoría de las fórmulas estén expresadas como relaciones entre grupos adimensionales. Los más comunes son un grupo relacionado con el transporte:

$$\phi = S / (D^{3/2} (g \Delta)^{1/2})$$

Donde: S = Transporte en m³/m.s Transporte = volumen de granos.

Para convertir a volumen Total, S debe dividirse entre (1-ε) en donde ε = porosidad.

$$\Delta = \frac{P_s - P_w}{P_w}$$

D = Diámetro de los granos

y un grupo relacionado con el flujo:

$$\Psi = U^{*2} / \Delta g d \quad \Psi_e = \Psi \cdot \mu = \text{valor efectivo de } \Psi$$

(El parámetro utilizado por Shields para el inicio de movimiento)

Algunas de las relaciones dadas en la literatura, son las siguientes:

1. Du boys (1879)

Du boys proporcionó un modelo simple en el que las capas de sedimento se desplazan una con respecto a la otra. El número de capas era proporcional a τ_o / τ_{cr} . La expresión que resulta, es de la forma:

$$S = \text{const. } \tau_o (\tau_o - \tau_{cr})$$

Aunque el modelo físico no es muy convincente, se ha encontrado que la forma de la relación se puede emplear para describir exper...

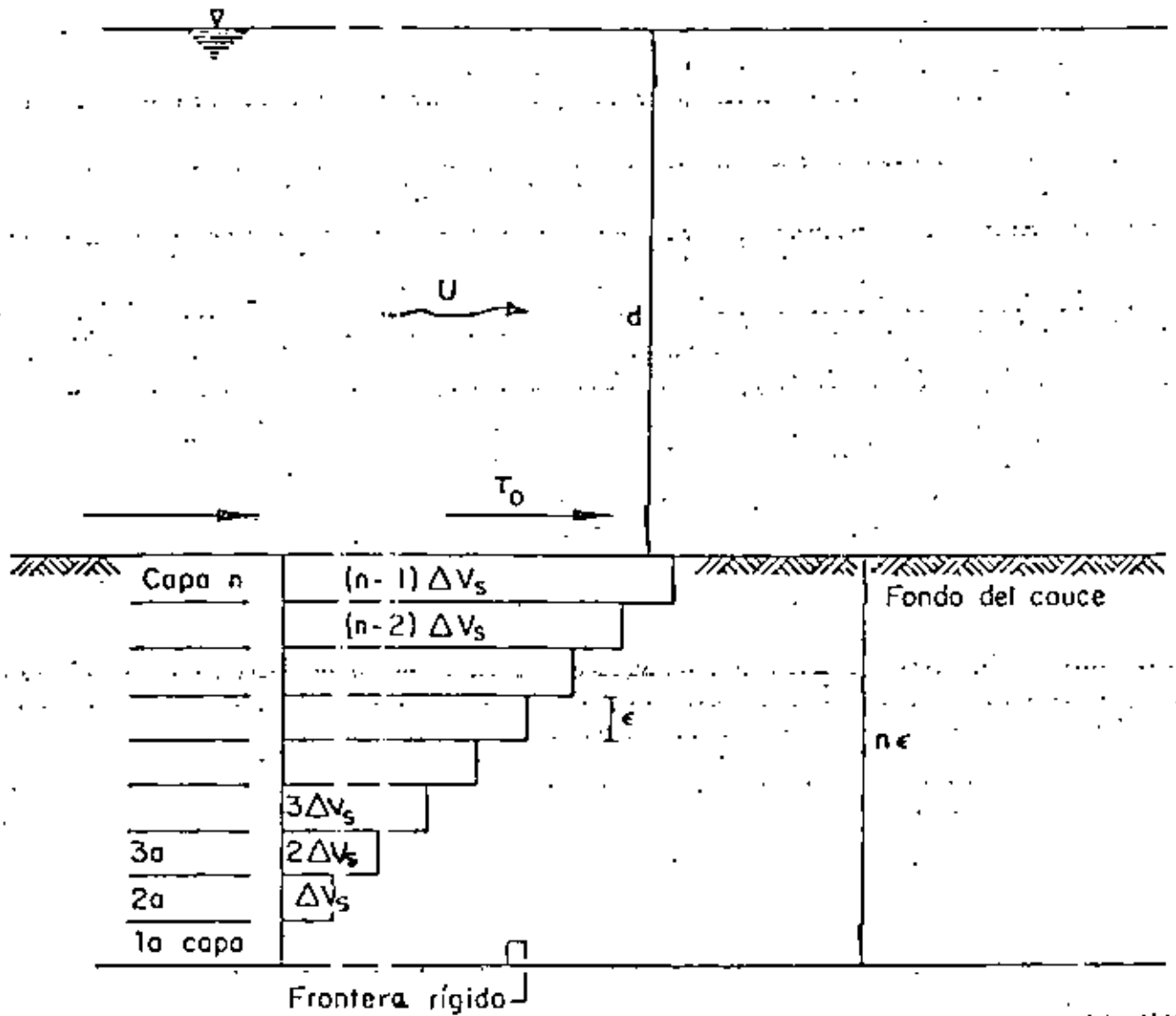


Fig Esquema del modelo de arrastre de Dubois

rimentos de una manera razonable.

2. KALINSKE (1947)

Kalinske supuso que los granos son transportados en una capa de espesor D con una velocidad instantánea del grano U_g igual a:

$$U_g = b (U_o - U_{cr})$$

donde U_o = Velocidad instantánea del fluido al nivel del grano.

U_{cr} = Velocidad crítica del fluido para iniciar el movimiento del grano.

Para U_o , se supone una distribución normal:

$$f(U_o) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left(- \frac{(U_o - \bar{U}_o)^2}{2 \sigma^2} \right) \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N X_j^2}{N}}$$

σ = Valor medio cuadrático de las fluctuaciones de la velocidad

Tomando el número de granos por área unitaria $\rho / (\pi/4D^2)$ y utilizando \bar{U}_g , la relación media del movimiento de la partícula, -- por peso seco por ancho unitario y tiempo idem, es:

$$T_b = \frac{2}{3} \rho_s g D \bar{U}_g$$

donde $\bar{U}_g = b \int_{U_c}^{\infty} (U_o - U_{cr}) f(U_o) dU_o$

La expresión resultante se puede hacer adimensional con los parámetros ϕ y ψ con el resultado:

$$\phi = 2.5 \psi^{1/2} \left\{ \frac{r}{\sqrt{2\psi}} \exp \left[- \frac{1}{2} \frac{1}{r^2} \left(\sqrt{\frac{0.12}{\psi}} - 1 \right)^2 \right] - \left(\sqrt{\frac{0.12}{\psi}} - 1 \right) \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \operatorname{erf} \frac{1}{r\sqrt{2}} \right. \\ \left. \left(\sqrt{\frac{0.12}{\psi}} - 1 \right) \right\}$$

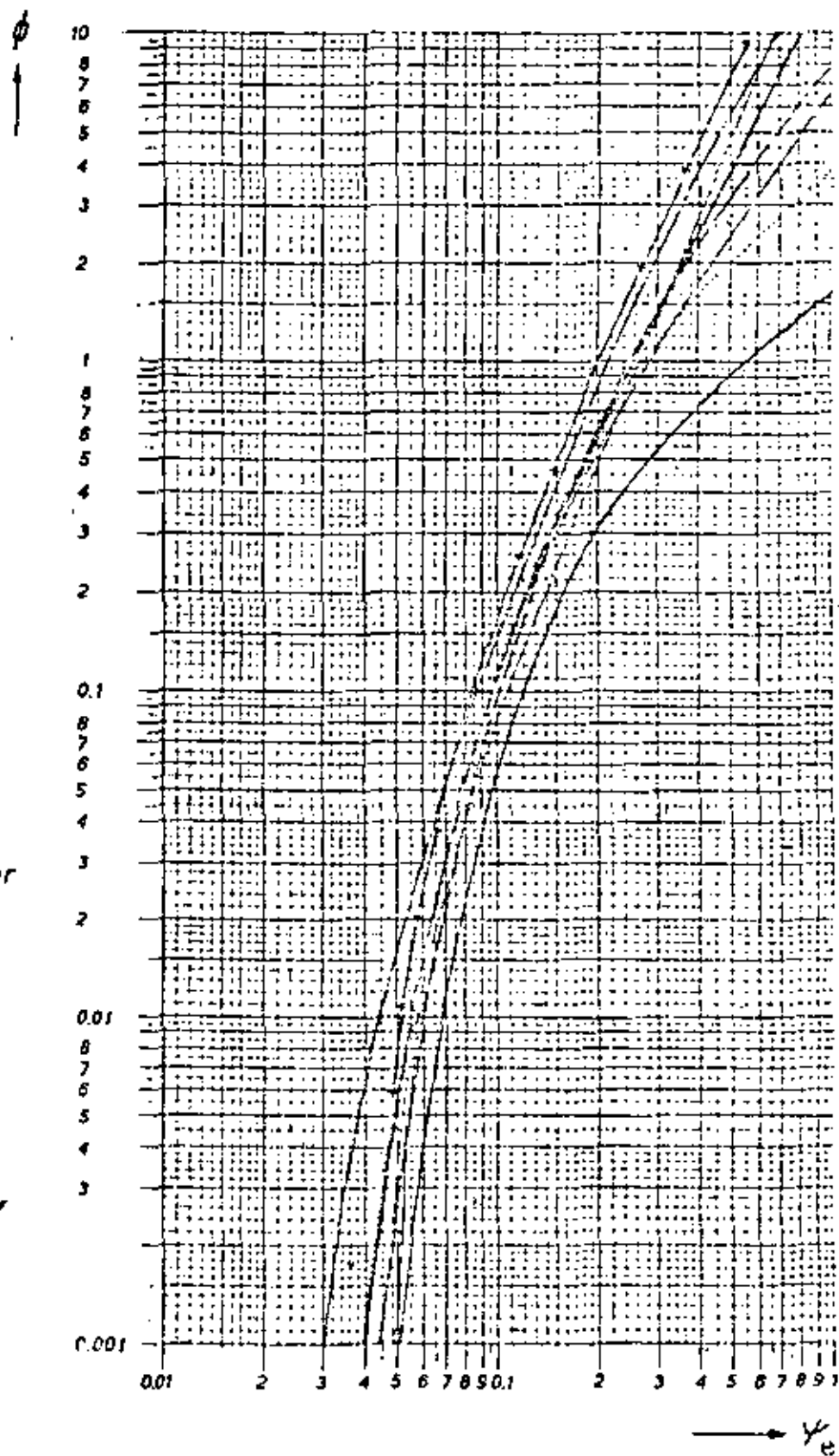
$$\phi = (4\psi_e - 0.188)^{3/2}$$

$$\phi = \frac{S}{D^{3/2} (g\Delta)^{1/2}}$$

$$\psi_e = \frac{\mu h l}{\Delta D} = \frac{\mu V_*^2}{4gD}$$

$$\mu = \frac{\psi_e}{\psi} = \left(\frac{C}{C_{90}}\right)^{3/2}$$

- Kalinske
- Meyer-Peter Müller
- - - - - Einstein
- Frijlink
- Shinohara
- Tsubaki
- Rottner
- + - - - + Eguisaroff
- - - - - Garde
- - - - - Albertson



COMPARISON OF BED-LOAD TRANSPORT EQUATIONS

FIGURE 6.1

donde $r = \sigma / \bar{u}_0$ (ver fig. 6.1)

Kalinske no redujo el esfuerzo cortante de fondo, de manera que la expresión es válida para fondos planos solamente, $\therefore \Psi = \Psi_e$

3. MEYER- PETER Y MÜLLER

M.P.M. han realizado un gran número de experimentos en un canal ancho con arenas gruesas. La expresión empírica resultante se puede describir en unidades de ϕ y Ψ_e como:

$\phi = (4\Psi_e - 0.188)^{3/2}$ (fig. 6.1) si $\Psi_e \leq 0.47$, no hay transporte.

Para comparación de resultados con fondos planos y dunas, el factor de rizo se encontró:

$$\mu = (c/c')^{3/2} \quad (\text{exponente teórico } 2)$$

Para una mezcla, M.P.M. toman:

$D_m = \bar{D} = \sum \rho_i D_i / \sum \rho_i$ como el parámetro relevante y para la rugosidad del grano, $D = D_{50}$

4. EINSTEIN (1950)

Einstein proporcionó una descripción estadística complicada del proceso de transporte del grano, en la que la probabilidad de intercambio de un grano está relacionada con las condiciones de flujo. La expresión resultante está dada en la fig. 6.1 en forma gráfica.

Para la determinación del factor de rizo μ , Einstein propone un método gráfico. Utilizó $D = D_{35}$ como el parámetro relevante para el transporte y el D_{65} para la rugosidad. La correlación no es -

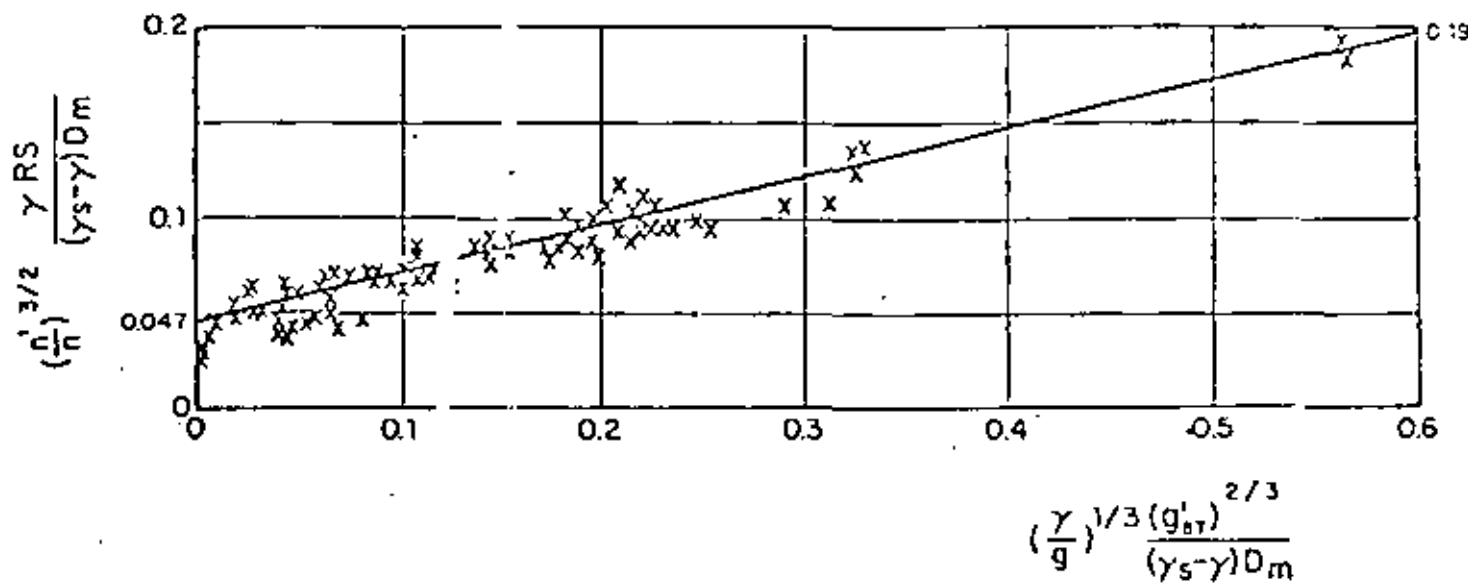


Fig Ecuación general de Meyer - Peter y Müller (1948)

$$\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{\gamma RS}{(\gamma_s - \gamma) D_m} = 0.047 + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \frac{(g'_{BT})^{2/3}}{D_m}$$

en que $g'_{BT} = g_{BT} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)$

$$\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{\gamma_{RS}}{D_m}$$

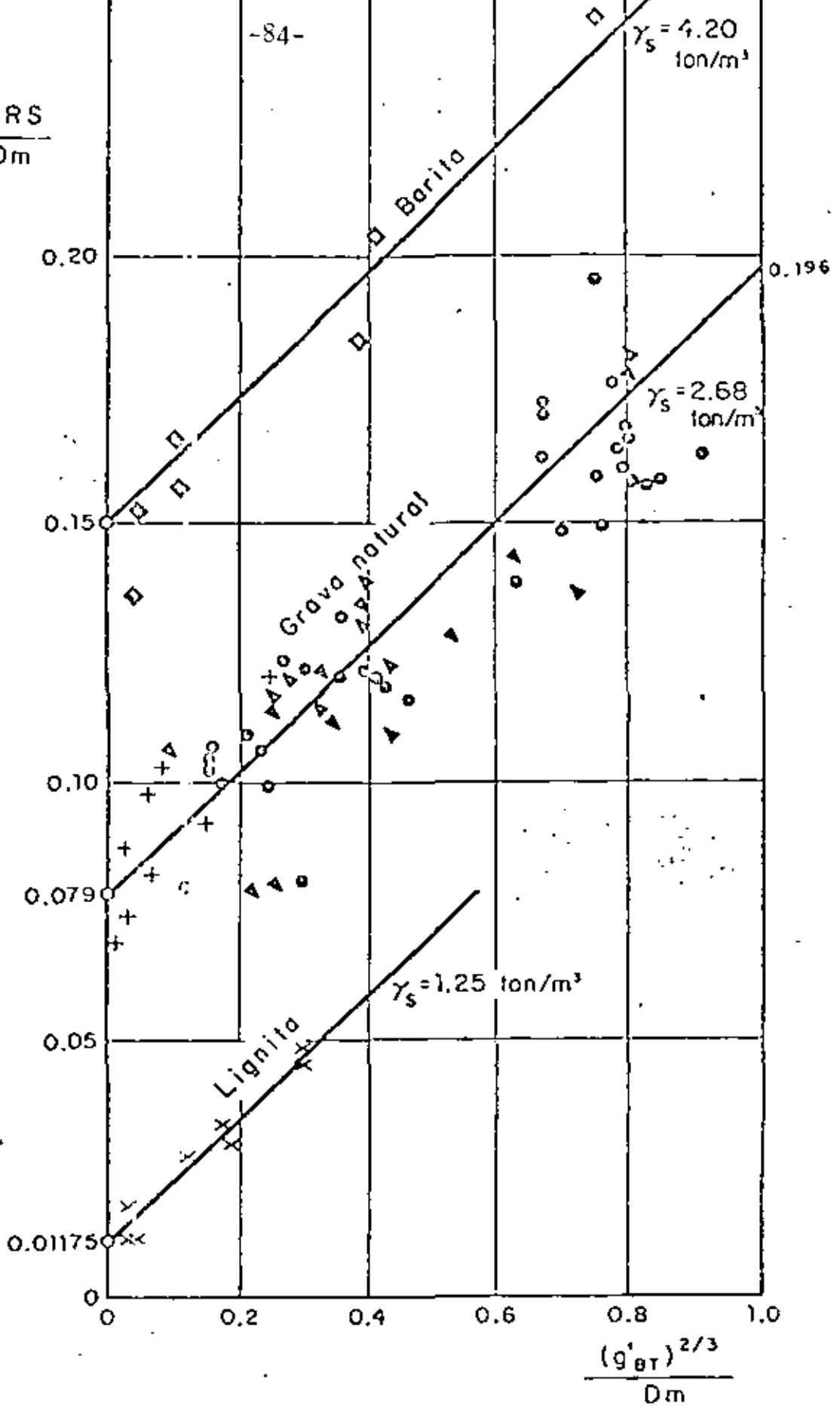
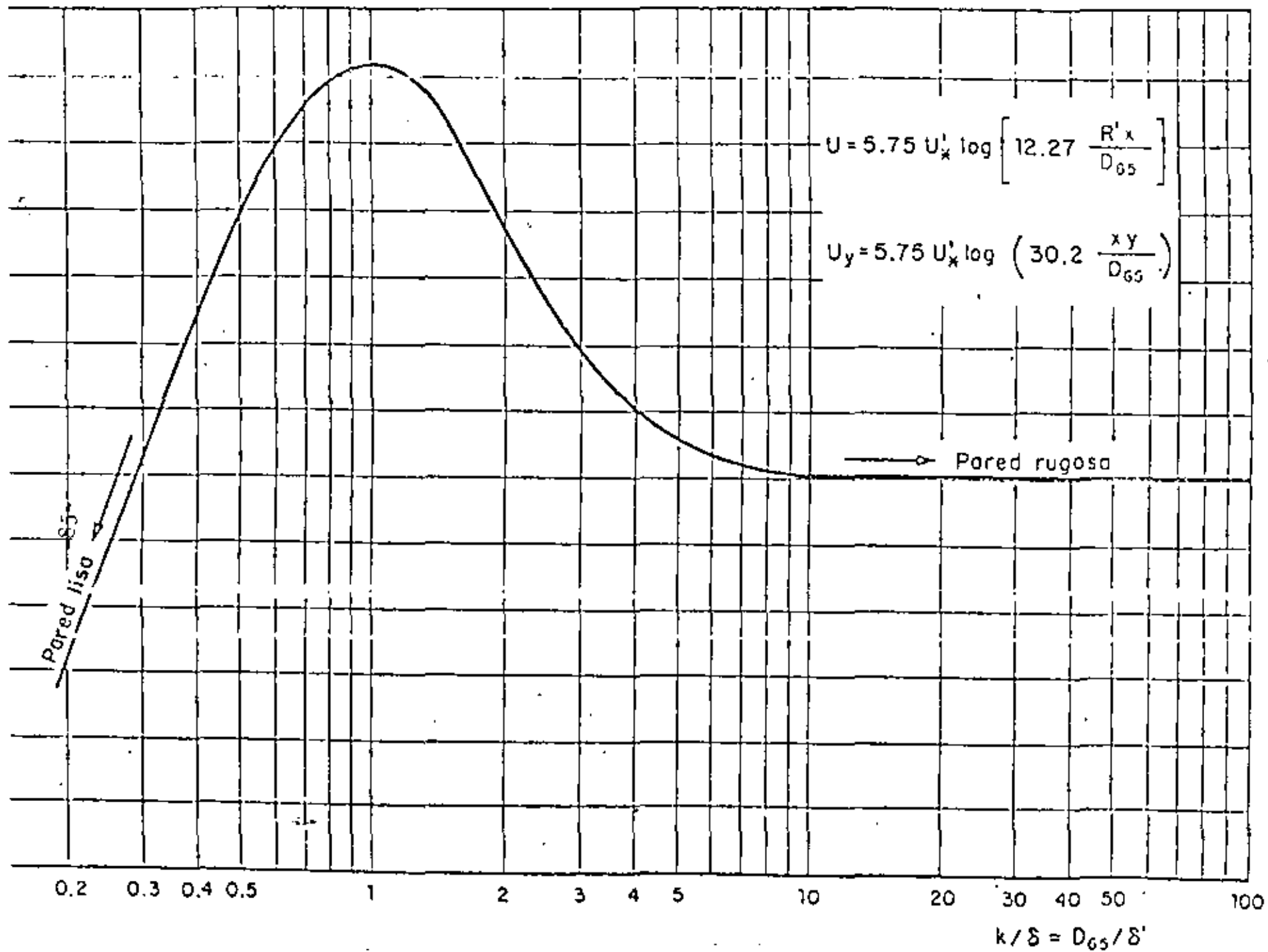


Fig Tercera serie de ensayos. Meyer - Peter y Müller

$$\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{\gamma_{RS}}{D_m} = 0.047 (\gamma_{BT} - \gamma) + 0.117 \frac{(g'_{BT})^{2/3}}{D_m}$$



Corrección en la fórmula de fricción logarítmica, término de k/δ' . Método de Einstein

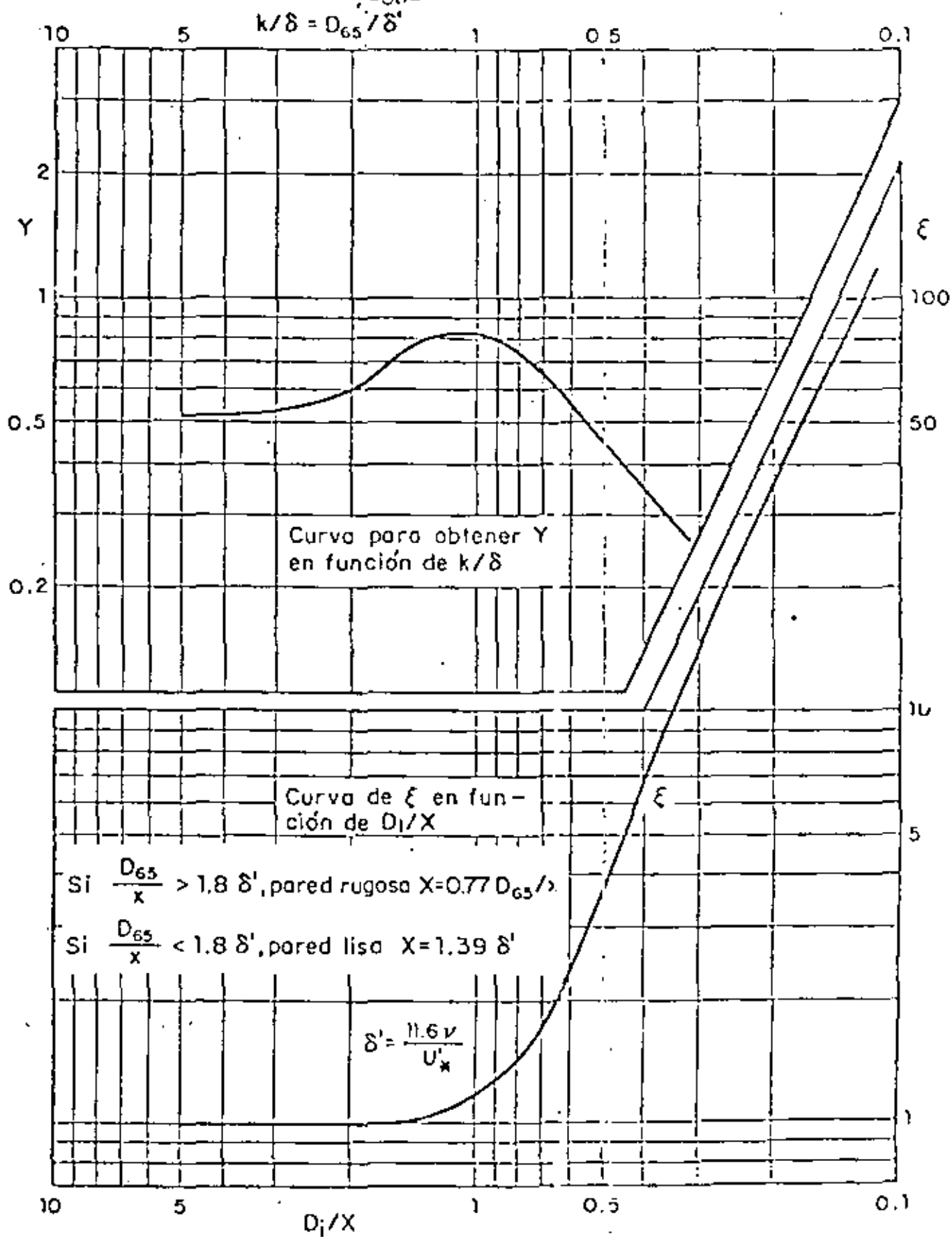


Fig Factores de corrección Y, ξ . Método de Einstein

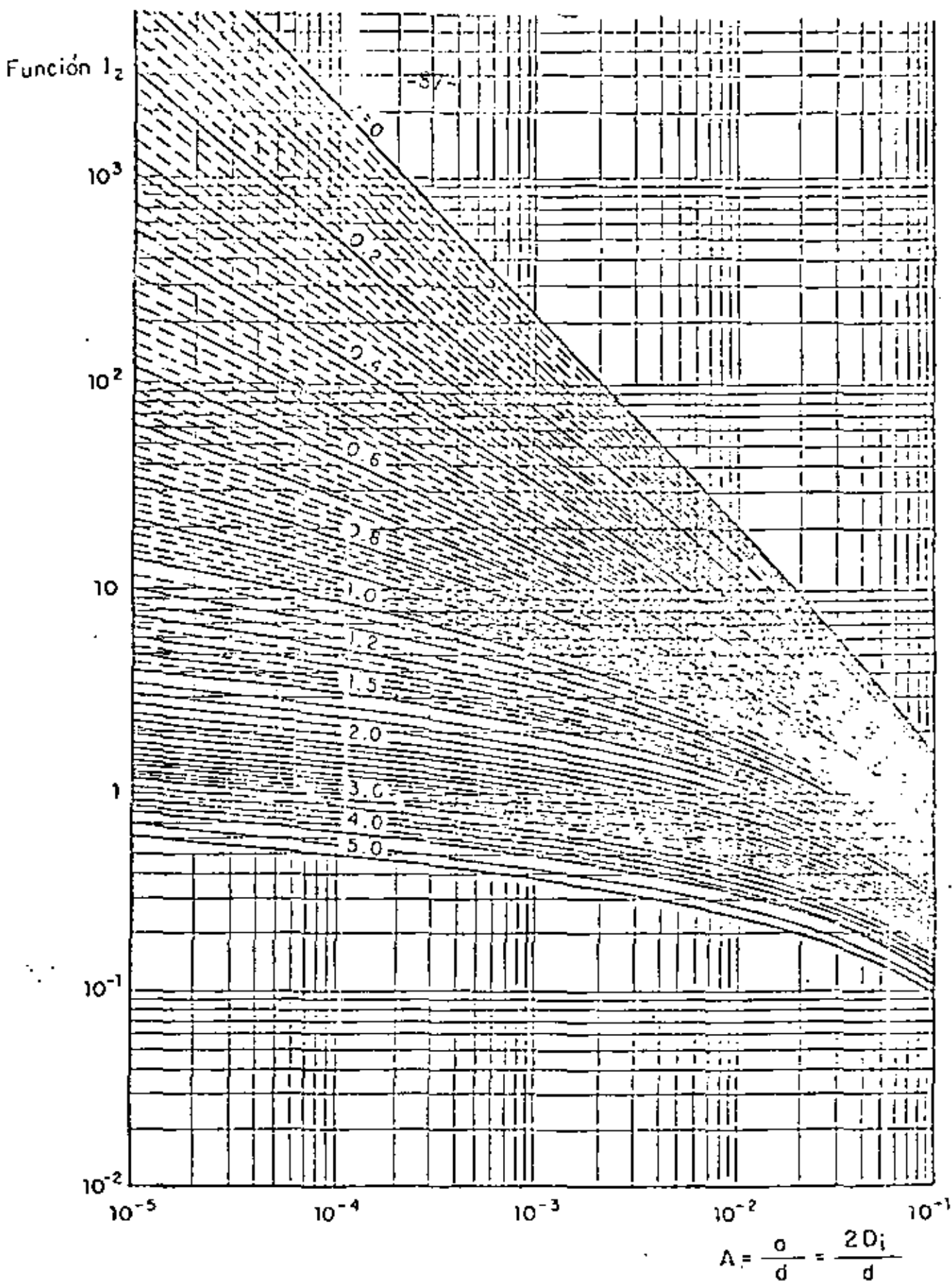


Fig Función I_2 en términos del parámetro A para distintos valores de Z , según Einstein (1950)

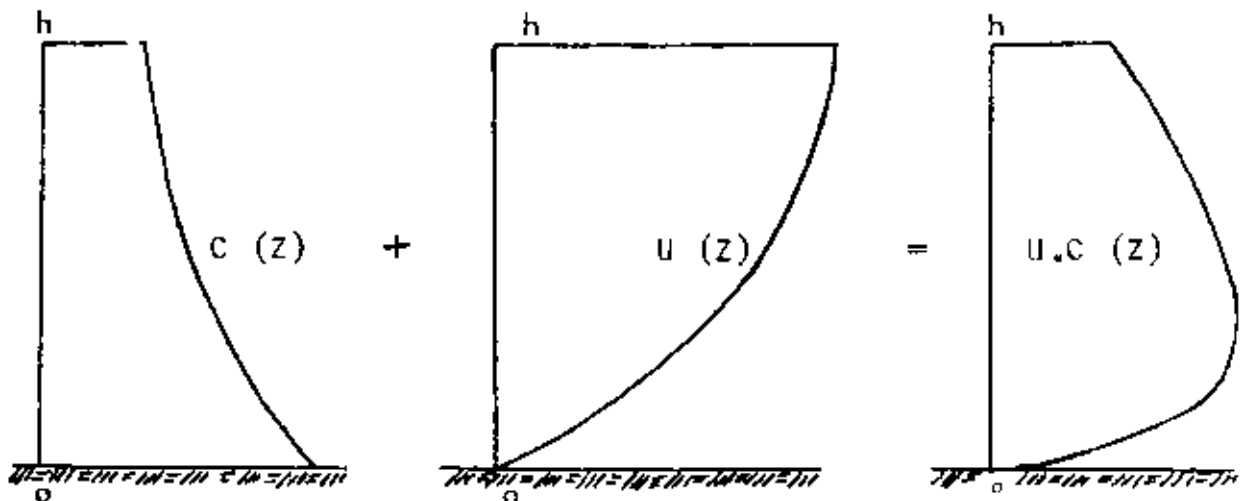
válida para proporciones grandes de transporte, porque ahí varía con la primera potencia de la velocidad \bar{U} solamente.

Las fórmulas determinadas son para carga de fondo. En la mayoría de las condiciones, se presentará una contribución predominante de carga suspendida. La exactitud final de la descarga de material de fondo, dependerá por lo tanto, de la precisión para determinar la carga en suspensión.

CARGA EN SUSPENSION

La carga en suspensión se puede determinar a partir de mediciones del perfil de velocidades $U(z)$ y el perfil de concentraciones y la integración de:

$$S = \int_0^h c(z)U(z)dz$$



En la mayoría de los casos, serán necesarias las estimaciones basadas en expresiones teóricas. La ecuación básica que describe la distribución de la concentración en un flujo uniforme y permanente, es:

$$W.C + \epsilon_s \frac{\partial C}{\partial Y} = 0$$

El primer término $W.C$. (W = velocidad de caída; C = concentración del volumen de sedimentos) representa la tendencia al depósito en el flujo. El segundo término representa la acción difusiva de la turbulencia. ϵ_s es el coeficiente de difusión turbulento. Una aplicación de este término, es la siguiente: los volúmenes de agua que se desplazan hacia arriba, transportan una cantidad mayor de granos que los volúmenes de agua que se desplazan hacia aguas abajo, debido a la existencia de un gradiente de concentración. Aunque no existe un transporte neto de agua, habrá un transporte vertical neto debido a este intercambio de volúmenes de agua, que será proporcional al valor local del gradiente de concentración.

Si se supone que el coeficiente de difusión para el sedimento es igual al coeficiente de intercambio del momento, entonces:

$$\epsilon_s = \epsilon_m = \chi U^* Y (1 - y/h) \quad \bar{\epsilon} = \frac{1}{6} U^* h$$

La ecuación resultante se puede integrar y da:

$$\frac{C(y)}{C(a)} = \left(\frac{h-y}{y} \frac{a}{h-a} \right)^Z \quad \begin{array}{l} \text{variación de la con-} \\ \text{centración con la} \\ \text{profundidad} \end{array}$$

con $z = \frac{W}{\chi U^*}$; a es un plano de referencia donde $C = C(a)$

Para representación gráfica, ver fig. 6.2

A partir de esta figura, se pueden deducir los siguientes criterios aproximados:

$W/\chi U^*$	U^*/W	DESCRIPCION
2	1.2	Algo de suspensión

0.8	3	Concentración en la superficie > 0
0.25	10	Suspensión completamente desarrollada
0.06	40	Concentración casi uniforme

El último criterio demuestra que las partículas $< 50 \mu\text{m}$ ($W < 0.2 \text{ cm/s}$) están distribuidas uniformemente para $u^* > 8 \text{ cm/s}$ o $\bar{U} > 1-1.5 \text{ m/s}$.

Aunque la ecuación es muy simple, se pueden hacer algunas observaciones críticas:

- 1.- El término $W.C.$ debería ser $(1-c).C.W$ para considerar la presencia de las partículas (ver Hunt 1954). Esta corrección no es importante para $C \ll 1$.
- 2.- La velocidad de caída cambia debido a la presencia de otras partículas y por los movimientos turbulentos del agua. Las fluctuaciones simétricas verticales de velocidad dan fuerzas de arrastre asimétricas para partículas que no siguen la ley de stokes. Por lo tanto, aunque el valor medio de la velocidad vertical es cero, habrá una fuerza vertical resultante -- que reducirá la velocidad de depósito.
- 3.- La expresión para ϵ_s da $\epsilon_s = 0$ para $Y = 0$ ó $\partial c / \partial y = \infty$ en $Y = 0$, lo cual no es real.
- 4.- El valor de $C = C(a)$ no está dado. En la literatura, se hacen algunas suposiciones. Einstein (1950) divide la carga de fondo calculada entre una capa con un espesor de $2D$ y por la velocidad en esta capa. El valor de $C(a)$ es uno de los problemas a resolver en transporte de sedimentos.

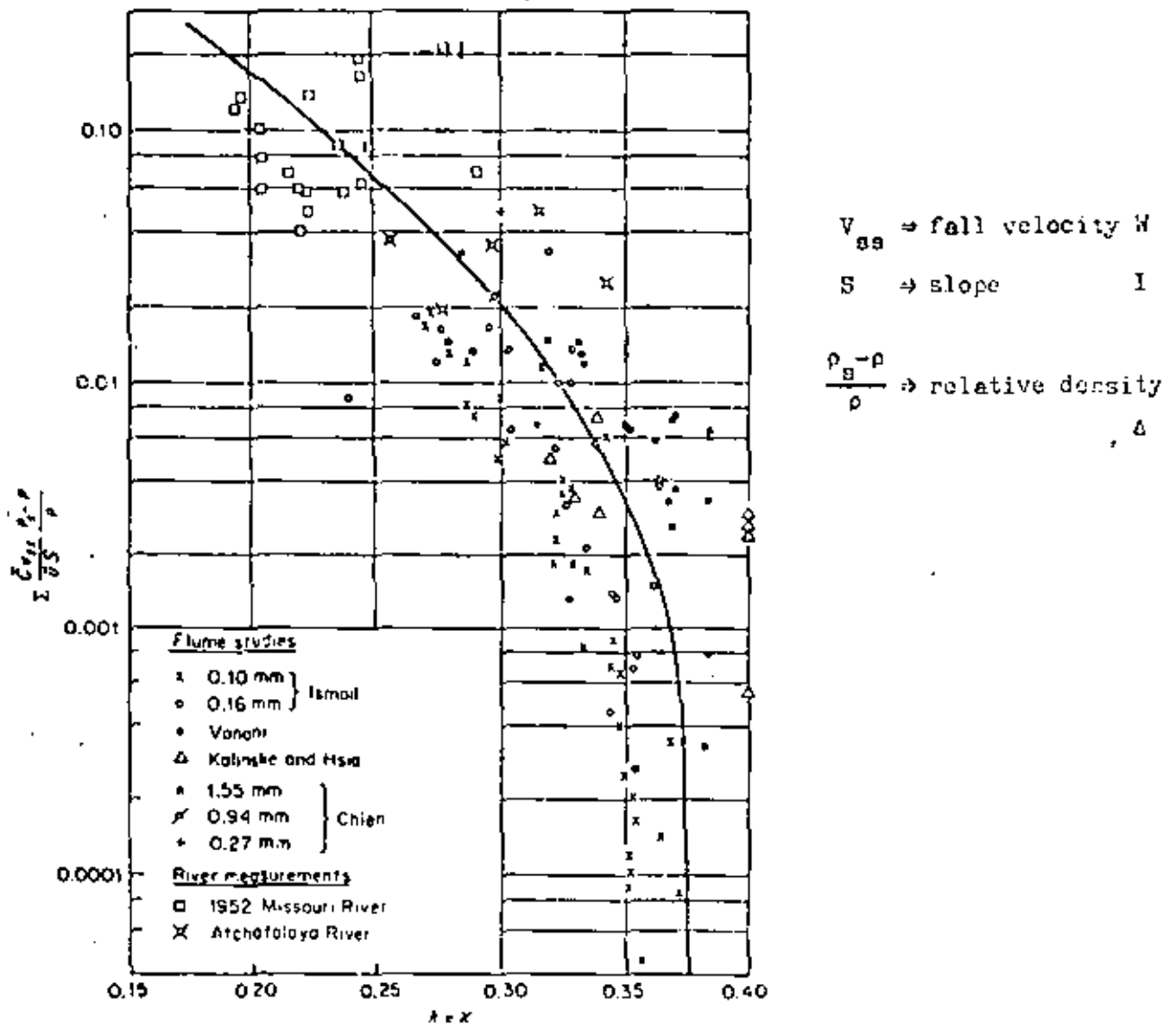


Fig. 6.3 Effect of suspended load on the k value. [After EINSTEIN et al. (1954).]

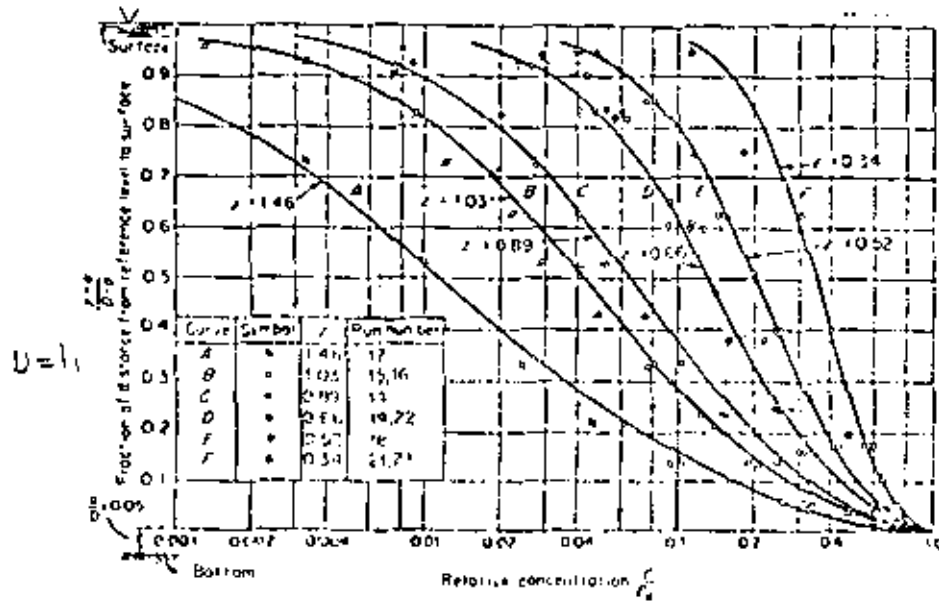


Fig. 6.2 Distribution of suspended sediment; comparison of experimental data with Eq. (6.1). [After VANONI (1944)]

5.- La distribución de velocidad es influenciada por la presencia de las partículas. El peso de las partículas suprime las fluctuaciones de la velocidad vertical y da como resultado una reducción del coeficiente de momento de difusión. Este es similar a un decremento en el valor de χ (Kappa). De hecho, varias expresiones han sido deducidas en las que χ decrece con la energía que mantiene el sedimento en suspensión:

$$C.W.\Delta / U.I \quad (\text{ver fig. 6.3})$$

Los perfiles de velocidad se vuelven menos "desarrollados" debido a este efecto. Se deberá tener cuidado al aplicar esta correlación, porque la determinación de χ a partir de perfiles de velocidad o de concentración, no es muy precisa. Para consultar, ver Einstein y Ning Chien (1954) e Ippen (1971).

6.- La suposición $\epsilon_s = \epsilon_m \chi U^3$ y $(1-y/h)$ también tiene objeciones.

Aunque esta es una suposición razonable, después de todo. Las diferencias entre ϵ_s y ϵ_m generalmente se intercalan en χ , que con frecuencia es un factor de cierre. Si $U(y)$ y $C(y)$ son conocidas, su integración dará la carga en suspensión. Esta integración no puede hacerse en forma analítica. Las gráficas fueron hechas por Einstein (ver Graf. 1971, P. 192-193)

CARGA TOTAL

La carga total de sedimento de un cauce se puede determinar sumando la carga de fondo y la que se encuentra en suspensión. -- Einstein (1950) efectúa este procedimiento, el cual fué modificado por Colby (1955, 1961). También Toffaletti (1969) da un procedimiento que es especialmente adaptado para programas de compu

tadora.

Además de estos procedimientos de "suma" en la literatura se proponen algunas relaciones empíricas directas:

1.- Shinohara y Tsubaki (1959) propusieron una relación empírica.

$$\phi = 25 \psi_e^{1.3} (\psi_e - 0.038) \text{ (ver fig. 6.1),}$$

El factor de rizo correspondiente, es $\mu = (c/c')^2$

2.- GARDE Y ALBERTSON (1961) dieron una relación gráfica de $b/\sqrt{\psi}$ con \bar{u}/U^* como una tercera variable. La relación resultante $\phi - \psi$ es casi idéntica a la de Shinohara (fig. 6.1).

3.- COLBY (1964) ha dado una relación gráfica entre la carga total, velocidad media \bar{u} , tirantes y diámetros de grano con -- factores de correlación para temperatura y contenido de aluvión (ver figs. 6.4 y 6.5).

4.- ENGELUND Y HANSEN (1967) dieron una relación empírica de la forma:

$$f.\phi = 0.1 \psi_{\text{total}}^{2.5} \quad \text{con } f = \frac{\bar{u}}{\frac{1}{2} \rho u^2} = \frac{2g}{c^2} \quad C = \text{concentración total.}$$

La fórmula está basada en mediciones con $D_{50} < 1 \text{ mm}$. Y dió buenos resultados en comparación con mediciones de transporte de sedimentos en ríos. Para todos los valores de ψ , la proporción de sedimento aumenta con la quinta potencia de la velocidad.

Deberá notarse que debido a la fuerte variación del transporte de sedimentos con la velocidad, las predicciones de la carga to-

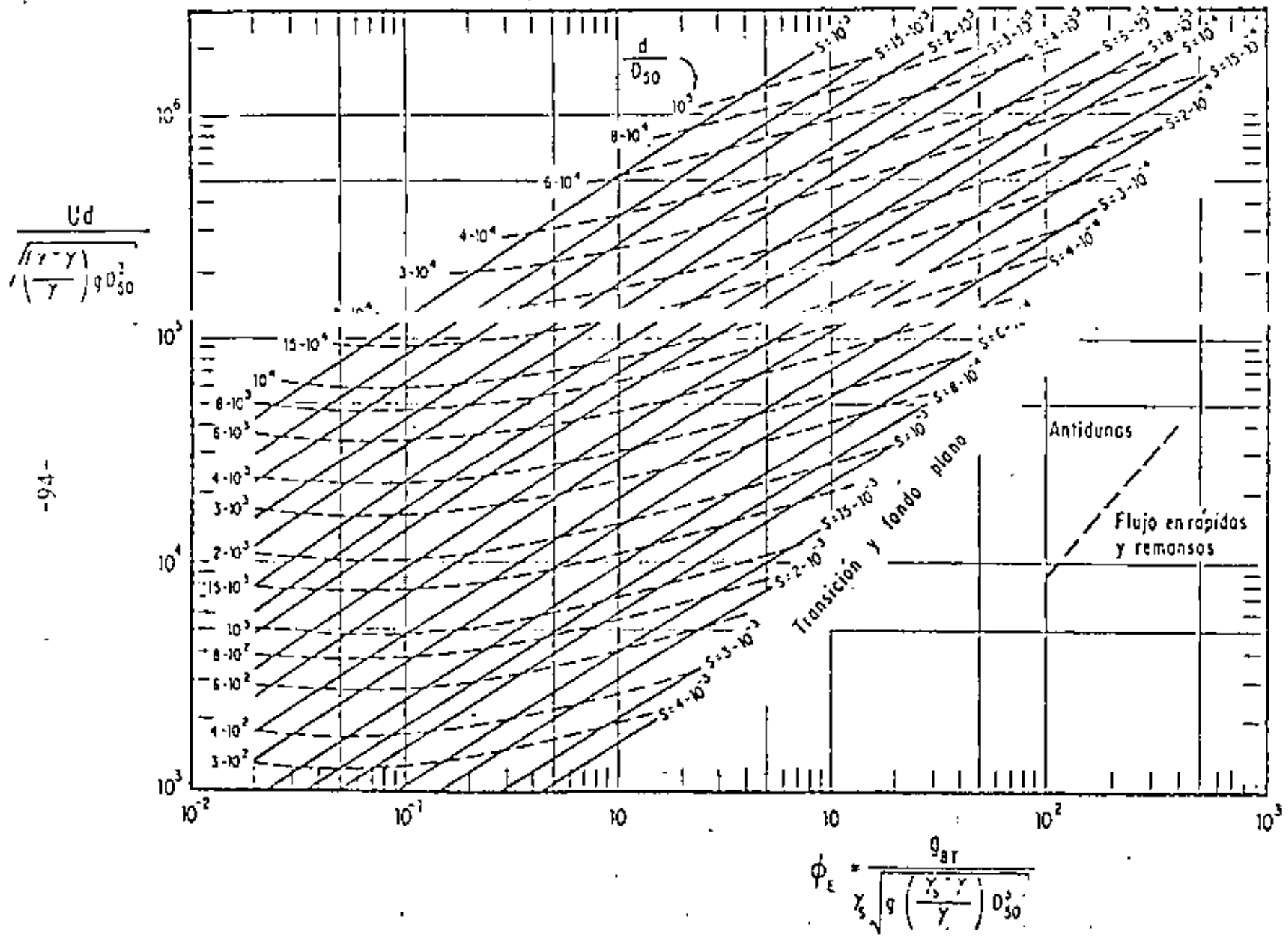


Fig Diagrama de Engelund y Hansen para determinar la velocidad y el arrastre de fondo (1967)

tal de sedimento no será muy precisa. Diferencias con un factor de 10 entre varias fórmulas o entre cálculos y mediciones no resultan extrañas (ver figs. 6.6 y 6.7).

5.- ACKERS Y WHITE (1973) definen los parámetros:

$$F_{gr} = \frac{u_*^n (u'_{*c})^{1-n}}{(\Delta g D)^{1/2}} \quad u'_{*c} = \frac{\bar{u}}{5.64 \log (10 h/D)}$$

$$D_{gr} = D \left(\frac{\Delta g}{\gamma^2} \right)^{-1/3} \quad \text{Diámetro adimensional de los granos}$$

$$G_{gr} = \frac{s}{\bar{u} D} \cdot \left(\frac{u_*}{\bar{u}} \right)^n \quad \text{Parámetro de transporte}$$

La relación entre el parámetro de transporte G_{gr} y el número de movimiento del grano F_{gr} , es:

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$$

En donde C, A, m y n son funciones del diámetro adimensional de los granos D_{gr} (Ver fig. 6.8)

Para materiales gruesos ($D_{gr} > 60$), $n = 0$ y $u_* = u'_{*c}$, de manera que los parámetros F_{gr} se reducen a una forma más simple.

COMPARACION DE FORMULAS

White, Milli y Crabbe (1975) realizaron una comparación de S de las fórmulas más usadas para transporte de sedimentos (Meyer-Peter Müller, Einstein, Engelund, Hansen y Ackers - White) con 840 datos de canales experimentales y 260 experimentos de campo en cauces naturales. Si se toma el porcentaje de todos los datos con una relación R de transporte calculado al observado en el --

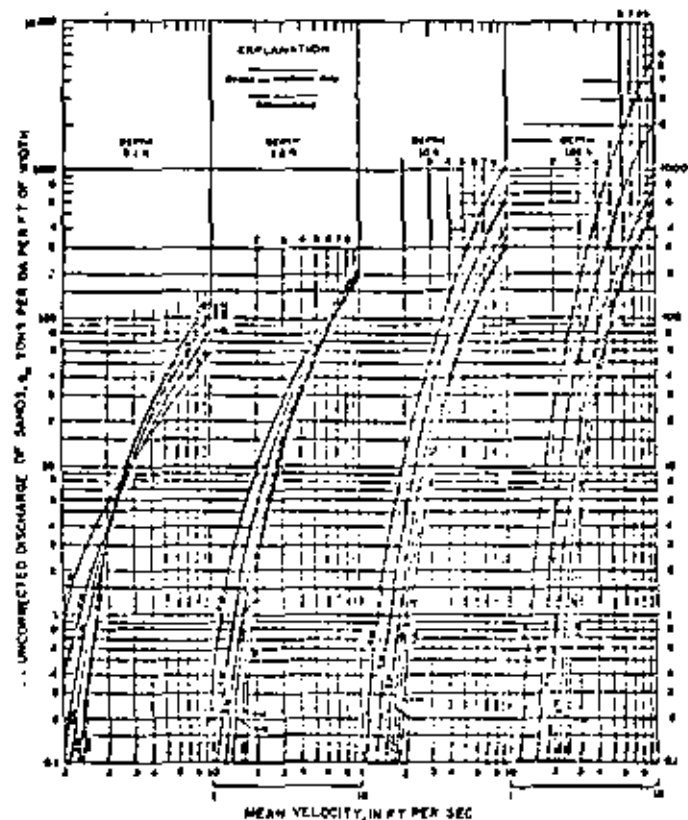


FIG. 6.4 — COLBY'S (2-K, 14) RELATIONSHIP FOR DISCHARGE OF SANDS IN TERMS OF MEAN VELOCITY FOR 6 MEDIAN SIZES OF BED SANDS, 4 DEPTHS OF FLOW, AND WATER TEMPERATURE OF 60° F

FIG. 6.5 — TAYLOR'S (2-K, 14) CORRECTION FACTORS FOR EFFECT OF WATER TEMPERATURE, CONCENTRATION OF FINE SEDIMENT AND RESIDUAL RATE TO BE APPLIED TO UNCORRECTED DISCHARGE OF SAND GIVEN BY FIG. 6.4

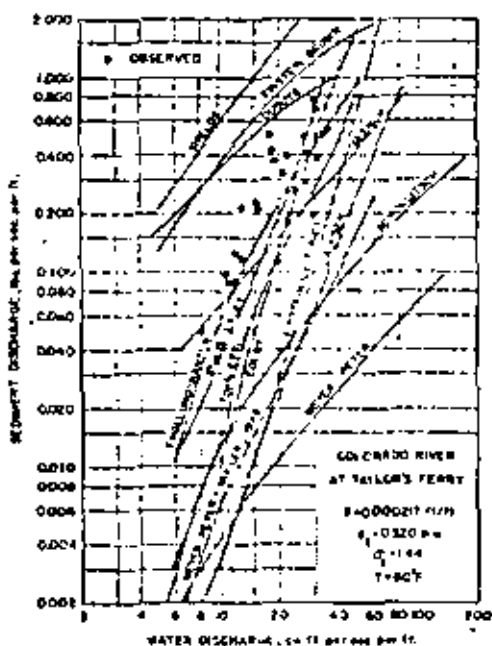
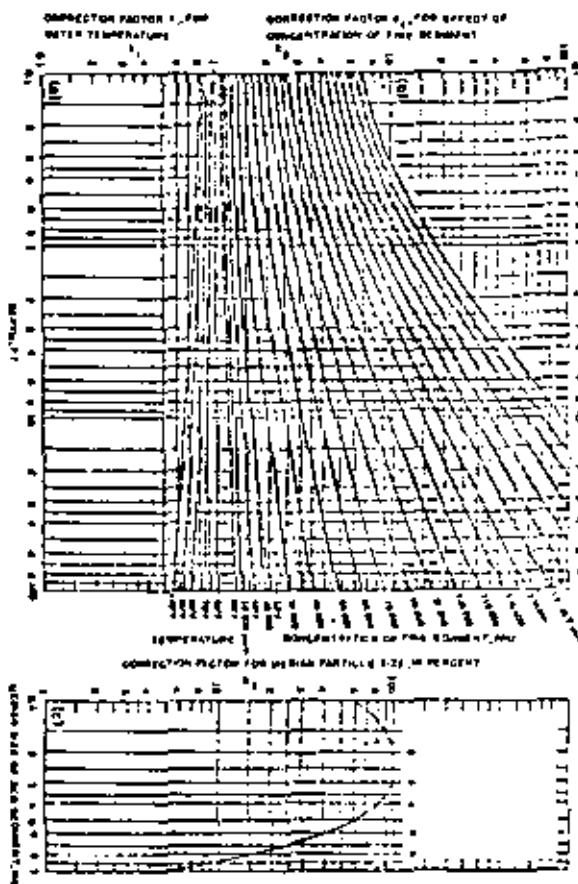


FIG. 6.6 — SEDIMENT DISCHARGE AS FUNCTION OF WATER DISCHARGE FOR COLORADO RIVER AT TAYLOR'S FERRY OBTAINED FROM OBSERVATIONS AND CALCULATIONS BY SEVERAL FORMULAE

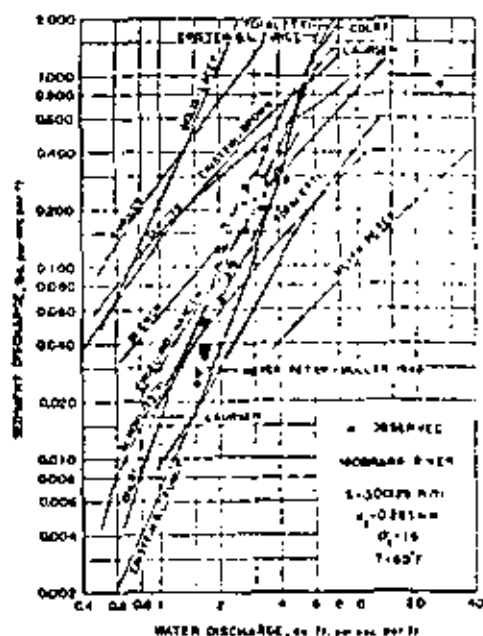
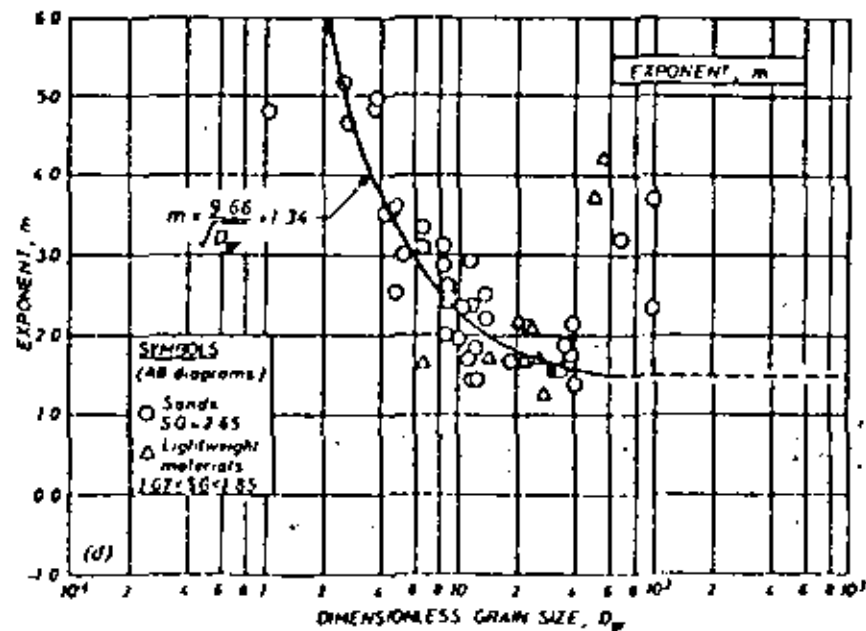
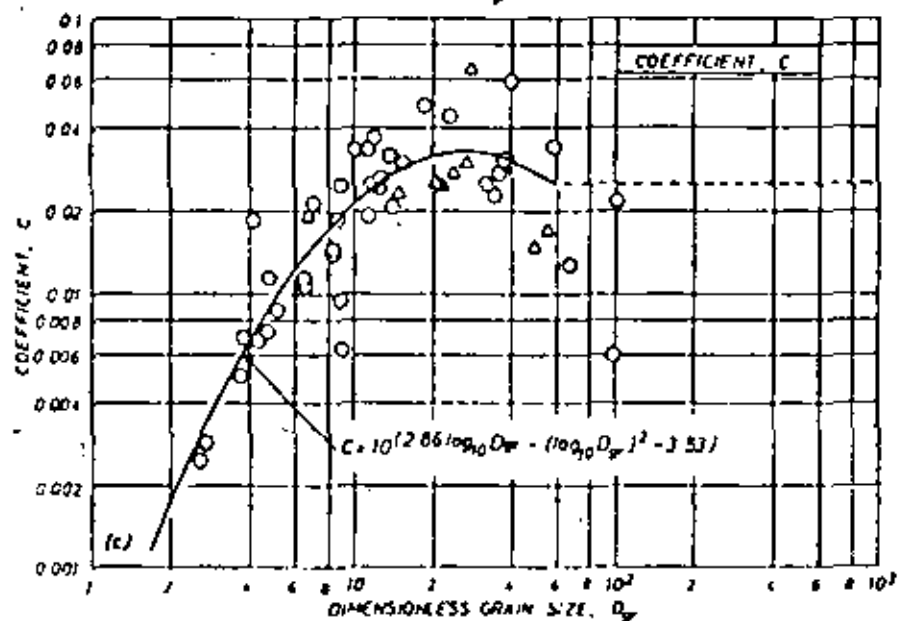
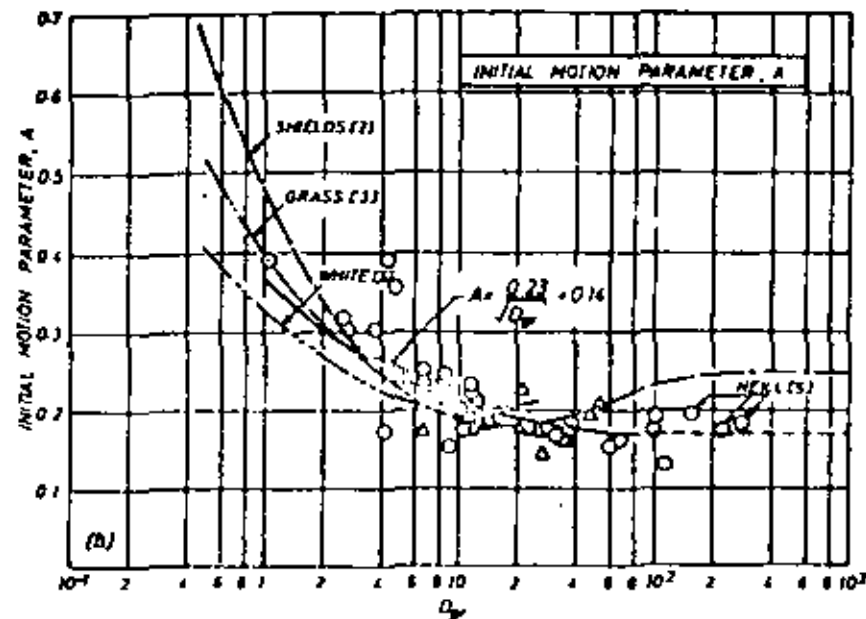
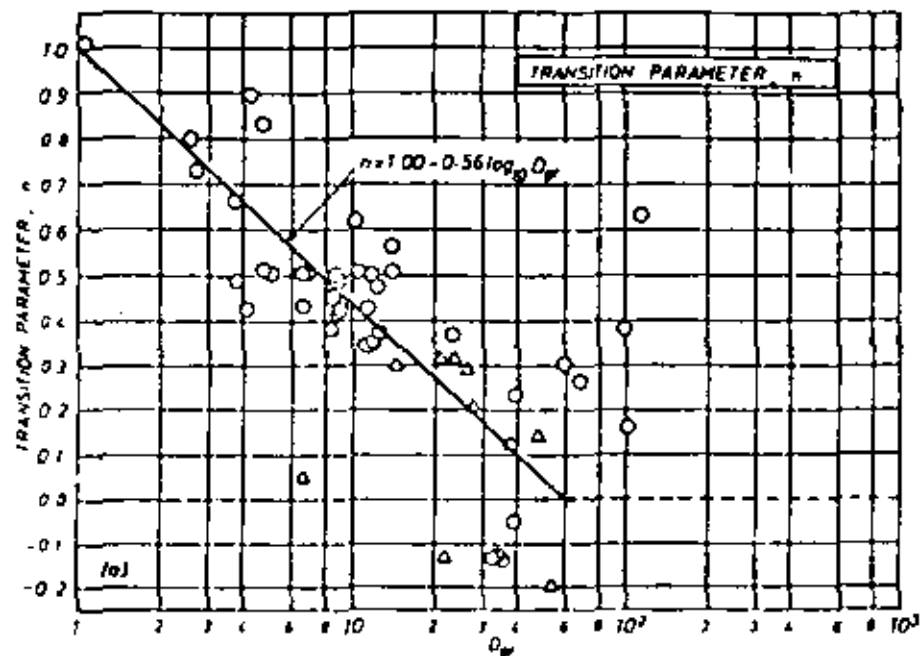


FIG. 6.7 — SEDIMENT DISCHARGE AS FUNCTION OF WATER DISCHARGE FOR NIAGARA RIVER NEAR COBLESKILL OBTAINED FROM OBSERVATIONS AND CALCULATIONS BY SEVERAL FORMULAE



Coefficients in General Sediment Transport Function

rango $\frac{1}{2} < R < 2$, se obtienen los siguientes resultados:

Ackers y White	68%
Engelund y Hansen	63%
Einstein	46%

No es sorprendente que Ackers y White den resultados relativamente buenos, en vista del gran número de parámetros de ajuste (C, A, m y n son todos funciones del diámetro del grano). Sin embargo, es sorprendente que la fórmula más simple, la de Engelund dé resultados con una aproximación bastante aceptable.

La aplicación de las fórmulas requiere de experiencia. También es necesario que para cada situación se haga una comparación con mediciones en el campo y un ajuste de las fórmulas, para la obtención de resultados confiables.

VI.- CANALES Y CORRIENTES NATURALES

Para el diseño de canales estables básicamente pueden encontrarse dos tipos.

1.- Canales que no transportan sedimento y que denominaremos Canales Estáticamente Estables para los cuales puede aplicarse el Método del U. S. Bureau of Reclamation, desarrollado por Lane.

2.- Canales que transportan sedimento y que denominaremos Canales Dinámicamente Estables, para los cuales se aplica la "Teoría de Régimen" basada principalmente en los diseños de canales de irrigación de Pakistán y la India, de acuerdo a las experiencias de Kennedy, Lindley, Lacey Inglis, Blench, Simons y Albertson.

Un canal estable es, por definición, aquél que no presenta erosión en las márgenes ni cambios en el alineamiento.

La estabilidad de un canal depende de las propiedades del material excavado (partícula, diámetro, cohesión), del escurrimiento (gasto, contenido de aluvión, material transportado) y las variables de diseño como son: perfiles, forma, pendiente.

Teoría de la Fuerza Tractiva.

Este método se aplica a los canales estáticamente estables en los cuales el flujo transporta muy poco o nulo sedimento. El diseño se basa entonces en una velocidad o esfuerzo cortante crítico del material del fondo que no produzca el transporte de sedimentos.

La ecuación de base no será $G_s=0$ sino $\tau = \tau_c$.

Para material uniforme no cohesivo se puede utilizar la gráfica de Shields (fig. III-5) para calcular τ_c . En la práctica, los materiales tendrán una graduación amplia y algo de cohesión debido al contenido de aluvión. Para este tipo de materiales se recomiendan las curvas de diseño de Lane (fig. III-14).

Sin embargo, debe hacerse notar que los valores grandes de τ_c comparados con los de Shields, se deben al hecho de que los valores de τ_c están basados en la rugosidad de canales naturales, incluyendo irregularidades y formas del fondo, mientras que la gráfica de Shields está basada en un fondo plano. Cuando hay algo de carga de fondo, el problema es más complicado y deberán efectuarse cálculos para checar la capacidad de transporte de los canales.

La estabilidad de las márgenes dependerá de las características del material del fondo y de los taludes del canal.

Para un canal excavado en materiales no cohesivos con un ángulo de inclinación ϕ , la partícula está sometida a la fuerza hidrodinámica proporcional a $\tau = \gamma h d$ y a su peso P .

Sobre un fondo plano, si el ángulo de reposo del material es θ , la fuerza hidrodinámica del inicio del movimiento es proporcional a $P \text{Tg } \theta$. Sobre la pendiente del talud existirá el movimiento de las partículas cuando la resultante del peso y de la fuerza hidrodinámica tendrá el valor $P \cos \phi \text{Tg } \theta$. Si τ_c es la fuerza de inicio de movimientos de las partículas sobre el talud, se tendrá entonces:

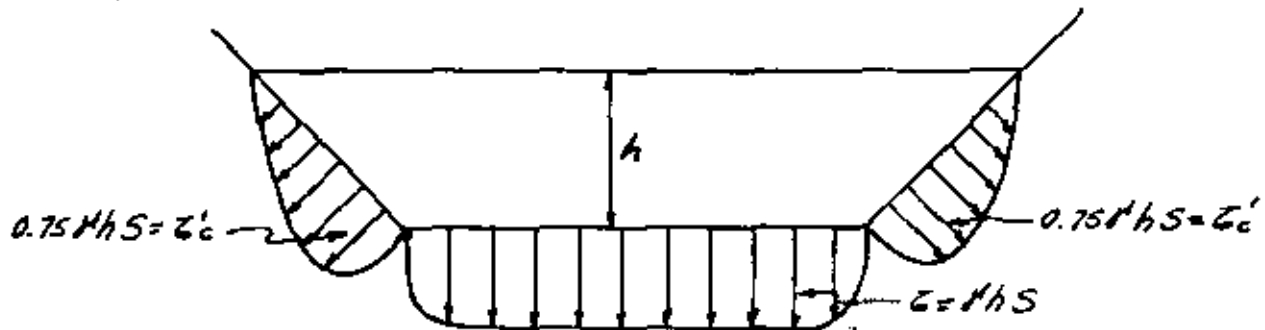
$$\sigma^2 \cos^2 \phi = \sigma_c'^2 + \sigma_a^2 \frac{\sin^2 \phi}{\tan^2 \theta} \quad \frac{\sigma_c'}{\sigma} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}} =$$

$$\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

De aquí resulta que $\sigma_c' \leq \sigma$

En la fig. IV-1 se muestra de acuerdo con Lane los valores de $K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$ para materiales no cohesivos y la variación del esfuerzo cortante en el fondo y taludes para diferentes secciones de canales (fig. VI-2).

Se observa que el esfuerzo cortante τ_a actuando sobre los taludes puede considerarse para los tipos de canales usuales como $\tau_c^l = 0.75 \tau_a$ ya que la distribución de τ_a sobre los taludes y fondo es de acuerdo a la figura siguiente:



Para diferentes ángulos de reposo y diámetro de las partículas puede emplearse la fig. (IV-4).

Puede también calcularse un perfil estable teórico para el cual se presentan las mismas condiciones críticas en todos los puntos del perfil, o sea que el valor local del esfuerzo cortante τ (Y) es proporcional al tirante local h (Y) y actuando en una longitud $ds = dx^2 + dy^2$.

VI-1

Table VI-1 Summary of regime relations for hydraulic geometry of rivers

Reporter	B	D	\bar{u}	Location	Remarks
LEOPOLD et al. (1953)	$Q^{0.75}$	$Q^{0.40}$	$Q^{0.21}$	20 river cross sections representing a large variety of rivers in the Great Plains and the Southwest of the U.S. (semiarid conditions)	Variations of hydraulic characteristics in a particular cross section
LEOPOLD et al. (1964)	$Q^{0.84}$	$Q^{0.31}$	$Q^{0.22}$	Brandywine Creek, Pennsylvania (humid eastern U.S.)	Variation of hydraulic characteristics in a particular cross section
LEOPOLD et al. (1964)	$Q^{0.77}$	$Q^{0.35}$	$Q^{0.23}$	Average of 158 gaging stations in the U.S.	Variation of hydraulic characteristics in a particular cross section
LEOPOLD et al. (1953)	$Q^{0.7}$	$Q^{0.3}$	$Q^{0.1}$	20 river cross sections representing a large variety of rivers in the Great Plains and the Southwest of the U.S. (semiarid conditions)	Variation of hydraulic characteristics in a downstream direction; for mean annual discharge
LEOPOLD et al. (1964)	$Q^{0.77}$	$Q^{0.31}$	$Q^{0.18}$	10 gaging stations on the Rhine River	Average at a station relation
LEOPOLD et al. (1956)	$Q^{0.7}$	$Q^{0.3}$	$Q^{0.27}$	Ephemeral streams in semiarid region of New Mexico, U.S.	Variation of hydraulic characteristics in a downstream direction; for mean annual discharge
NASH (1959)	$Q^{0.74}$	$Q^{0.27}$	$Q^{0.14}$	British and U.S. data from NIXON (1959)	For bankfull discharge
Rybkin (1947)	$Q^{0.71}$	$Q^{0.27}$	$Q^{0.11}$	Rivers in the Upper Volga and Oka Basin	Mean long-term discharge
LANGBEIN (1964)	$Q^{0.68}$	$Q^{0.27}$	$Q^{0.10}$		Theoretically
BLECH (1957)	$Q^{0.74}$	$Q^{0.28}$	$Q^{0.17}$		Regime equations for canals

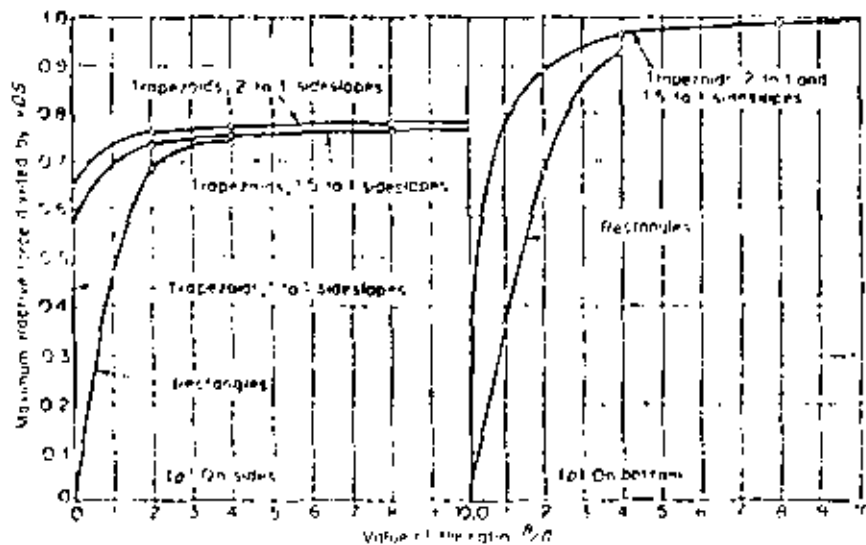
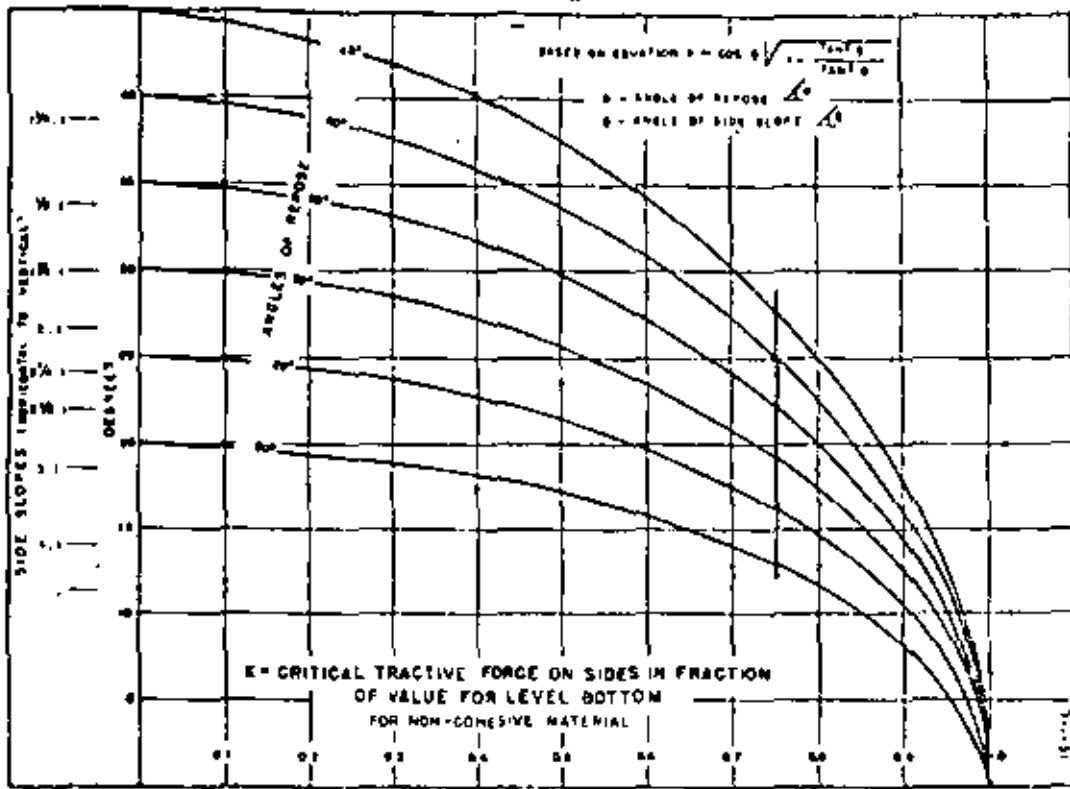


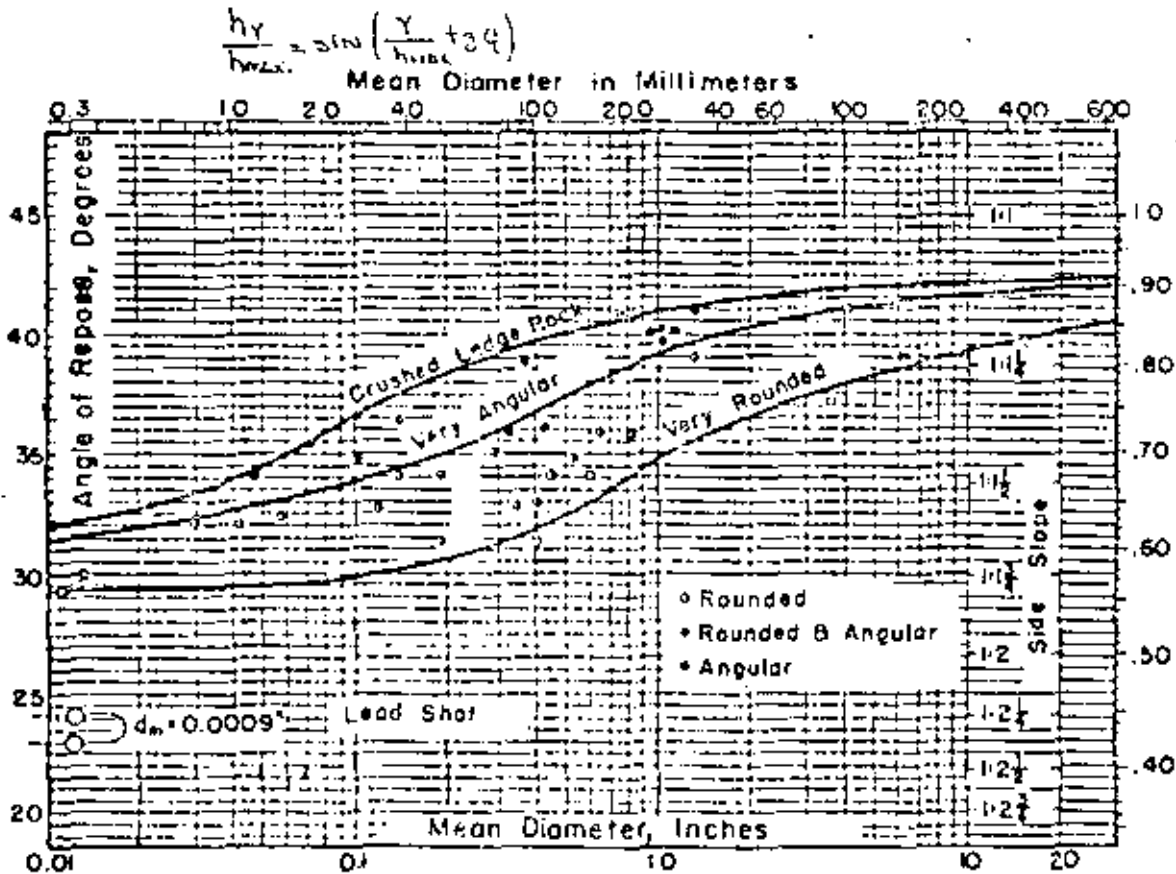
Fig. VI-2 Maximum shear stress in a channel. [U.S. Army (1953)]

VI-2



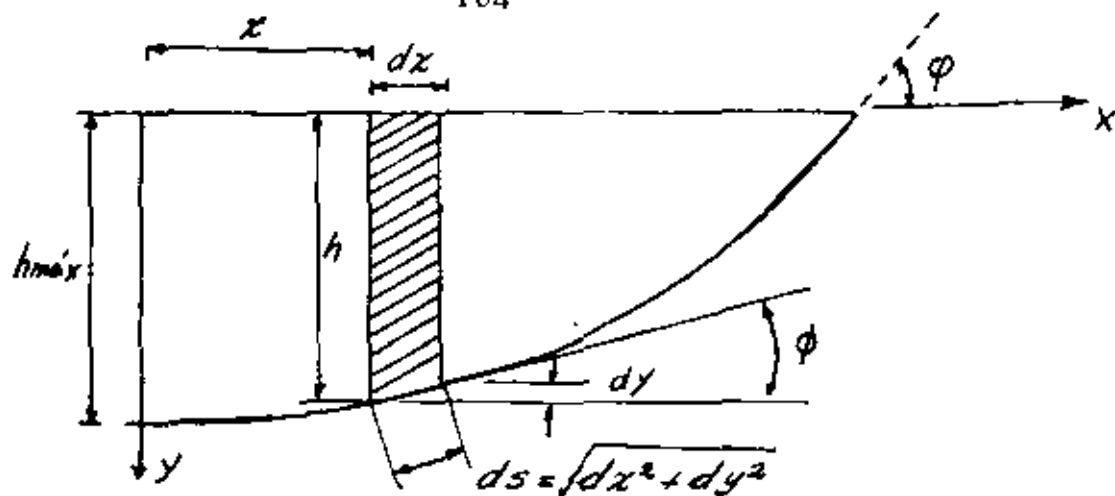
- K = Critical tractive force on sides in fraction of value for level bottom for non-cohesive material.
 Acc. to Lane (1955)

VI.3
 FIG. 3



ANGLE OF REPOSE OF NON-COHESIVE MATERIAL
 Acc. to Simons and Albertson (1960)

VI.4
 FIG. 4



Al tirante h máx. le corresponderá el valor τ máx. y se localiza en el eje del canal.

El esfuerzo cortante actuando sobre el perfil será:

$$\tau = \gamma h S \cos \phi = \frac{\gamma h S dx}{\sqrt{dx^2 + dy^2}}$$

Relacionando este esfuerzo con el esfuerzo máximo anterior, resulta:

$$\gamma h S \cos \phi = \gamma h_{\text{máx.}} S \left(\cos \phi \sqrt{1 - \frac{\text{Tg}^2 \phi}{\text{Tg}^2 \theta}} \right)$$

Realizando el desarrollo de esta expresión resulta la siguiente ecuación del perfil estable que se presenta una función consenoidal.

$$\frac{h}{h_0} = \cos \left(x \text{Tg} \theta / h_0 \right)$$

siendo θ = ángulo de reposo del material bajo el agua.

Para un valor de $\theta = 35^\circ$ se obtienen fácilmente las siguientes dimensiones de la sección.

$$B = 4.49 h_{\text{máx.}}$$

$$A = 2.86 h^2_{\text{máx.}}$$

$$P = 4.99 h_{\text{máx.}}$$

$$Rh = 0.572 h_{\text{máx.}}$$

Dado que en la práctica es difícil construir un perfil cosenooidal, el perfil en la práctica sería uno de tipo trapezoidal.

Haciendo intervenir la pendiente del canal resulta al ligarla con el gasto Q y la ley de transporte de sedimentos como por ejemplo la de Shields, una relación

$$Sc \approx D^{1.15} Q^{-0.46}$$

Toda la pendiente inferior a este valor Sc indicará que se trata de un canal estable.

Lane (1953) propone algunos factores de reducción considerando la sinuosidad de los canales.

Importancia de la sinuosidad	Limite relativo de la fuerza tractiva (τ_c/τ)	Limite relativo correspondiente a la velocidad (U_c/U)
Canales rectilíneos	1	1
Canales ligeramente sinuosos	0.9	0.95
Canales moderadamente sinuosos	0.75	0.87
Canales muy sinuosos	0.66	0.78

TEORIA DE REGIMEN

La necesidad de construir canales de irrigación excavados en ma

teriales aluviales, ha obligado a los Ingenieros Hidráulicos a una observación sistemática de su comportamiento para lograr encontrar algunas expresiones que normen la construcción de nuevos canales en base al funcionamiento de los ya construidos. Fue en la India y Pakistán en donde se llegaron a establecer después de numerosos fracasos, expresiones empíricas que han permitido el diseño de canales para gastos cada vez más importantes. A este conjunto de expresiones empíricas entre profundidad, ancho, velocidad, gasto, transporte de sedimentos y características del material, se le conoce como la "Teoría de Régimen" la cual conviene aclarar no tiene un soporte físico que justifique totalmente tal denominación de "Teoría". Generalmente estas expresiones relacionan por medio de 3 ecuaciones los 3 grados de libertad pendiente, tirante y ancho del canal bajo la forma $S = f_1(Q)$, $h = f_2(Q)$, $B = f_3(Q)$.

Así Kennedy en 1895 estableció la expresión que relaciona la velocidad media de un canal y el tirante h .

$$U = 0.84 h^{0.84}$$

aplicable solamente para algunos canales.

Lacey (1939) fue de los primeros en dar un fuerte impulso a la Teoría de régimen después de haber definido la relación entre un factor denominado Coeficiente de Sedimento f (silt factor), llegó a obtener las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} P &= 2.668 Q^{\frac{1}{2}} && \text{Perímetro mojado} \\ Rh &= 0.4725 Q^{\frac{1}{3}} f^{-\frac{1}{3}} && \text{Radio hidráulico} \\ A &= 1.26 Q^{\frac{5}{6}} f^{-\frac{1}{3}} && \text{Área hidráulica} \\ V &= 0.794 Q^{\frac{1}{6}} f^{-\frac{1}{3}} = 1.17 f^{\frac{1}{2}} Rh^{\frac{1}{2}} && \text{Velocidad} \end{aligned}$$

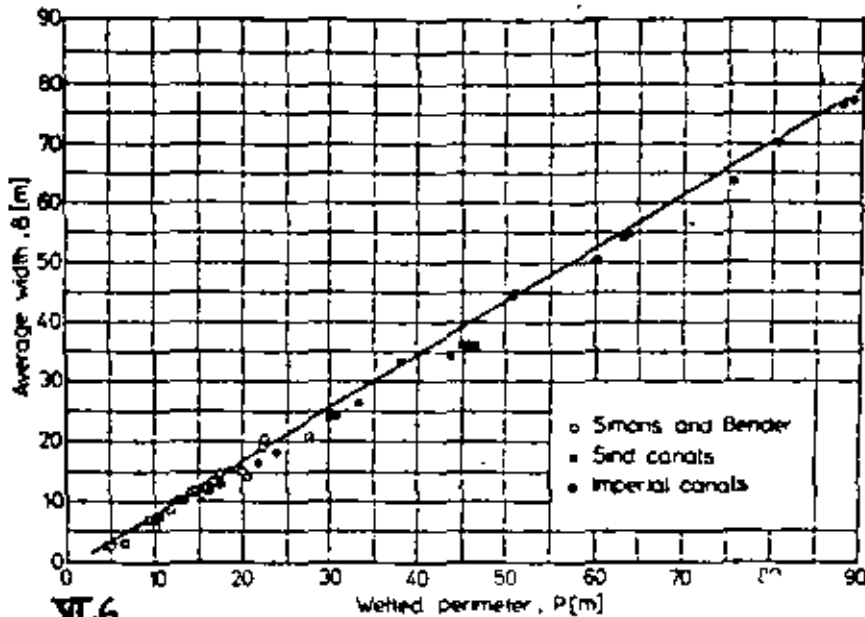


Fig. 5.6. Average bed width B vs. wetted perimeter P . After Simons and Albertson

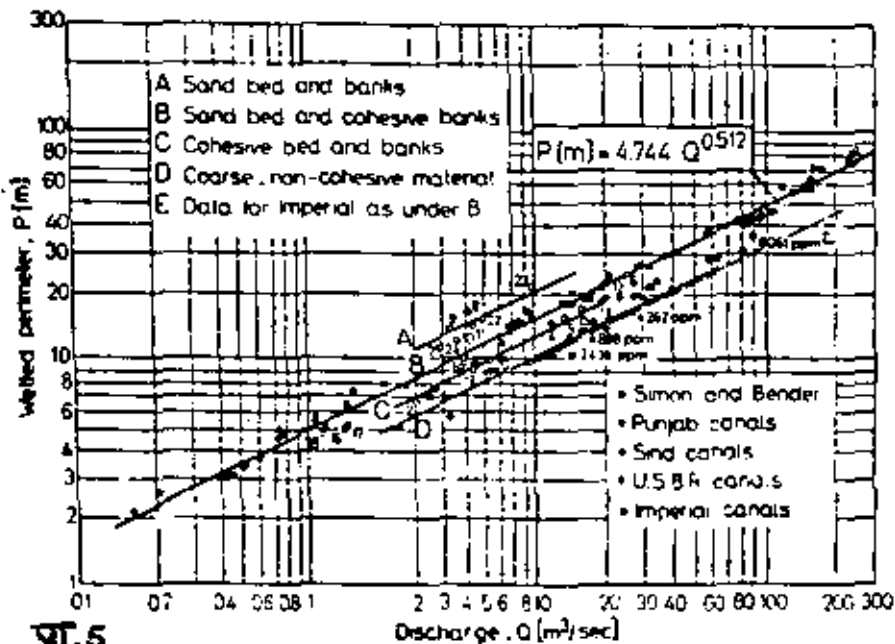


Fig. 5.5. Wetted perimeter P vs. discharge Q for different canals. After Simons and Albertson

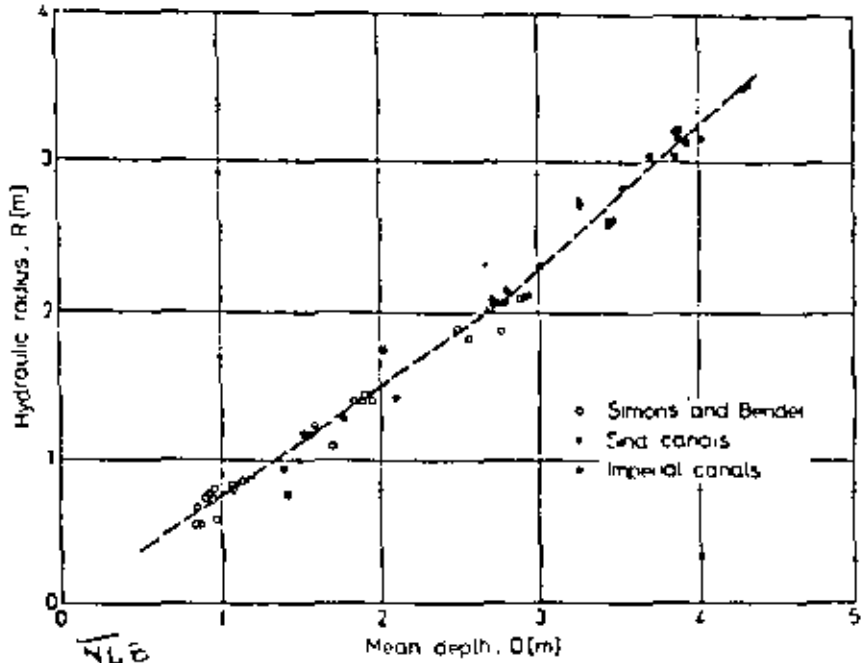
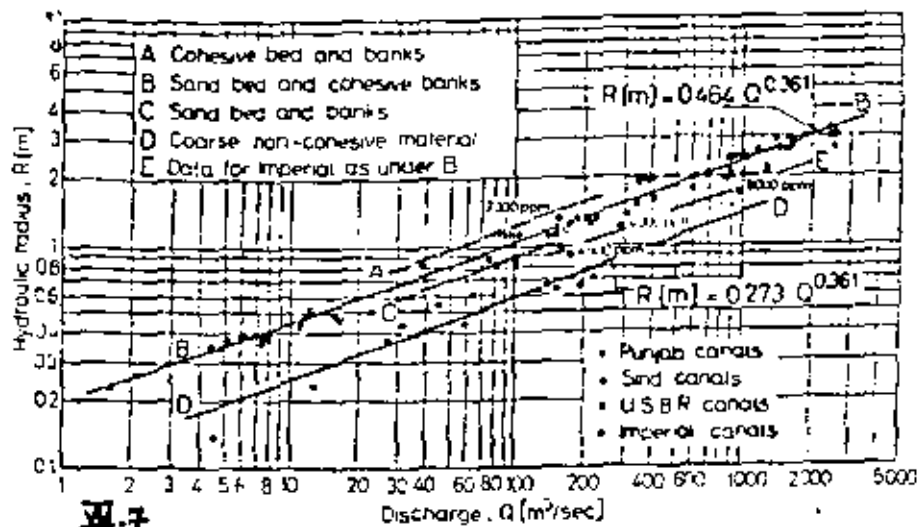
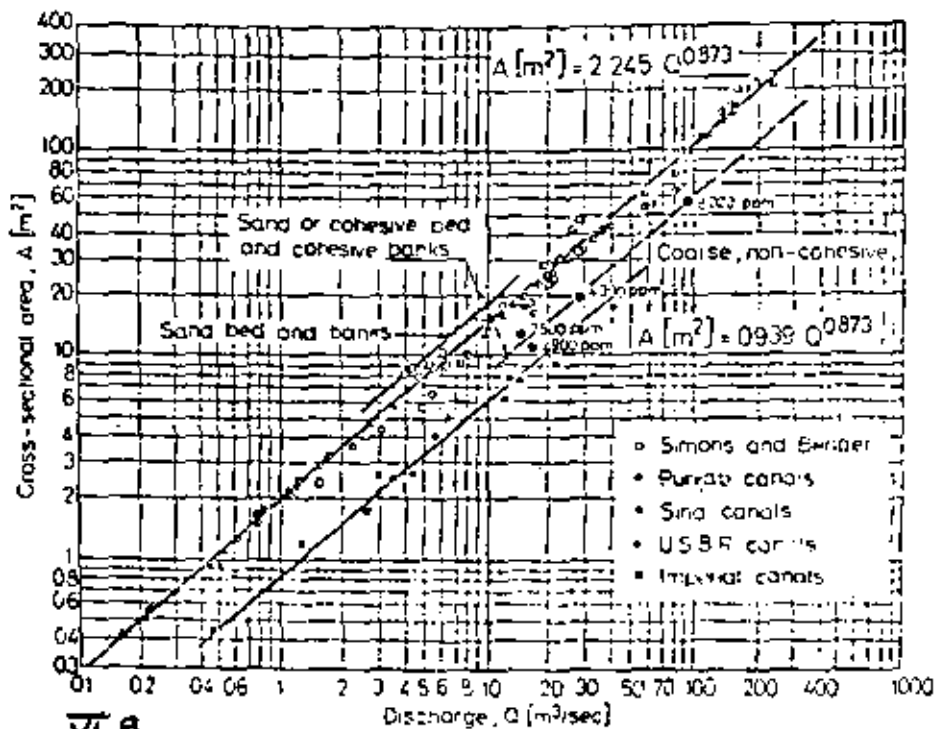


Fig. 2.2. Hydraulic radius R vs. water depth D . After Simons and Albertson



VI.7
 Fig. VI.7 Hydraulic radius R vs. discharge Q for different canals. After Simons and Alberison



VI.9
 Fig. VI.9 Cross-sectional area A vs. discharge Q for different canals. After Simons and Alberison

WITH $\bar{U} = 2.15$, $R^2 I = 5.10^{-5}$

CONTINUING FROM LATER PAGE

$R^2 I = 0.002$ $I = \frac{0.002}{(2.15)^2} = 4.10^{-5}$

$I = \frac{1.414}{R^2}$

$R^2 = \frac{1.414}{I} = \frac{1.414}{4.10^{-5}} = 3.45 \times 10^4$

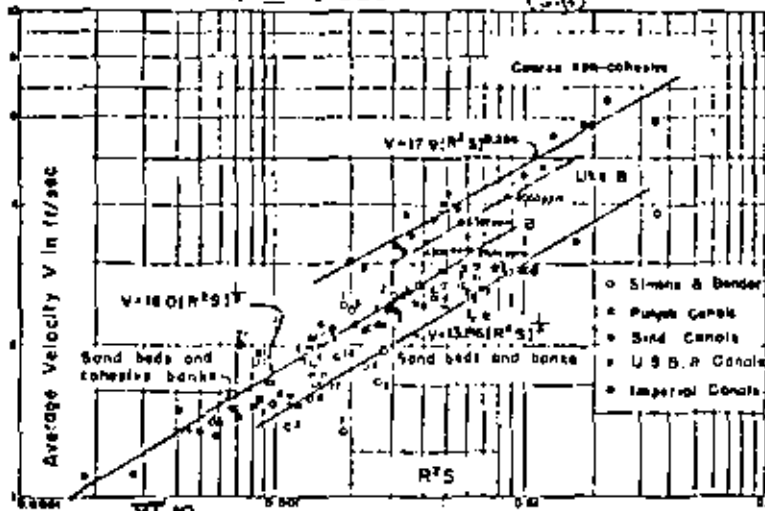


Fig. 10 Variation of mean velocity with $R^2 S$ for regime channels. (Lacey type slope relation.)

$R_c = \frac{U \sqrt{V}}{V}$

$R_c = \frac{0.65 \times 2.15}{10^6} = 2.10^{-7}$

$R^2 = 270 = \frac{V^2}{g D I}$

$I = \frac{V^2}{270 \times 32} = 2.10^{-5}$

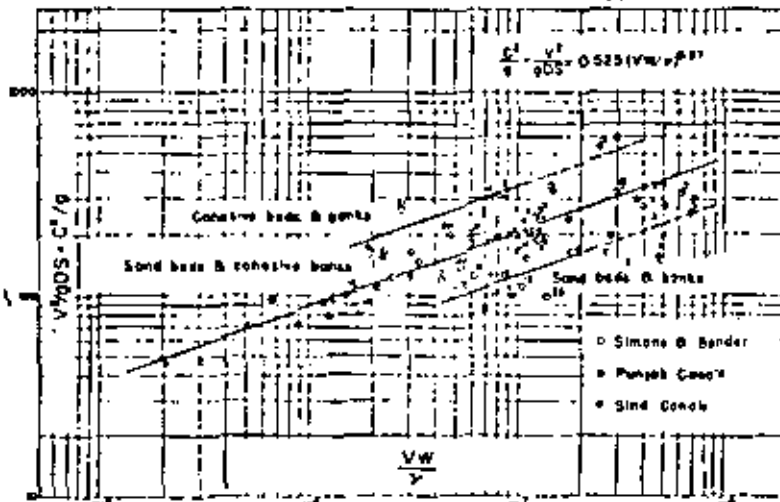


Fig. 11 Variation of $\frac{V^2}{g D S}$ with $\frac{V W}{y}$ for regime channels. (Blench-King type slope relation.)

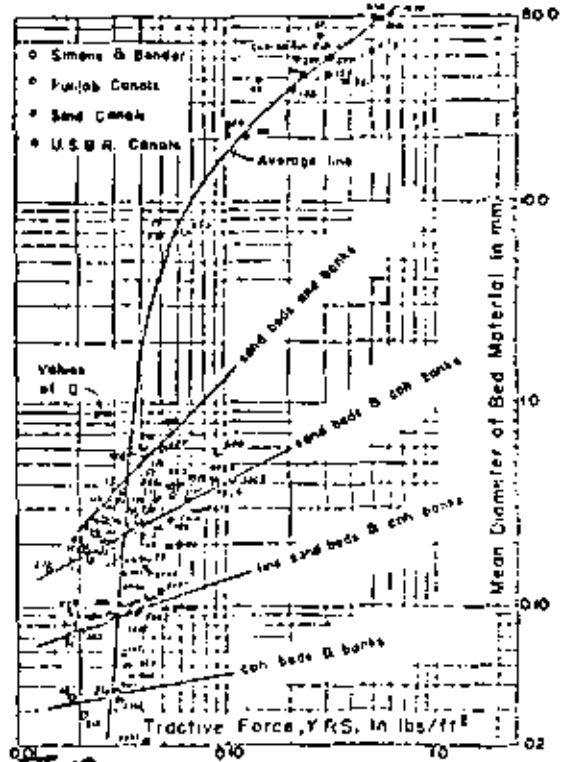


Fig. 12 Variation of tractive force with mean size of bed material for regime channels. (Tractive force type slope relation.)

$$S = 0.000547 F^{5/3} Q^{-1/6} \text{ Pendiente}$$

$$F = 8\sqrt{D} \text{ Coeficiente de Sedimento}$$

(D = Diámetro en plg)

Un modelo más perfeccionado fue determinado por Blench (1957)-- para el diseño de canales en los E. U., el cual presenta la ventaja de tomar en cuenta un factor F_B denominado Factor de Fondo y un factor de orilla F_S pudiéndose aplicar a canales con un fuerte transporte de sedimentos medido en base a la concentración C en ppm.

Las expresiones de Blench se indican a continuación:

$$F_B = \frac{U^2}{h^3} \text{ Factor de Fondo}$$

$$F_S = \frac{U^3}{B} = \frac{U^3}{A/h} \text{ Factor de orilla}$$

$$\frac{U^2}{ghS} = 3.63 (1+a_B C) \left(\frac{UA/h}{V}\right)^{1/4}$$

Para aplicaciones prácticas pueden usarse las relaciones siguientes.

$$B = \left(\frac{F_B}{F_S} Q\right)^{1/2}$$

$$h = \left(\frac{F_S}{F_B^2} Q\right)^{1/3}$$

$$S = \frac{F_B^{5/6} F_S^{1/2} V^{1/4}}{3.63 (1+a_B C) gQ^{1/6}}$$

Blench recomienda usar los siguientes valores para F_B y F_S

$$F_S = 0.1, 0.2, 0.3 \text{ para arcilla plástica de cohesión muy ligera, media y alta.}$$

Para $C < 2$.

para arena $F_B = 1.9 D^{1/2}$ $D = \text{Diámetro medio}$
 para grava $F_B = D^{1/3}$

Para $C > 2$

para arena y grava $F_B = 1.9 D^{1/2} (1 + 0.012 C)$

El flujo supercrítico

$$F_B = 32.2 + 0.06 (C - C_{crit})$$

Den mm

$C_{crit} = \text{Concentración crítica}$

Simons y Alberson (1960) analizando un gran número de canales - en la India y E. U. llegaron a obtener un método más general - que puede aplicarse a un mayor número de casos; la síntesis de su trabajo se expresa en las expresiones siguientes.

$$P = K_1 Q^{1/2}$$

$$R = K_2 Q^{0.36}$$

$$U = K_3 (R^2 S)^m \text{ o } U^2/ghS = K_4 (UB/V)^{0.37}$$

Los coeficientes K_1, K_2, K_3, K_4, m , son dados en la siguiente - tabla.

COEFICIENTE	T I P O				
	1	2	3	4	5
K_1	3.5	2.6	2.2	1.75	1.7
K_2	0.52	0.44	0.37	0.23	0.34
K_3	13.9	16	-	17.9	16
K_4	0.33	0.54	0.87	-	-
m	0.33	0.33	-	0.29	0.29

En la tabla anterior los tipo 1 a 5 se refieren a una clasificación de canales principalmente de la India y E. U.

- Tipo 1 Fondo y Taludes arenosos
- Tipo 2 Fondo arenoso y taludes cohesivos
- Tipo 3 Fondo y taludes cohesivos
- Tipo 4 Materiales gruesos no cohesivos
- Tipo 5 Similar al tipo 2, pero con un gasto sólido en suspensión muy importante.

Estos resultados se presentan en las figuras VI5a VI 9.

Finalmente con la ayuda de las tres siguientes figuras, se pueden obtener tres valores de la pendiente del cauce, quedando a criterio del Ingeniero Projectista la selección en base a su experiencia, la pendiente de diseño.

CORRIENTES NATURALES

De acuerdo con la topografía de una cuenca hidrológica, las corrientes naturales pueden dividirse en 3 zonas: de montaña, intermedia y de planicie.

En la región montañosa las corrientes se caracterizan por una fuerte pendiente; la lluvia, a medida que la pendiente es fuerte, fluye sobre el cauce y no se infiltra en el terreno. Las avenidas son muy rápidas y más potentes.

El perfil transversal de las corrientes es por lo general en forma de V y las pendientes son del orden de 5 a 10 o más metros por Km. El material sólido que transporta la corriente en esta zona son rocas erosionadas de grandes dimensiones.

En la zona intermedia la sección transversal se asemeja a una sección triangular, caracterizándose por presentar pendientes menos fuertes del orden de 1 a 3 m por Km. El material transportado puede ser cantos rodados, gravas o arena gruesa. En esta zona se localizan la mayor parte de las plantas hidroeléctricas aprovechando la pendiente del cauce y los gastos que transporta la corriente.

En la zona de planicie o aluvial, el río cambia su fisionomía, ya que la pendiente es más suave, del orden de 5 a 20 cm por Km y su sección transversal se asemeja a un perfil trapezoidal. Se utiliza esta zona principalmente para la navegación. Los materiales que transporta la corriente son aportados por la propia corriente y los sedimentos son muy finos del tipo arena fina, limos o arcillas. Son famosos algunas planicies aluviales como la del río amarillo, el delta del Mekong, la del río Ganges en el Nilo.

En ocasiones se producen rupturas bruscas de la pendiente siendo las más famosas las caídas del Niágara (49m), río Zmbese (110 m), Iguazú, etc.

Las corrientes naturales pueden ser analizadas bajo los siguientes tres puntos de vista que definen la geometría de la corriente natural.

- Trazo en planta
- Perfil longitudinal
- Perfil transversal

Conviene señalar que la diferencia esencial entre un canal artificial y una corriente natural es la variación en los gastos , -

los cuales son en el caso de las corrientes naturales muy fluctuantes dependiendo del régimen hidrológico de la cuenca.

Si se deseara aplicar la Teoría de régimen derivada para los canales dinámicamente estables a las corrientes naturales, debería de emplearse o definirse un "gasto equivalente" en base a la secuencia de los gastos reales. Esta noción de gasto equivalente aún no ha sido posible definirla en forma correcta.

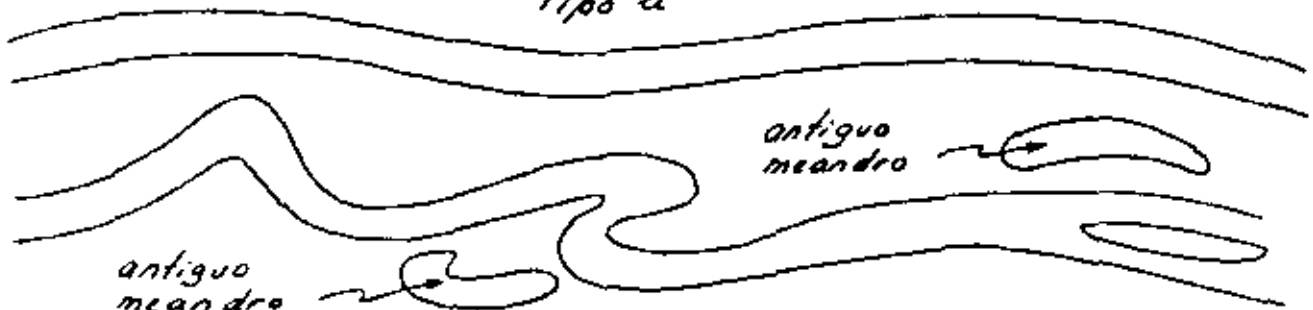
Leopold y Wolman lo definen como un gasto en función de una cierta frecuencia la que corresponde a un periodo de retorno de seis a nueve meses.

TRAZO EN PLANTA

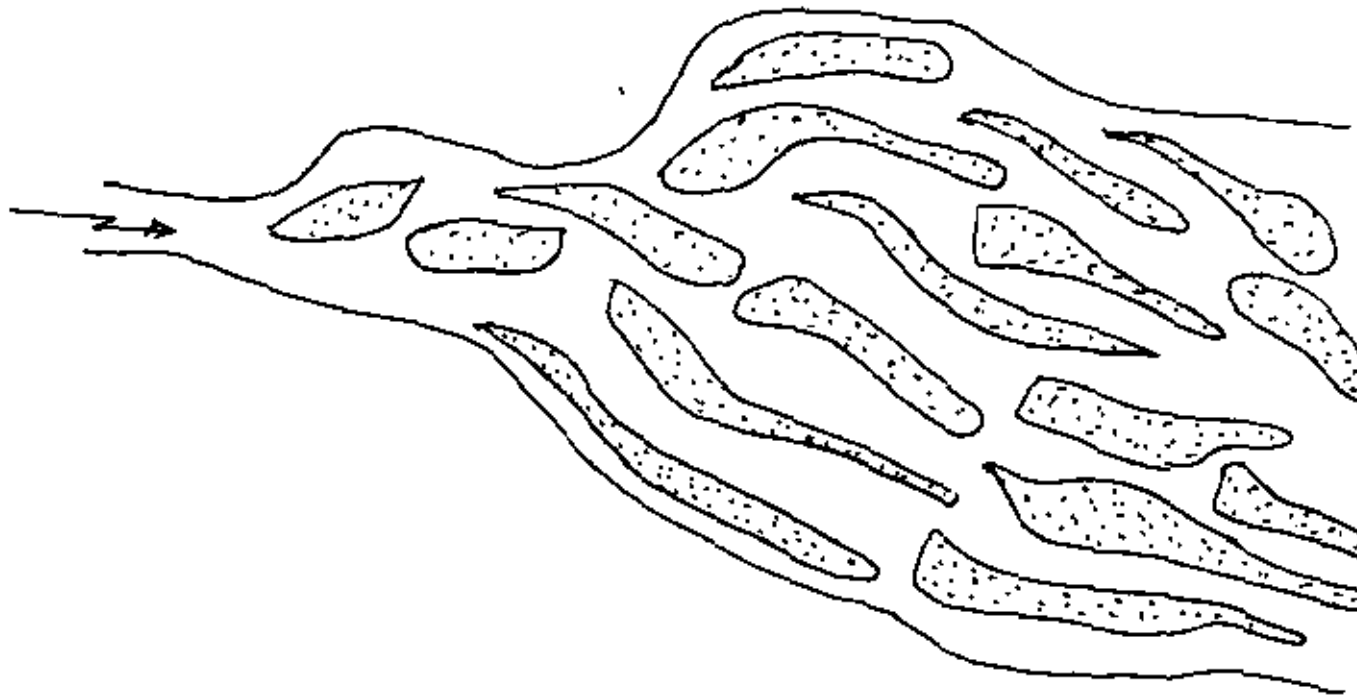
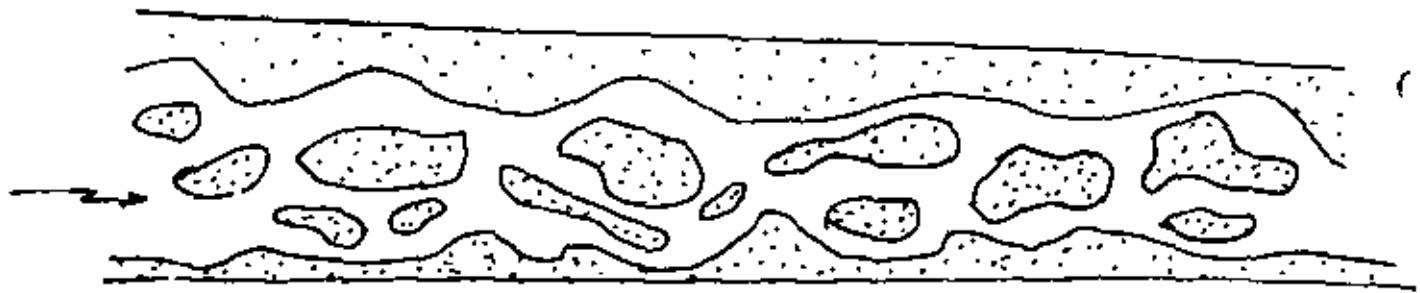
Las corrientes naturales pueden clasificarse en tres tipos principales.

- a.- Cauces con meandros
- b.- Cauce acordeonado con bifurcaciones (canales múltiples, islas)
- c.- Cauce

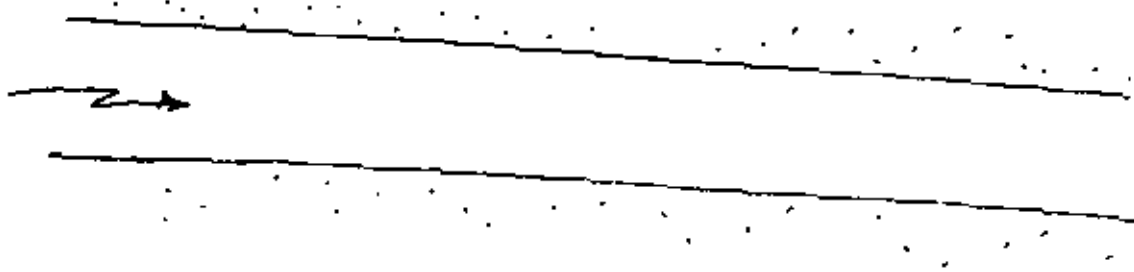
Tipo a



Esta clasificación depende de la cantidad y de las dimensiones de los sedimentos que penetran en la corriente y de la capacidad



Tipo c



del gasto sólido.

De una manera general se puede decir que cuando una corriente - es capaz de transportar los sedimentos desde aguas arriba hasta la desembocadura, toda la corriente o gran parte de ella es del tipo sinuoso y (tipo a) y son las corrientes más estables.

Si se tiene un exceso de sedimentos que la corriente ya no puede transportar, o si se tiene el efecto de una presa que aumenta la profundidad y disminuye la pendiente o si el delta en la desembocadura se incrementa o bien si un afluente aporta grandes cantidades de sedimentos, todos estos factores dan como resultado que la corriente eleve su fondo hasta una pendiente determinada, denominándose a este tipo de corrientes de depósito y se presenta una corriente tipo b.

Puede suceder también que la corriente sea del tipo erosiva - - cuando al producir un corte por ejemplo de un meandro se produce un abatimiento brusco de la superficie del agua lo que aumenta la pendiente superficial y la detención del agua hacia aguas arriba produce una disminución brusca del gasto sólido. El mismo tipo de corrientes erosivas se encuentran aguas abajo de las presas.

Una corriente rectilínea del tipo c es rara encontrarla y sólo se presenta en tramos cortos del orden de 10 B de longitud como máximo.

Los cauces tipo a representan el estado perfecto y definido de una corriente, siendo los otros tipos posiciones intermedias y que no varían mientras las condiciones formativas tampoco cambien; cuando este equilibrio se rompe ya sea producido por fuer

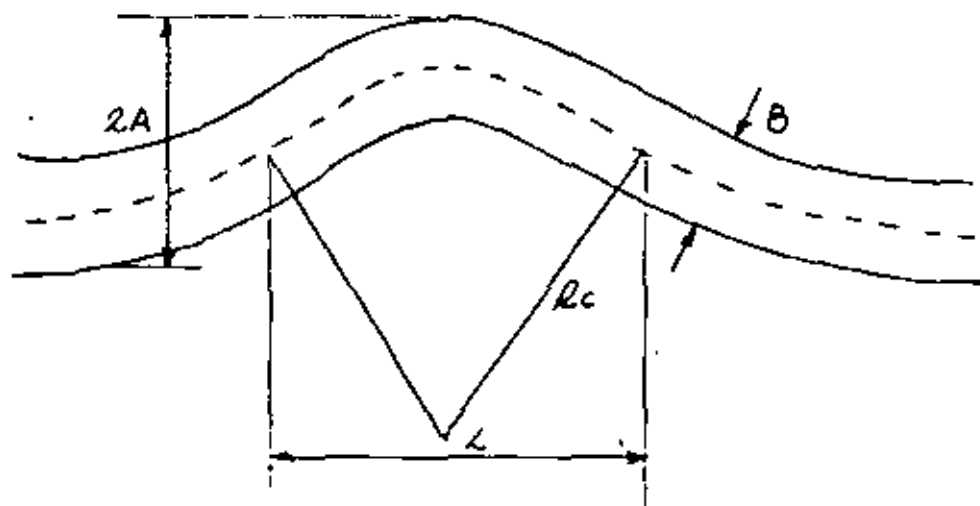
zas naturales o artificiales el régimen de la corriente variará.

Sin embargo, existe para cada corriente un régimen bien definido que depende de la distancia y de la altitud de la fuente con respecto al mar, de la abundancia y variaciones de los gastos - sólidos o líquidos y de la composición del suelo que conforma - el fondo y taludes del cauce.

Es por eso que la regularización de una corriente tiene por objeto de mantener el cauce dentro de ciertos límites para lograr un mejoramiento de su comportamiento hidráulico y debe tratarse siempre de lograr una regularización tal de la corriente que ésta corresponda a una del tipo sinuoso.

En los trabajos de regularización de las corrientes se tratarán en el último capítulo de estas notas designando como "Trabajos-Fluviales".

Las curvas continuas que las corrientes naturales van describiendo en su recorrido denominadas meandros, se ha observado que guardan una cierta relación entre sus magnitudes características como son el radio de curvatura R_c , amplitud del meandro $2A$ ancho B y longitud de onda L .



Perfil Longitudinal.

Las 3 variables S, Q y D son suficientes para definir una corriente y es posible encontrar una correlación entre la pendiente S, D y Q.

Lokhtine (1909) hizo una clasificación de cauces estables o inestables dependiendo de la relación D/S comprendida entre 3.1 a 166. Así por ejemplo un cauce inestable como puede ser el río Po en Italia, tiene un valor $D/S = 3.3$ mientras que el Danubio - que tiene un cauce estable la relación $D/S = 166$.

Leopold y Woldman, analizando numerosas corrientes obtuvieron una relación para la pendiente S_d .

$$S_o = 0.06 Q^{-0.44} \text{ (S.I.)}$$

Si $S > S_o$ se presenta un cauce tipo b

Si $S < S_o$ se presenta un cauce tipo a

Henderson, introduciendo el diámetro de las partículas llega a la relación:

$$S_o = 0.64 D^{1.14} Q^{-0.44} \text{ (S.I.)}$$

Se ha preferido resumir en la tabla siguiente, las numerosas expresiones que varios investigadores han obtenido tanto para canales artificiales como corrientes naturales.

Puede observarse que en forma general tanto la pendiente S, como el ancho de la corriente B y la profundidad h, son función del gasto formativo Q como se indicó al inicio de este capítulo, -- guardando una relación de acuerdo a las siguientes expresiones.

$$S \approx Q^{1/6} \quad h \approx Q^{1/3} \quad B \approx Q^{1/2}$$

Si se introduce el término de la velocidad de la corriente U , - se obtiene también una relación con el gasto Q tal que:

$$B = C_B Q^\alpha \quad h = C_h Q^\beta \quad U = C_u Q^\gamma$$

Al aplicar la ecuación de continuidad resulta,

$$(Bh) U = Q = (C_B Q^\alpha C_D Q^\beta) C_u Q^\gamma$$

$$Q = C_B C_D C_u Q^{\alpha + \beta + \gamma}$$

Lo que obliga para que se cumpla esta igualdad a que

$$C_B C_D C_u = 1$$

$$\alpha + \beta + \gamma = 1$$

En la tabla VI-1 pueden observarse los valores de α, β, γ para diferentes corrientes. Así, de acuerdo con Leopold en el caso de veinte diferentes corrientes de los E.U. éstos correspondían a:

$$\alpha = 0.26 \quad \beta = 0.40 \quad \gamma = 0.34$$

veamos que pueden derivarse en forma aproximada que tanto la pendiente S como el ancho B y la profundidad h son función del gasto formativo de la corriente cuyos exponentes pueden ser del orden que a continuación se indica.

$$S \approx Q^{1/6}$$

$$h \approx Q^{1/3}$$

$$B \approx Q^{1/2}$$

Si se introduce la velocidad de la corriente U puede también obtenerse una relación de la forma.

$$B = C_B Q^\alpha$$

$$h = C_h Q^\beta$$

$$U = C_U Q^\gamma$$

De la ecuación de continuidad

$$(Bh) U = Q = (C_B Q^\alpha C_D Q^\beta) C_U Q^\gamma =$$
$$Q = C_B C_D C_U Q^{\alpha+\beta+\gamma}$$

y por lo tanto para cumplir con esta igualdad

$$C_B C_D C_U = 1$$

$$\alpha + \beta + \gamma = 1$$

En esta tabla VI-1 pueden observarse los valores de α , β y γ para diferentes corrientes, obteniéndose por ejemplo para el caso de el estudio de 20 corrientes de los E.U. los valores según Leopold de:

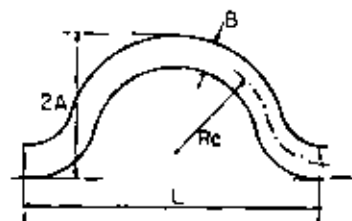
$$\alpha = 0.26$$

$$\beta = 0.40$$

$$\gamma = 0.34$$

RESUMEN DE FORMULAS PARA CORRIENTES NATURALES

TRAZO EN PLANTA (MEANDROS)	PENDIENTE J	ANCHO B	TIRANTE h	
LONGITUD DE ONDA L	AMPLITUD DE ONDA 2A	LOKTHINE $D/J = 0.166 + 0.031$	LEOPOLD y MADDOCK $B = Q^{0.5}$	LEOPOLD y MADDOCK $h = Q^{0.4}$
INGLIS $L = K\sqrt{B} = 28 Q^{1/2}$	INGLIS $2A = 25L$	LACEY $J = 0.0009 D^{1/4} Q^{1/4}$ $J = 0.0017 D^{3/8} Q^{1/8}$	VELIKANOV $B = \infty, D^{1/4} (0.4 \sqrt{g} J)^{1/11}$ $K_1 \in 0.4 \text{ a } 1.5$ $K_2 \in 1.15 \text{ a } 26$	VELIKANOV $h = \infty, D^{1/4} (0.4 \sqrt{g} J)^{1/11}$ $K_1 \in 0.16 \text{ a } 0.4$ $K_2 \in 0.12 \text{ a } 0.39$
BLENCH $L = 12 \left(\frac{F_0}{F_c}\right)^{1/2} Q^{1/2}$	LARRAS $A = 0.107 \left(\frac{Q}{JW}\right)^{0.39} \left(\frac{\infty^2}{g}\right)^{0.07}$	BOSE $J = 0.00209 D^{0.66} Q^{-0.21}$	NASH $B = Q^{0.53}$	NASH $h = Q^{0.27}$
LARRAS $L = 21.5 \left(\frac{Q}{JW}\right)^{0.39} \left(\frac{\infty^2}{g}\right)^{0.07}$	LEOPOLD $2A = 2.7 B^{1.1}$	LEOPOLD y WOLMAN $J = 0.06 Q_m^{-0.44}$	MAZA y CRUICKSHANK $B = 76 C^{0.48} Q^{0.509}$	MAZA y CRUICKSHANK $h = 76 Q^{0.356} C^{-0.083}$
ACKERS y CHARLTON $L = 38 Q^{0.467}$	ZELLER $2A = 4.5 B$	LARRAS $J = 0.03 W^2 Q_m^{-0.44}$	ALTUNIN - GLUSCHKOV $B^* = KH$	LARRAS $h = 0.27(1 - 0.9f) B^{0.4}$
LEOPOLD y WOLMAN $L/B \in 7 \text{ a } 11$	RADIO DE CURVATURA R _c	HENDERSON $J = 0.64 D^{1.14} Q^{-0.44}$		
	LEOPOLD y WOLMAN $R_c/B \in 2 \text{ a } 3$			
ALTUNIN $L/B \in 12 \text{ a } 14$	ALTUNIN $R_c/B \in 3.5 \text{ a } 5$ $R_c = 46 \sqrt{2a^2}$	MAZA y CRUICKSHANK $J = 76 C^{0.56} Q^{-0.208}$		
	MAKAVIEV $R_c = 6.5064 Q^{0.5}$			
	LEOPOLD $R_c = (11.7^{-1} L)^{1.2}$			



CORRIENTES NATURALES
4 GRADOS DE LIBERTAD

CUADRO SINOPTICO DE LAS FORMULAS DE LA "TEORIA" DEL REGIMEN

AUTOR	AÑO	VELOCIDAD V	PENDIENTE J	AREA A	Per. Moj. P	Radio NR	Ancho B	Tirante h	h/B	Coef de Sedimento (Silt Factor)	REFERENCIAS
KENNEDY	1895	$Ch^m, 0.84h^{0.64}$								$c=f(D)$	The prevention of silting in irrigation canals. Proceedings of The Inst of Civil Eng. Vol 119
LINDLEY	1919	$0.57B^{0.355} 0.95V^{0.57}$					$3.8 \frac{16}{m}$				Regime Channels Proc of The Punjab Eng. Congress, India Vol 7 Pag 63-74
MOLESWORTH	1922							$1000 \cdot 0.72 \frac{B}{h}$			Irrigation Practice in Egypt Pag 207
BUCKLEY	1923	$(142+39V^{10}) \sqrt{0.03} R^{0.5}$									Influence of silt on the Vel of Water flow in open channels Proc C Eng Vol 216
WOODS	1927	$1.434 \log. B =$	$\frac{1}{2} \log Q \times 1000$					B_m			A new hydraulic formula The Engineer Vol 143
HURST	1930	$0.71 R^4 (V^2 + 2.2 R^{-1})^4$	$0.00046 (1 + \frac{R}{V})$								Discussion of Stable Channels in a fluvium Proc of The Inst of Civil Engineer Vol 229
LACEY	1934	$1.485 V^2 R^2 = 16 V^2 R^2$	$0.00037 \sqrt{0.000001} V^2 R^2$	$45^2 V^2$	$2.674 \sqrt{2.2 R}$					$0.75 V^2/R$	Uniform flow in a fluvial rivers and canals Proc of The Inst of Civil Engineers Vol 237
LACEY	1936	$1.485 V^2 R^2 = 16 V^2 R^2$	$0.00037 \sqrt{0.000001} V^2 R^2$								Discussion of Stable Channels in erodible material Trans of The ASCE Vol 63
BOSE	1936		$0.00029 V^2 R^2$		$2.5 V^2$						Silt movement and design of channels Proc of The Punjab Eng Congress India
PETTIS	1936	$0.8 Q^{0.5}$		$1.5 V^2$		$0.5 V^2 R^{0.5}$	$2.45 V^2$	$V^2 = 0.71 Q^{0.5}$			Discussion of Stable Channels in erodible material Trans of The ASCE Vol 63
TCHIKOFF	1936	$1.93 R^{0.5}$									"
BALLESTER	1936	$K_0 = 0.52 R^{0.4}$									"
BOSE	1937					$0.47 Q^{0.5}$					Punjab Irrigation Research Institut Lahore (India) Annual Reports
MALHOTRA	1939	$19.17 V^2 R^{0.346} V^{0.251}$									Central Board of Irrigation Simla (India)
LACEY	1940	$R_0 V^2 V^{0.25}$	$0.00035 V^2 R^2$							$f = 1.76 D^2$	Regime flow in incoherent a fluvium. Central Board of Irrigation Simla (India)
INGLIS	1941	$16(V^{10}/1.45)^2 \sqrt{R^2}$	$0.00057 (1.45)^2 \sqrt{R^2}$							$con f_m = 192 V^2 R^2 \text{ y } f_{VR} = 0.75 V^2 R^2$	Divergence from regime in stable channels in a fluvium Cent. Work Pow Irrig and Res Res Stat
BLENCH	1943	$R(V^2)^2 (FV/R)^2 \sqrt{R^2}$	$0.481 F_0^2 F_1^2 Q^{-0.5}$	$3 \cdot h$						$f_0 V^2/R; f_1 = V^2/D$	Turbulent flow theory from the view-point of an irrig eng from India U.S Bureau of Reclam.
BOSE	1943		$0.002000 V^2 R^2$					$0.39 V^2 R^2$			Design of Channels in a fluvium. Proceed of The Punjab Eng Congress Lahore (India)
INGLIS	1947	$K_0 V^2 Q^{0.5} (CWD)^{0.2}$	$K_0 V^2 Q^{0.5} (CWD)^{0.2}$	$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$	$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$	$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$	$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$	$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$		$= (CWD)^{0.2}$	Meanders and their bearing on river training Proc of The Institution of Civil Engineers
BLENCH	1951	$V^2 = 2.08 h V (VB)^{0.2}$					$\frac{K_0 V^2 Q^{0.5}}{2.75}$	$(20 V^2)^{0.2}$		$con f_m = 2.75$	Hydraulics of Sediment Bearing canals, and rivers Evans (nd. Lim. Vancouver Can
BLENCH	1957	$V^2 = 3.63 g h V (f_m R)^{0.2}$									Regime Behavior of canals and rivers Butterworths Scientific Pub. Londres
LACEY	1958	$16.04 V^2 (V R)^{0.2}$	$2.75 V^2 R^2 = 2.75 V^2 R^2$								Discussion of flow in a fluvial channels with sandy mobil beds Proc Inst of Civil Engin
Simons y Albertson	1960	$1.49 V^2 R^2 = 1.49 V^2 R^2$		$2.5 V^2$	$2.5 V^2$	$K_0 Q^{0.361}$	$0.928 V^2$				Uniform Water Conveyance channels in a fluvial material Proc of The ASCE Journal of the Hydr
SCHUMER	1961						$5.76 \frac{Q^{0.25}}{R^{0.25}}$	$0.186 Q^{0.25}$			Dimensions of some stable a fluvial channels U.S. Geological Survey Professional
HENDERSON	1961	$2.4 V^2 R^2 = 1.4 V^2 R^2$	$0.6 V^2 R^2 = 0.6 V^2 R^2$				$0.93 R^{0.25}$	$11 V R$			Stability of a fluvial channels Proc of The ASCE Journal of The Hydr Division
STEBBINGS	1963			$3.6 V^2 R^2$			$0.93 R^{0.25}$	$11 V R$			The shape of Self-formed model a fluvial channels Proc of The Inst of Civil Engin
LACEY	1964										Discussion of Shapes of Self formed model a fluvial channels by Stebbings Proc of Civil Engin
STEBBINGS	1964		$3f = 3 \cdot V^2$								"

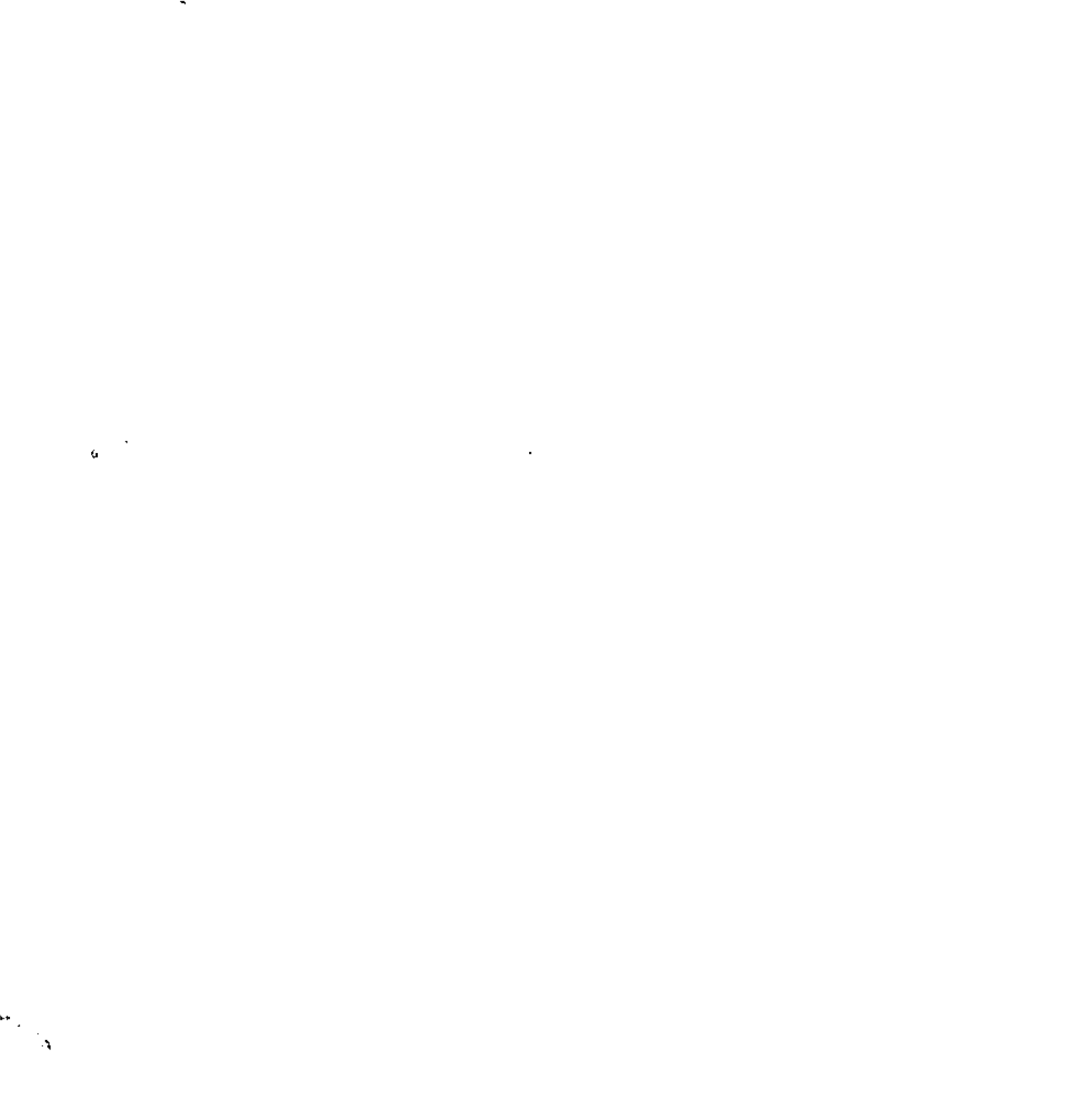
CANALES ARTIFICIALES CANALES 3 GRADOS DE LIBERTAD

CANALES ESTATICAMENTE ESTABLES $G_s = 0$ $\delta = \delta_c$

CANALES DINAMICAMENTE ESTABLES $G_s \neq 0$ $\delta = \delta_c$

$B = Q^{1/2}, h = Q^{1/3}$

$J = Q^{-V_6}$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

REHABILITACION DE OBRAS DESPUES DE UNA INUNDACION

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTELL

FEBRERO, 1979

En primer lugar, las más expresivas gracias a los organizadores de este curso por la gentileza que tuvieron en invitarme a participar en estas conferencias, el tema que voy a desarrollar está ligado a las obras para el control de avenidas que como no hay ninguna discusión, las encabeza las presas, las presas son los elementos más útiles de que se dispone para cambiar el régimen natural de escurrimiento de una corriente para adecuarlo a los usos de abastecimiento de agua, para usos municipales, para usos industriales, para riego, generación de electricidad y control de avenidas, pero es curioso que cuando se hacen los estudios para justificar la construcción de las presas se hace referencia a los beneficios que se van a obtener con dichas presas, entonces se hace una evaluación de esos aspectos benéficos, y según tengo entendido, nunca se hace mención al riesgo potencial que implica la construcción de cualquier presa por el almacenamiento de la gran concentración de energía que va a almacenarse, al obstruir el cauce y al formar un embalse, esto para mí justifica en virtud de que se tiene ya una gran experiencia, una gran confianza para diseñar, proyectar, construir y operar las presas, pero es muy interesante que hagamos una reflexión sobre ese peligro o riesgo potencial que implica el almacenamiento que artificialmente se crea detrás de una presa, porque bien puede suceder que -- por una falla involuntaria en la operación se hagan descargas al cauce, inclusive en épocas en que no hay temporada de avenidas -- que inclusive este riesgo es cada vez mayor conforme se construyen vertedores con grandes compuertas en las cuales se pueden inducir crecientes mayores que las que el propio río puede generar en un momento dado, también llegando al extremo, puede suceder que falle la estructura y no me quiero poner en un plan alarmista, pero es una realidad tangible, falla alguna cortina y enton-

ces se puede generar una avenida instantánea totalmente anormal- que, inclusive, puede llegar a ser de mayores proporciones que - la propia potencialidad natural de rfo, en esas condiciones es - muy interesante que repasemos los aspectos que tienen que ver -- con el riesgo implícito que tienen las presas; en nuestro país - tenemos, puede ser que les sea exagerada mi estimación del orden de 3000 presas, contando las de pequeña irrigación, las de gran- de irrigación y todas las que construyó la Secretaría de Agricul- tura y Ganadería en el plan de Juárez, plan de guardería, plan - de retención de agua para diferentes usos, entonces es una canti- dad ya muy importante, y vale la pena que veamos en diferentes - aspectos que pueden influir en el riesgo que implica el tener -- esas presas; pasemos revista a los aspectos hidrológicos e hidráu- licos y nos ponemos a ver en detalle cómo se generan los proyec- tos, generalmente nos toparemos con la realidad de que los estu- dios hidrológicos, casi en forma sistemática, y los datos dispo- nibles son escasos, los períodos de observación son cortos y aún cuando ya se dispone de técnicas para hacer predicciones de es- currecimientos sintéticos y poder generar años y más años de escu- rrimientos, estos no tienen más valor que la muestra representa- tiva de que estamos partiendo, entonces si la muestra está subeg- timada porque el período de observación correspondió a un ciclo- de años secos, todo lo que generemos con los maravillosos recur- sos que ya nos da la computación, estarán afectadas de ese error, entonces tenemos ese riesgo que emana de la carencia de datos bá- sicos y en base a eso, los hidrólogos tienen que hacer sus apre- ciaciones de los escurrimientos probables del rfo, de la determi- nación de la avenida máxima de diseño para la obra de excedencias, pero no debemos olvidar que México está en un área ciclónica y - que ya ha ocurrido, en algunas ocasiones, que en áreas en que no se había considerado que hubiera avenidas originadas por ciclo--

nes se han presentado, en caso concreto en el Nazas en 1969, en- que un ciclón del Pacífico traspasó la Sierra Madre Occidental y descargó en el Nazas y generó una avenida que excedió a la aveni- da de diseño que se había previsto para la presa de El Palmito, - y posteriormente para Tortolos, que es la presa de aguas abajo, - esto hizo que se hiciera una evaluación nueva para otros procedi- mientos, ya entonces se tenían los recursos del PMP, otros ele- mentos de juicio y la avenida de diseño, 12 metros cúbicos por- segundo, esto motivó a que se hiciera una modificación al verted- dor de la presa de El Palmito, porque la presa Tortolos, la re- ción construida, que con esa avenida se tienen en tres días y me consta porque yo estuve ahí, estaba su capacidad de diseño esca- sa, todavía « mi me queda la duda de si requiere sobre elevación- Tortolos, y lo digo aquí, en público porque es una angustia que- tengo yo todavía, para mí, hace falta sobre elevar Tortolos por- que tiene 11 000 kilómetros de cuenca libre abajo de Palmito y - aún con el control que ya se tiene en Palmito, es posible que se genere una avenida que exceda la capacidad del número de exceden- cia de Tortolos y abajo hay casi un millón de gentes en la comar- ca lagunera, en el mismo orden de actas, los hidrólogos se en- - encuentran con la situación de que tienen que tomar una decisión - y dar datos a los proyectistas para que diseñen, que determinen- la capacidad útil que requiera la presa y su obra de excedencia, pero siempre está implícita esa incertidumbre por los datos de - origen, y no es culpa del hidrólogo, no se le puede pedir que - haga milagros, entonces eso hace que se tomen coeficientes de - seguridad.

Y volviendo a Palmito, afortunadamente, ahí se tomó una gran pre- visión y jamás tuvimos la menor duda de que hubiera riesgo de - que Palmito fallara, nos estaba preocupando la presa recién cons

para ver si es necesario darle la mayor capacidad a la presa, - sobreelevarla, modificar su obra de excedencia, modificar el tipo de vertedor, para mejorar la eficiencia en el aprovechamiento de la corriente, en virtud de que el agua es más valiosa, y se justifica el hacer inversión adicional. Otro aspecto que es muy importante, es el relativo a otra cosa que no podemos ignorar, la mayor parte de nuestro país está en un área sísmica, son escasos los datos hidrológicos, desde el punto de vista sísmico - todavía creo que estamos peor, en esas condiciones las suposiciones que se hicieron para la resistencia de sismos a base de cálculos estáticos, fracciones de la aceleración, no siempre es reconocimiento válido y hay procedimientos de análisis dinámicos, - que se justifica al hacer algunas estructuras para estar plenamente seguros de que ofrecen el grado de seguridad compatible -- con los daños que puede ocasionar una catástrofe en caso de que falle la estructura, con lo que respecta al aspecto geológico, - también a los geólogos se les pone en unas situaciones muy difíciles, cuando se les pide que rindan un informe que sirva de apoyo a los proyectistas para diseñar una obra, y generalmente se les pone la situación que con 2 ó 3 perforaciones N X tienen que hacer el pronóstico, y como a veces decimos en son de broma, hacerle teología, y tienen que formular una interesantísima hipótesis de lo que suponen que hay abajo pero no hay la evidencia, y tampoco es culpa de ellos, no se les dieron los elementos para que hagan los estudios de geofísica para que se amplien las observaciones, los elementos de juicio para comprobar lo que están ellos informando, entonces vean ahí no es válido decir dame 10 años más o dame 10 millones de pesos para observaciones, y se hacen las obras con esa información, que no siempre es suficiente, tenemos problema en los vasos, hay problemas potenciales en que puede haber fallas, puede haber fracturas, accidentes, cubiertos

por capas de azolve, puede haber problemas de deslizamientos potenciales en el propio vaso, pero no tiene elementos de juicio - el geólogo para detectarlos, en la propia boquilla, en que se -- gastó un poco más, también tiene que partirse de conjeturas, y - muchas veces hasta que se abren las trincheras de excavación se van comprobando las hipótesis, ahí hay otro riesgo muy importante que hay que tomar en cuenta; por otra parte, tenemos el aspecto que no podemos olvidar de que las presas también envejecen, - las presas de concreto que se hicieron antes de los años 30's, - se hicieron con cementos tipo 1, no había control general de área libre y en presencia de cien, cuando unos agregados de tipo reactivo se deterioran, se destruyen, se desmoronan los concretos, - de los años 30's para acá ya se pusieron las normas para limitar el álcali libre a 0.6%, entonces ya se originó el cemento tipo 2 que ya en forma sistemática, se aplica en obras hidráulicas que están en contacto con el agua, ahí tenemos que estar conscientes de que hay muchas presas que sus concretos están deteriorados, - se están desintegrando y hay que hacer obras de rehabilitación, - en el aspecto también del diseño propio de la estructura de las presas de concreto, en los cálculos se hacen suposiciones de - - ciertas hipótesis de su presión, entonces se ponen galerías para drenaje, y si ustedes van a inspeccionar alguna de esas presas, - se encuentran que están obstruidos los sistemas del drenaje, no está coincidiendo la realidad que se tiene del funcionamiento -- con las hipótesis de cálculo, que tanto riesgo se tiene ahí, tenemos otro aspecto importantísimo, la permeabilidad en el vaso, - que en muchos casos se refleja en pérdidas, digamos casi hace que el proyecto no siga adelante, Yocalchitl es un caso, en que tiene filtraciones muy importantes, entonces la suposición que hizo de funcionamiento de vaso eran sin pérdidas por ese concepto, y - -

existe, desde el punto de vista de seguridad, las filtraciones - que puede haber a través de la boquilla por alguna ladera, a pesar de todos los trabajos que se hayan hecho de tratamiento de la cimentación, hay un caso concreto, en el Marquez, en donde el señor ingeniero Venassini recetó pantalla, tapetes, bobelinos, - todo lo que usted quiera, y yo me arriesgo a decir que quisiera - ver cómo ha quedado eso, hay que inspeccionar para ver si no hay filtraciones que puedan hacer fallar una de las laderas, las presas son estructuras dinámicas, tienen cargas vivas variables al subir y bajar el nivel, entonces están sujetas a esfuerzos alternativos que producen fatigas en los materiales, también se requiere poner atención a aquellos aspectos de diseño estructural de aquellos elementos que puedan haberse fatigado, las estructuras, sobre todo las de control, si no se les da un mantenimiento adecuado en que a veces no se pintan, no se engrasan, se oxidan, se echan a perder, entonces estamos confiados de que se pueden operar las compuertas y no es cierto en la realidad, ustedes van a ver algunos tableros que se dejaron todo automático, los destapan y están llenos de telarañas, todos puenteados, preguntan por la planta de emergencia, y quién sabe dónde sola llevaron, ahí - está otro riesgo, en un momento dado de una emergencia, no se puede operar en compuertas, no se puede abrir una válvula, hay una serie de elementos que se tienen que estar revisando, tenemos otras presas que están cerca de las grandes fallas, Chapala-Cambai, por eso tuvo que hacerse una rehabilitación de la presa Tepustepec en el Lerma, era de enrocamientos acomodados, se inyectó, porque al hacer el análisis sísmico, no cumplía con los mínimos coeficientes de seguridad, y tenemos muchas otras zonas en que hay fallas, en que tenemos que revisar, entonces a lo -- que voy es a que en una nueva Dirección General, como la de Control de Ríos y además tiene a su cargo la seguridad hidráulica,

debe de atenderse ese aspecto. Ahora, como se atendería este -- aspecto; la metodología, que no es invento mío, se está aplicando ya en muchos países, es tener un inventario de todas las presas, digamos de más de 15 metros o 7 metros, es una cuestión de que -- en cada caso, por el riesgo que implica, se haga una clasifica-- ción, no solamente por altura se pueden clasificar, sino por el volumen que almacena, no es lo mismo que sean 50 000 metros cúbicos, que se vayan, a que sean 2 - 3 - 10 - 20 ó 100 millones de -- metros cúbicos, varían ese parámetro, se necesita tener un inven-- tario de todas las obras, pero se hace el inventario, y yo creo que como decía hace rato, son del orden de 3000 las presas que -- tendrían que inventariarse, revisarse e inspeccionarse, pues no hay presupuesto, eso es lo que naturalmente va a salir, pero la solución puede ser que se nombre un grupo interdisciplinario de gente con experiencia, principalmente de los que hallan participado en todos los diferentes aspectos de las obras que ha hecho esta dependencia, y les aseguro que los geólogos pueden decirnos -- en este momento ponemos en el pizarrón 10 presas que en su concepto vale la pena de inspeccionar y revisar y así haría el hidrólogo, y así haría el proyectista, y así harían todos los que tienen que ver en esta disciplina, de esas 3000 a lo mejor nos salen 100 sospechosas, todavía no es seguro que sean peligrosas, podría hacerse una revisión de todos los datos básicos existentes, desde el punto de vista de proyecto, qué antecedentes hay, -- qué quedó escrito, pero además, ya que hacer una inspección vi-- sual al campo, pero ya llevando una lista de aspectos que hay -- que revisar, si no, se convierte en viaje turístico, para ir -- viendo en forma sistemática cómo se ha comportado el vaso, si hay indicios de deslizamientos como lo tiene el vaso de Sta. Rosa, en la presa de Sta. Rosa en el Río Santiago, qué evidencias hay de -- algún deterioro, si hay filtraciones, si hay indicios de tubifica

ción, si están obstruidos los sistemas de drenaje, si los enrocamientos en las cortinas de enrocamiento no los ha barrido alguna ola, no se ha ido degradando, ya ocurrió en caso de sismos en presa La Caldera, en que se generó una ola que arrastró el enrocamiento, se invadió el bordo libre, partiendo de esas presas, que digamos tendrían el carácter de "sospechosas", a la mejor de las 100 hay 5 ó 6 que verdaderamente, se confirma que -- hay duda, y de ahí ya se originarían recomendaciones para que en la presa A se hagan estudios de más geología, en otras será de tipo hidrológico y en otras será de revisión de los aspectos de mecánica de suelos, hace 20 años ni existía el término mecánica de suelos, la mecánica de rocas tampoco existía, hay muchos elementos de juicio para poder concretar y medir el riesgo que implica la presa en sí, para que se hagan recomendaciones para modificación de su vertedor para que se haga reforzamiento en las cercas, construir bermas, nuevos enrocamientos, tratamientos de cimentación nuevas compuertas si es necesario que si la obra peligró y mientras se hacen las reparaciones, dar instrucciones para operarla a niveles más bajos, no dejar que se llene, es decir para reducir ese riesgo, existe ahí, es tangible, entonces con ese grupo interdisciplinario de gentes de experiencia, -- porque es aquí lo que vale, y lo vivieron, porque estoy seguro que los que participaron en el proyecto, la construcción, en la operación, pueden decirnos qué dudas les quedaron, de ahí se originan unos programas de acción inmediata para hacer modificaciones, rehabilitación, reconstrucción de esas presas, también tiene que tomarse en cuenta el riesgo que las presas chicas, -- por ejemplo, de las que tenemos de la época de la colonia que pueden fallar en caso de tormentas extraordinarias y que nos generan ondas de avenida, aún para las presas muy bien diseñadas-

aguas abajo son capaces de resistir, viene una reacción en cadena por falla de una chica y puede ir produciendo daños en la que están aguas abajo, es otro aspecto que tiene que revisarse y verse integralmente el problema, el mensaje es que no esperemos, como le ocurrió a Francia, que mientras no les falló la presa en Malpase y fueron muchas vidas las que se perdieron, no hubo fondos para inspeccionar presas, que no pase lo que en Italia que hasta que falló Bayón con un deslizamiento en su vaso que pasó una ola de 100 metros sobre la cortina no tuvieron conciencia de que había que inspeccionar esas presas, los vecinos mientras no se les fue Bolde, mientras no se les fue Gandeton, que jubilaron; del ingeniero en jefe para abajo en el Río no hubo fondos para inspeccionar e implantar sistemas de inspección, mantenimiento y conservación de las obras. Aquí nos ha ido muy bien, quién sabe a quien nos hemos encomendado, pero ya tenemos un Irapuato y tenemos un La Paz, y los dejo para que lo mediten.

Operaciones de análisis dinámico establecieron otras normas de diseño estructural que ameritaría ver a la luz de estas nuevas teorías de estas nuevas normas, qué sucedería al pasar por ese filtro a las estructuras ya con cierta antigüedad, y con condiciones de trabajo diferentes para las que fueron diseñadas quizá tengan una ya en observación, tengan alguna deformación, o tengan algún asentamiento humano que originalmente no tenían.

Evidentemente ese es el mensaje, es la preocupación, cuando tuve el honor de ser ingeniero en jefe, hicimos una promoción para que se terminara el libro de tres tomos donde están las presas de México, la grande, recuerdo que comentaba con Don Aurelio, bueno - esto es historia antigua, esto es lo que hizo, ahora qué sigue, -

vamos a ver cómo se han comportado, vamos a ver qué nos indica - la realidad, vamos a ver si las suposiciones e hipótesis de diseño coinciden con la realidad, y en aspectos técnicos, que verdaderamente es de preocuparse, ahora como les decía no estoy pretendiendo que se apliquen esos procedimientos elaborados a las - 3000 presas, es cuestión de seleccionar a aquellas que por las - condiciones geológicas y con evidencia de que haya fallas que - sean zonas peligrosas igual está cimentada la presa, sobre una - falla es prima de la San Andrés y no sabemos cuánto se mueve, -- qué va a pasar si abajo hay miles y miles de gentes, ahora, - - tiene que graduarse el grado de investigación en cada caso, porque no es lo mismo un bordo allá ni el desierto de Antares donde se alcanza el borde 2 ó 3 vacas, así se va a la presa Mardín, -- Mardín tiene 1 000 000 de gentes abajo, hay presas que están instrumentadas, y yo pregunto: ¿se han seguido observando? Porque estas mismas estructuras se deterioran y se alteran las condiciones del subsuelo con las excavaciones necesarias, viene una degradación de bienes materiales, la idea es que como parte de las actividades de la nueva Dirección en el aspecto de control de avenidas y en el de Seguridad Hidráulica, sólo pensando en la policía hidráulica en la zona bajo estudio de la obra principal, porque hay muchas vidas de por medio según las estadísticas de los franceses que están como triángulo de justificación de por qué - no habían ellos hecho esta inspección, decía que se estima que - hay aproximadamente 10 000 presas en el mundo de más de 15 metros de alto, y que según las estadísticas durante 8 siglos se iba -- una presa cada 5 años, pero que los últimos 40 la incidencia ha sido mayor, se ha ido una cada 15 meses con una pérdida de vida del orden de 50 gentes. Ante esa realidad no puede uno ignorar - y no es que, como decía al principio, esté poniendo en tela de -

juicio la habilidad, el perjuicio, la prudencia con que se diseñaron obras, no había más remedio que hacerla con los datos disponibles, pero tenemos la obligación de estar seguros de que lo que ahí está, está bien y que no tenemos el peligro de que nos falle.

P.- ¿No existe un manual de revisión e inspección de presas?

R.- Existe pero está apolillado, si señor, pero hay que actualizarlos, hay que revisarlos, hay que revisar los estudios hidrológicos y ver si los niveles índices de operaciones son concordantes con la realidad de mayores años de observación hidrológica, y como cada vez aumentan las demandas, cada vez le arriesgan más a jugar con mayores niveles, La Presa Maundet, teníamos un nivel de conservación el 1o. de Diciembre y en los últimos 8 ó 10 años ya andamos 5 metros arriba. Ahí estaba justificado porque hicimos estudios hidrológicos, pero tengo mis dudas porque hay, ya tiene el Maundet 23 años de ellos seguros bien observados, hay que actualizarlo, ahí si hay que aplicar, son presas muy grandes abajo hay muchas gentes y ni pensar que falle el Maundet.

Se tiene en función del tamaño y del riesgo, no es lo mismo en Chicoasen que va a tener 240 metros de alto que si falla Chicoasen se va a Malpaso por la onda que genere, o su bordo allá en una zona desértica, el manual tiene que adecuarse a esa realidad, ahora puede que sea un bordo chico, una presa en Mixcoac, cuánto tiene de inspeccionada y cuántas gentes hay abajo y ni es Mixcoac, Becerra, Tacubaya ni Tecanachalco ni todas esas, quién las ha vuelto a inspeccionar, ese es el riesgo, no quiero parecer alarmista sino que es una inquietud que siempre hemos tenido y estoy seguro que el ingeniero Venassini la comparte, de que no ha habido, que-

en el momento que la dependencia que construía, le entregaba operación, y nada más vemos la placa por última vez y ahí se acabó, perdía el control, y no le estoy echando la culpa a los que operaron, no les dieron dinero para operar, para mantenerla, conservar la, ya hace falta un actualización.

Por eso qué bueno que se está haciendo, que bueno que medijeran, - aquí está el inventario, yo nada más le paso una inquietud que me quedó de mi paso por Recursos, y como dicen, me podrán ahorrar -- los caminos pero la querencia cuándo.

