

17
24



Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ACATLAN"

El Problema del Azolve en
Presas y su Cuantificación

T E S I S
Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a
JOEL MANUEL SOTO ALVAREZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Acatlán, México

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
Cap. 1.- NATURALEZA E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA	5
1.1 Antecedentes	5
1.2 Causas principales del azolvamiento	11
Cap. 11.- FENOMENO DE LA EROSION	13
2.1 Tipos de erosión	13
2.1.1 Erosión hidráulica	16
2.1.1.1 Erosión hídrica	17
2.1.1.2 Erosión fluvial	23
2.2 Transporte de sedimentos	31
2.2.1 En la cuenca	31
2.2.2 En las corrientes	34
2.2.2.1 Transporte en suspensión	38
2.2.2.2 Carga del fondo	39
2.3 Configuración del fondo	41
Cap 111.- CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	46
3.1 Introduccion	46
3.2 Mediciones y muestreo	51
3.3 Propiedades de los sedimentos que forman un cauce	64
3.4 Cuantificación del transporte total de fondo	76
3.4.1 Método de Meyer-Peter y Muller	78
3.4.2 Método de Engelund	81
3.4.3 Técnica de U.S. Bureau of Reclamation	83
3.5 Cuantificación del transporte en suspensión	84
3.5.1 Método de Brooks	86
3.5.2 Método de Rendon-Herrero	88
3.6 Cuantificación por separado del arrastre de fondo y del transporte de fondo en suspensión	95
3.6.1 Método de Einstein	95
3.6.2 Método de Bagnold	102
3.7 Selección del valor de la aportación de sedimentos	103
3.8 Azolve en embalses	105
3.9 Ejemplos de aplicación	109

	Pág.
Cap. IV.- PREVISIONES CONTRA EL AZOLVAMIENTO	116
4.1 Introducción	116
4.2 Prácticas mecánicas	118
4.2.1 Surcado en contorno	118
4.2.2 Terrazas	119
4.2.3 Zanja y bordo	121
4.2.4 Muros de retención de azolve	123
4.3 Prácticas vegetativas	130
4.3.1 Reforestación	131
4.3.2 Manejo de cultivos	131
Cap. V.- POSIBLES SOLUCIONES AL AZOLVAMIENTO	134
5.1 Dragado	135
5.1.1 Medios mecánicos	136
5.1.2 Bombas de succión	138
5.2 Conductos de fondo para vaciado y desazolve	142
5.2.1 Generalidades	142
5.2.2 Aspecto económico	144
5.2.3 Experiencias en otros países	145
5.3 Uso de sifones	153
Cap. IV.- ESTUDIO DE DEPOSITO DE SEDIMENTOS EN EL PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"	156
6.1 Generalidades	156
6.2 Aportación de sedimentos	160
6.3 Análisis de la información	161
6.4 Vida útil del almacenaje	166
ANEXO A. ANALISIS DE VASOS CON PROBLEMAS DE AZOLVAMIENTO	176
ANEXO B. PREDICION DE LA DISTRIBUCION DE SEDIMENTOS EN UN EMBALSE	195
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
BIBLIOGRAFIA	

Quien tiene paciencia,
obtendra lo que desea.

B. Franklin.

INTRODUCCION

México ha disminuido notablemente su riqueza forestal en las últimas décadas y que unida a las condiciones peculiares de nuestro clima, ha dado como resultado que el fenómeno torrencial adquiera proporciones considerables, siendo muchas las regiones que nos muestran en abundancia corrientes naturales de agua, con pendientes fuertes e irregulares y súbitas crecidas, donde se manifiestan los fenómenos de erosión; transporte y depósito de materiales con gran intensidad; causa de gravísimos perjuicios, pues además de provocar el empobrecimiento ó la ruina de la tierra, el azolve amenaza la firmeza de las inversiones en grandiosos proyectos de irrigación, drenaje pluvial y presas de almacenamiento para la generación de energía eléctrica, servicio de agua potable y riego.

Siendo el azolve uno de los problemas más importantes en los vasos de almacenamiento, es inevitable en la mayoría de los casos, que las capacidades muerta, útil y de regulación de avenidas se vean reducidas después de "n" años de vida de la presa por dicho problema, y por consecuencia en determinadas ocasiones pone en peligro la operación de dicha obra e incluso puede llegar a causar su inoperabilidad total.

En nuestro país, en donde el papel de los embalses es ya importante y esta llamado a ser esencial, es perfectamente lógico, que el problema de la sedimentación de los vasos constituya ya un serio motivo de preocupación.

Sin embargo, aunque el problema es de sobra conocido -- por los ingenieros que realizan el diseño hidrológico de un embalse, su análisis completo y práctico no ha sido abordado -- todavía.

Ante tal situación, el objetivo fundamental del presente trabajo es dar a conocer en forma concisa y elemental, las características más importantes relacionadas con el tema del azolvamiento en vasos. Más específicamente, el proceso natural de la erosión de los suelos, cuantificación del transporte de sedimentos, control y aplicación de diferentes técnicas para conservación de suelos y retención de azolves en cauces y las cuencas, así como también la proposición de mecanismos de desazolve y dragado de vasos, para conservar y prolongar la vida útil de los vasos de almacenamiento.

La metodología que se presenta para llevar a cabo un -- estudio que permita cuantificar la sedimentación en un embalse, esta enfocada a los casos en los que SI se dispone de datos de muestreo de sedimentos, así como de información sobre los materiales de que esta formado el cauce.

Dentro del contenido del presente trabajo se definen en el capítulo 1 a grandes rasgos aspectos importantes del problema de la sedimentación en embalses; las causas principales del azolvamiento, así como también las consecuencias producidas -- por éste; en seguida en el capítulo 2, se exponen de manera -- breve los conceptos sobre la erosión hidráulica, sus formas y sus consecuencias. Además la forma en que son transportados los materiales por las corrientes que los afluentes le suministran.

En el capítulo 3 se describe la forma de obtener datos referentes a los sedimentos que forman el cauce, así como el - equipo más usual para adquirirlos. Se proporcionan las propiedades del sedimento que más interesan en hidráulica fluvial, - incluyendo sus unidades y la forma de obtener esas propiedades.

Otro punto de interés que es tratado, se refiere a la - exposición de los métodos disponibles para cuantificar el transporte de sedimentos dentro de los cuales se recomiendan algunas fórmulas para valuar las diferentes formas de transporte.

Aunque el problema del azolve es inevitable, en el capítulo 4, se resumen las técnicas actuales para tratar de reducir la magnitud de la sedimentación; a continuación se explican en

el capítulo 5, algunas posibles técnicas en el desazolve de -- vasos, indicando su factibilidad económica, así como sus ventajas y desventajas. Posteriormente, en el capítulo 6 se da a -- conocer la metodología para calcular el volumen de azolve para la vida útil de un proyecto hidroeléctrico por la Comisión Federal de Electricidad.

Por último, se presentan en el anexo A, los principales vasos en México con problemas de azolvamiento de la Comisión Federal de Electricidad; y en el anexo B se citan con detalle dos métodos utilizados por el U.S.B.R. para predecir la distribución de sedimentos en un embalse.

El presente trabajo va dirigido al personal especializado en ingeniería de presas de instituciones como la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) y la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) que son los que realizan --- proyectos para los cuales el tema es enfocado, y en general, - para el lector interesado en el problema, realmente preocupante, de la erosión de suelos.

Se habrá cumplido con el objetivo de este trabajo si -- aprovechando las experiencias pasadas se toma conciencia para emprender con éxito nuevos proyectos.

El hombre sabio siempre cree
que tiene algo que aprender,
mientras el necio considera
que no necesita más de lo que sabe.

anónimo.

CAP. I.- NATURALEZA E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA

1.1 ANTECEDENTES

En nuestro país, las lluvias y por consecuencia el escurrimiento, presentan grandes variaciones estacionales y en algunos sitios hasta incertidumbre en su ocurrencia, debido a esto, ha sido necesario almacenar el agua en grandes y pequeños embalses, durante la época de avenidas para utilizarla en la temporada de estiaje.

La época de lluvias está generalmente confinada a los cinco meses del año en los que ocurren los ciclones (junio a octubre) y contrariamente a lo anterior, las demandas para riego, agua potable y generación de energía eléctrica se distribuyen a todo lo largo del año. Entonces, la regulación de las aguas por medio de embalses, es a la fecha la estrategia más factible para obtener grandes beneficios de la naturaleza.

Desafortunadamente, los ríos y arroyos no aportan solamente agua, sino que también transportan sedimentos, es decir, materiales que han sido erosionados aguas arriba en su cuenca o propio cauce y debido a lo anterior, puede afirmarse que todos los embalses ya sean grandes o pequeños, enfrentan el grave problema de la pérdida gradual en la capacidad de su almacenamiento por consecuencia de la gran cantidad de sedimentos que se depositan en ellos.

Dentro de los estudios que integran el proceso de diseño de una presa, se distinguen las siguientes capacidades:

(Fig.1.1)

° capacidad total

La comprendida entre el fondo del vaso y el nivel alcanzado por el agua cuando el vertedor descarga su gasto de diseño.

° capacidad para superalmacenamiento

La adicional a la capacidad para control de avenidas, necesaria para el tránsito de la avenida de diseño del vertedor.

° capacidad para control de avenidas

La dedicada al manejo de avenidas con un gasto de descarga controlado, para reducir daños aguas abajo.

° capacidad útil

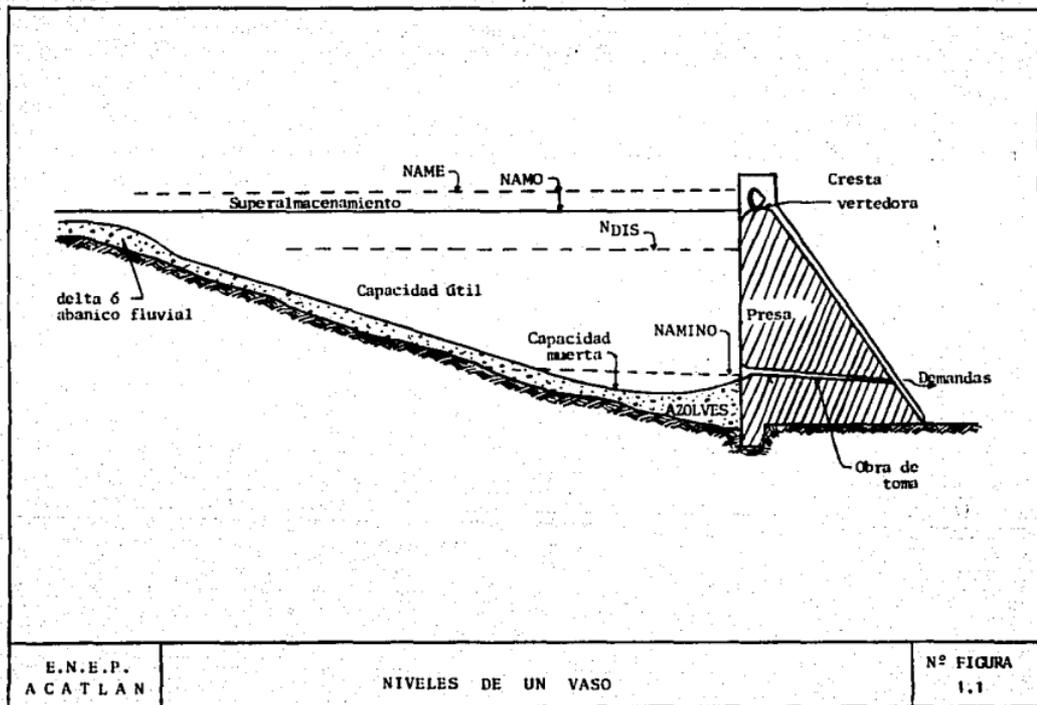
La aprovechable para los fines de la presa, exceptuando el control de avenidas.

° capacidad mínima de operación

La comprendida desde el fondo del vaso hasta el nivel mínimo de operación de la planta hidroeléctrica.

° capacidad para azolves

Las destinadas a alojar el volumen de sedimentos estimado en la vida útil de diseño del embalse.



Las capacidades antes mencionadas se deducen a través de un análisis hidrológico, excepto la capacidad de azolves⁽¹⁾. Aunque era usual fijar a nivel de planeación ó prefactibilidad la capacidad muerta ó de azolves como un porcentaje de la capacidad total del almacenamiento (ver ecuación 1.1), a la fecha se dispone de criterios adecuados para cuantificar el arrastre de sedimentos de una cuenca y por ende conocer a futuro el comportamiento de un almacenamiento en relación a este problema.

Desde que se inició la construcción de las grandes presas en México, el problema del azolve aunque había sido detectado, no se conocía en su verdadera magnitud, ya que a través de los años se ha podido comprobar en diversos casos, que la capacidad adoptada resultó escasa con relación al volumen depositado y que los embalses perdían capacidad útil aceleradamente respecto a lo que se había pronosticado (en la Fig. 1.2 se muestra el grado de azolvamiento de las principales presas en México). Por esas fechas en otros países se iniciaban los estudios serios para detectar y evitar el problema en cuestión, -- tal es el caso de Estados Unidos, Japón y China entre otros, -- sin embargo, en nuestro país ha faltado decisión y recursos -- económicos para encarar el problema del azolve, cuya solución principal radica en conservar las cuencas hidrográficas para -- evitar su deslave, erosión y arrastre de los suelos; problema que requiere grandes inversiones con resultados a mediano y -- largo plazo (ver capítulo IV).

(1) La palabra 'azolve' como se emplea en este estudio, incluye en su definición, todo el material transportado por una corriente de agua, ya bien sea acarreado en suspensión, disuelto en la misma agua ó transportado como carga de fondo.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS -SARH-

VASO	Volumen inicial	Volumen final	ΔV	Años de servicio	% de azolvamiento	Años probables de vida hasta -- cap. = 0
Adolfo Ruiz Cortines	1 015	990	25	16	2.5	625
Francisco I. Madero	424	340	84	24	19.8	97
La Boquilla	2 982	2 903	9	57	2.6	2 135
La Calera	39	21.7	17.3	9	44.4	11
Laguna de Chapala	8 218	6 354	1 864	41	22.7	140
Leobardo Reynoso	76	57	19	22	25.0	66
Manuel Avila Camacho	405	304	101	24	24.9	73
Marte R. Gómez	1 080	926	154	27	14.3	162
Miguel Alemán	61.8	53.5	8.3	22	13.4	145
Requena	71	52.7	18.3	49	25.8	140
Sanalona	845	763	82	25	9.7	234
Solfs	800	684	116	22	14.5	129
Taxhimay	50	43	7	59	14.0	358
Venustiano Carranza	1 385	1 292	93	43	6.7	598
Yuriria	222	188	34	423	15.3	2 352

ΔV = Volumen de azolve.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD -CFE-

VASO	Volumen inicial	Volumen final	ΔV	Años de servicio	% de azolvamiento	Años probables de vida hasta -- cap. = 0
Santo Tomás	8.92	5.86	3.06	17	35	32
Cupatitzio	5.58	3.66	1.92	13	34	25
Villa Victoria	221.30	189.00	32.30	30	15	170
El Bosque	230.50	216.00	14.50	8	6	122
Colimilla	4.83	2.17	2.67	22	55	18
La Soledad	55.70	29.00	26.70	12	48	13
Pinzanes	4.40	2.60	1.80	17	41	24
Ixtapantongo	1.61	1.24	0.37	22	23	74

Fuente: Ref. 17

FIGURA 1.2 GRADO DE AZOLVAMIENTO DE LAS PRESAS EN MEXICO.

$$C_{az} = (\%) \times \text{vida útil} \times V_m \quad \text{-----} \quad (1.1)$$

donde: V_m = Capacidad del almacenamiento.
 $\%$ = Porcentaje⁽²⁾

El problema del azolve se torna crítico cuando éste --- sobrepasa los límites máximos previstos, ya que además de afec--- tar la capacidad útil del embalse pueden ocurrir otros proble--- mas como pueden ser la obstrucción de las compuertas de la --- obra de toma, abrasión de las turbinas, contaminación produci--- da por el deterioramiento del agua ó inclusive se puede llegar a la inhabilitación total de la presa a causa de un volumen de sedimentos muy elevado.

Como normalmente los costos para prevenir la erosión de cuencas y la extracción de azolves por medio de dragado son -- elevados, en algunas de las presas se han implementado otras - alternativas para tratar de contrarrestar los perjuicios, como por ejemplo los conductos de fondo y la modificación de nive-- les de operación. Pero estas soluciones no son más que paliati--- vos, resultan muy costosos ó son en algunos casos impractica-- bles. Aun cuando se han llegado a construir dichas estructuras, en la generalidad de los casos no han representado una solu-- ción completa, pues se ha comprobado que el desazolve ocurre - solamente en su área de influencia. Debido a esto, la vida --- útil de algunas presas se reduce entonces a unos cuantos dece--

(2) La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos a través de la experiencia en la construcción de presas de almacenamiento ha establecido para la aplicación del cálculo de capacidades de azolves de un embalse, el 12% del escurrimiento - medio anual.

-nios, en vez de dar un servicio para el tiempo en que fueron proyectadas.

Evidentemente los problemas anteriores serán de menor cuantía e importancia si se reduce al mínimo posible la entrada de azolve, realizando los trabajos mencionados en la cuenca y optimizando los estudios correspondientes para su atención.

1.2 CAUSAS PRINCIPALES DEL AZOLVAMIENTO

El azolvamiento, como uno de los resultados indirectos de la erosión del suelo, es un fenómeno natural; pero ésta a menudo es acelerada cuando el hombre cambia las condiciones naturales del mismo. Así, se puede mencionar que las causas principales del azolvamiento en un vaso son:

- 1.- La desmedida práctica comercial de la tala de bosques, el mal uso de los terrenos agrícolas, los incendios no sofocados en los bosques y el pastoreo exagerado de las cuencas.
- 2.- Incremento de los desechos industriales, municipales y de las ciudades.
- 3.- Falta de capacidad para sedimentos ó azolves en los vasos.
- 4.- Falta de estudios e información sobre volúmenes de acarreo de azolves de los ríos.
- 5.- Suspensión de los programas de conservación de las cuencas.
- 6.- Falta de atención a los vasos de almacenamiento por no disponer de libranzas para el mantenimiento.
- 7.- Falta de dispositivos de extracción en las presas para efectuar desazolves periódicos.

Con objeto de minimizar el problema del azolvamiento de vasos, se considera necesario para proyectos nuevos efectuar:

- A.- Estudios básicos de acarreo de sedimentos aportados de:
 - Volúmenes y tipos de sedimentos.
 - Forma y distribución de los sedimentos en el vaso.
- B.- Estudio profundo para la obtención de la capacidad para azolves.
- C.- Estudio de estructuras para descarga de sedimentos en los casos de almacenamiento.

Como se había mencionado, el azolvamiento de los vasos - provoca la pérdida de capacidad y como consecuencia reduce su - poder de regulación. En algunas presas con el paso del tiempo - se observa como disminuyen su período de vida útil, lo cual --- en determinado momento puede influir en el desarrollo económico de una región e incluso puede acarrear problemas en aspectos -- como la generación de energía eléctrica, producción de alimentos, agua potable, etc.; pero independientemente a ésto la gran pér-- dida económica que se llega a tener con la inoperabilidad de una obra de ésta índole.

El azolvamiento es un problema preocupante, que se ha -- generalizado en muchos países, y en el caso particular de México, se ha acentuado durante los últimos años. A causa de ésto se ne- cesita que se lleven a cabo investigaciones tanto a nivel prácti- co en prototipos como teórico sobre modelos con la finalidad de lograr dar soluciones factibles desde el punto de vista Ingenie- ríal.

De agua unas cuantas gotas,
de arena unos cuantos puntos,
al correr por siempre juntos
rompen el suelo y las rocas.

Robert E. Horton.

CAP. II.- FENOMENO DE LA EROSION

2.1 TIPOS DE EROSION

El término EROSION proviene de latín "erodere", que significa desgaste, o bien roer. La erosión se puede definir de manera general, como el proceso geológico en virtud del cual los agentes del medio ambiente actúan sobre las rocas y suelos⁽¹⁾ de un área, atacándolos hasta fragmentarlos, transportarlos y por último, depositarlos en otro lugar. Estos agentes ó procesos son: la lluvia, el viento, los ríos, los glaciares, el mar y el hombre; originándose las erosiones HIDRICA, EOLICA, FLUVIAL, GLACIAL, MARINA y ANTROPICA respectivamente.

(1) Se le llama así al material no consolidado que se encuentra en la superficie de la corteza terrestre, en el que la vida de las plantas se desarrolla.

Específicamente se define a la erosión hídrica como el proceso de disgregación y transporte de las partículas del suelo por la acción del agua; así como a la erosión fluvial, la que es efectuada por los ríos sobre el manto meteorizado debido a la presión hidráulica ejercida por el agua en movimiento.

Además se definen los términos EROSION NORMAL ó GEOLOGICA y EROSION ACELERADA. La erosión normal, es el desgaste de los terrenos en su ambiente natural. En cambio la erosión acelerada, es generalmente el resultado de la acción del hombre ó de los animales, aunque ocasionalmente puede resultar de catástrofes naturales, como fuegos, deslavés, sismos, etc..

La principal causa de la denudación normal ó erosión geológica es el proceso esencial de la formación del suelo, ya que el material rocoso original es continuamente fragmentado y seleccionado por el viento y el agua, hasta que llega a ser aprovechable para el crecimiento de las plantas. La velocidad de erosión es bastante lenta, de quizás 2.5 cm en 100 a 1000 años, permaneciendo casi estática la denudación. Al final se llega a un equilibrio entre ésta y la formación del suelo, que es regido por el clima, suelo, precipitación pluvial, topografía y cubierta vegetal.

La erosión no solamente remueve el suelo fértil de la tierra, sino que a menudo las vuelve incapaces de crecimiento rápido aún de pasto y arbustos, acelerando más tarde la erosión

laminar y la formación de barrancas, pero al mismo tiempo causa otros perjuicios que varían de lugar a lugar, tales como el relleno de los canales de las corrientes, bancos en los canales de navegación, disminución de las capacidades de los almacena-
mientos, obstrucción del drenaje y recubrimiento de fértiles -
tierras aluviales por arena y/o grava.

Los principales factores que determinan la magnitud del proceso erosivo, son: la precipitación, el tipo de suelo, la -
fisiografía, las prácticas antierosivas, la cobertura vegetal
y el uso del terreno.

PRECIPITACION: El tipo (convectiva, orográfica o ciclónica), --
la intensidad, su duración y su periodo de retorno, son las --
características de mayor influencia en el proceso erosivo.

Cuando su intensidad es mayor que la velocidad de infil-
tración, se generará escurrimiento, factor fundamental en la --
erosión.

SUELO: La textura, estructura y composición mineralógica son --
propiedades que determinan el tamaño de las partículas y por --
consiguiente, su facilidad a ser disgregadas y arrastradas por
la lluvia y el escurrimiento, este último influenciado por la -
porosidad y la capacidad de infiltración del suelo.

FISIOGRAFIA: El efecto de la erosión hídrica, prácticamente no
existe en terrenos horizontales, debido a la compensación mutua
en el transporte por salpicadura y a la anulación del escurri-
miento.

De lo anterior se deduce la importancia de la pendiente del terreno, misma que va asociada a su longitud de desarrollo, pues entre más grande es el recorrido, mayor es la cantidad de material factible de ser erosionado. Otra característica a tomarse en cuenta es la curvatura del relieve; convexa, plana ó cóncava.

CUBIERTA VEGETAL Y PRACTICAS DE CONSERVACION: La influencia de todos estos factores será discutida con más detalle en el capítulo IV.

2.1.1 EROSION HIDRAULICA

Prácticamente en toda la superficie terrestre, exceptuando las regiones polares y los desiertos, el suelo está sujeto continuamente a la acción erosiva del agua, cuando no tiene una cubierta vegetal que le brinde protección durante las lluvias; éstas aunque ligeras disgregan el suelo desnudo y cuando son intensas, particularmente en terrenos de cultivo con pendientes algo pronunciadas y sin medidas de protección, ó en zonas desforestadas, gran cantidad de suelo valioso se pierde en poco tiempo, debido al proceso de arrastre.

Además, los problemas debidos a la erosión no se confinan al sitio donde se presenta, sino que sus efectos trascienden a otras áreas; así por ejemplo al haber erosión del suelo, el agua escurre turbia dificultándose y reduciéndose la infiltración, aumentando el escurrimiento hasta el punto de ser mayores las avenidas; entonces, los tirantes en los cauces aumentan y el

flujo tiene mayor capacidad de transporte de material sólido y más poder erosivo. Por último, la sedimentación del material erosionado en embalses y lagos debido a su magnitud podría ocasionar los problemas ya descritos en el capítulo anterior.

2.1.1.1 EROSION HIDRICA

Como se mencionó anteriormente, la erosión hídrica es efectuada por la acción ó ataque del agua al terreno, ésta acción se realiza SUPERFICIALMENTE ó en la PROFUNDIDAD DE SU PERFIL. En el primer caso las partículas del suelo son separadas y arrastradas "aisladamente" y en el segundo caso, "masivamente".

ATAQUE SUPERFICIAL.- Este mecanismo presenta las acciones de DISGREGACION y TRANSPORTE, debidas ambas a la lluvia y al escurremiento.

En ausencia de obstáculos las gotas de lluvia golpean el suelo con considerable energía, disgregando las partículas terrósas y proyectándolas al aire como se muestra en la Figura 2.1.

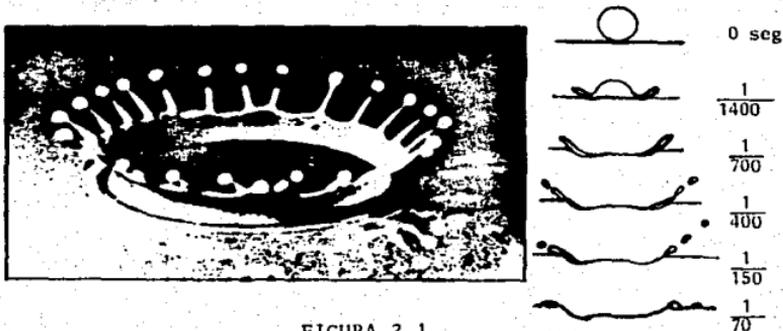


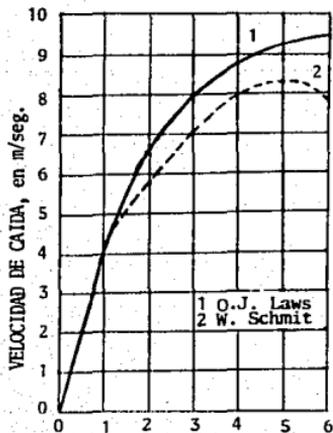
FIGURA 2.1

El transporte por la lluvia es lo que W. D. Ellison en 1944 llamó: Erosión por salpicadura.

La energía de las gotas de lluvia es dinámica y por lo tanto, su determinación exige el conocimiento del tamaño y velocidad terminal de caída. O.J. Laws y D.A. Parson en 1943, -- encontraron una expresión (ecuación 2.1) que relaciona la intensidad de la lluvia (I), en mm/hr. y el tamaño medio (D) de las gotas.

$$D = 4.018 (I)^{0.182} \quad \text{----- (2.1)}$$

Adicionalmente, los mismos autores presentaron una gráfica que determina la velocidad terminal de las gotas en función del tamaño de éstas (véase Fig. 2.2).



DIAMETRO DE LA GOTA, en mm.

FIGURA 2.2

Respecto al transporte por escurrimiento, éste es mucho más importante, pues al deslizarse el agua sobre el terreno se originan turbulencias que son capaces de poner en suspensión - las partículas del suelo, o bien, de arrastrarlas rodando o en saltación.

ACCION EN PROFUNDIDAD.- La saturación del suelo es una circunstancia favorable a los movimientos en "masa", pues los terrenos con pendientes pronunciadas y no "sujetos" por la vegetación, se deslizan fácilmente; o bien, aunque exista vegetación, si se tiene un estrato impermeable que las raíces no penetren y el cual es lubricado por el agua que se infiltró, favorecerá - éste el deslizamiento.

El ataque del agua al terreno define dos tipos de erosión (véase Fig. 2.3), éstas son:

I. EROSION EN LA SUPERFICIE

II. EROSION EN EL PERFIL

I.- FORMAS DE EROSION EN LA SUPERFICIE.

A. EROSION LAMINAR.- Es la remoción más o menos uniforme en toda la superficie, de una capa o lámina delgada de suelo.

La disgregación por lluvia y el transporte por escurrimiento son vitales en la formación de un flujo homogéneo en el espacio; esta mezcla tierra-agua, baja como lámina por el suelo, el cual se va degradando en capas sucesivas. Este tipo de erosión es menos evidente y espectacular que la erosión en cárcavas, sin embargo, en volumen de suelo perdido aporta comúnmente mucho mayor cantidad de sedimentos a los cauces.

B. EROSION EN CANALILLOS (o pequeños surcos).- La superficie de las áreas de cultivo en general no son lisas ni con pendientes uniformes, por lo que la erosión laminar no se presenta continuamente sino que el agua de lluvia al escurrir, se concentra en las depresiones y fluye adoptando la trayectoria mínima de resistencia formando así pequeños surcos ó canalillos en el terreno.

El número de canalillos que se forman en una superficie específica, varía ampliamente dependiendo de la irregularidad del terreno y de la cantidad y velocidad del escurrimiento.

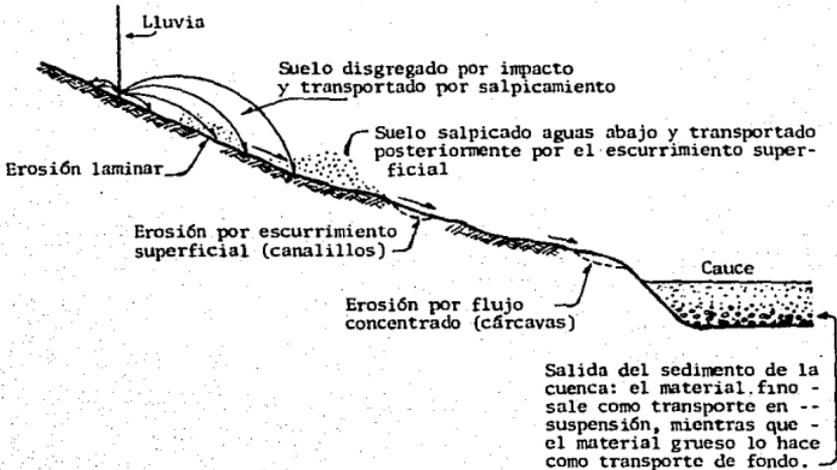


FIGURA 2.3. PROCESO DE EROSION Y TRANSPORTE EN LA CUENCA.

Se acepta que la erosión laminar favorece notoriamente la formación de los pequeños surcos, debido al arrastre de las partículas finas y la permanencia de los elementos gruesos que influirán en la formación de irregularidades (depreciones y -- elevaciones).

C. EROSION EN CARCAVAS.- La erosión en cárcavas se origina después de las erosiones laminar y en canalillos y ocurre cuando el escurrimiento en un declive se concentra y aumenta considerablemente su velocidad y volumen; con frecuencia se forman cárcavas a partir de depresiones naturales.

El escurrimiento debe tener la energía suficiente para desprender y transportar grandes cantidades de suelo. Lo anterior dependerá de la extensión de cuenca de cada cárcava y de las características de generación de tales flujos.

Debido a la naturaleza de la formación de las cárcavas, generalmente son incluidas dentro de la erosión de los cauces, conjuntamente con la erosión de las orillas, la socavación del fondo, la degradación de las planicies de inundación, etc..

D. CORRIENTES DE LODO.- Durante las fuertes lluvias la capa superior del terreno absorbe gran cantidad de agua y entonces, si tal suelo no está bien sujeto por la vegetación, la masa de tierra superficial puede transformarse en una mezcla agua-sedimento, capaz de deslizarse hacia las partes bajas.

II.- FORMAS DE EROSION EN EL PERFIL

A. DESLIZAMIENTOS.- Ya escrito en ACCION EN PROFUNDIDAD.

B. CAVERNAS Y HUNDIMIENTOS.- La formación de flujos subterráneos puede originar cavernas, que se manifiestan por hundimientos, o tambien por deslizamientos.

C. REPTACION DEL SUELO.- Condición muy parecida a las corrientes de lodo, pero a mayor escala.

El suelo que se pierde por erosión acelerada en terrenos de cultivo, es generalmente el más fértil, es decir, el que contiene los elementos nutritivos para las plantas, el humus y los fertilizantes adicionados. Además de los efectos perjudiciales anteriores, se tienen otros problemas relacionados con la pérdida de suelo, estos son:

- a) Reducción de la velocidad de infiltración y del volumen infiltrado.
- b) Aportación del material erosionado a los cauces, con las infinitas consecuencias por bosquejar.
- c) Depositación del material erosionado en suelos fértiles, reduciendo la productividad y dañando ó destruyendo los cultivos o su vegetación natural.
- d) Deteorización de la estructura del suelo. Al tratar de reponer el suelo perdido es necesario disponer de una parte del subsuelo, el cual tiene casi siempre peor estructura.
- e) Mayor energía requerida para la labranza del terreno debido a la dificultad que presenta el subsuelo para ser arado.

- f) División del campo por las cárcavas, que redundan en un mayor tiempo y costo para la producción.

Con base en lo anterior, se pone de manifiesto la necesidad apremiante de detección de las áreas con peligro de erosión ó ya bajo su acción, la proposición de medidas para combatirla y su puesta en práctica en todos los niveles (cuenca, región ó -- área específica).

2.1.1.2 EROSION FLUVIAL

La erosión efectuada por un río cuenta con detritus de varios tipos (limo, arena, grava y cantos redondeados de rocas resistentes) que van erosionando el lecho. El rozamiento entre cantos rodados y entre éstos y el lecho del río conduce a la formación de material triturado de grano fino, los cantos rodados se astillan, agrietan, desmenuzan y descascarrilan y el material más fino aprisionado entre ellos sufre un molido.

La capacidad de erosión dependerá del momento ($\text{masa} \times \text{velocidad}$) de dichos materiales ó agentes; evidentemente el máximo de erosión se producirá cuando el río experimente grandes avenidas y su agua se mueva rápidamente. La velocidad de desgaste del lecho del río dependerá del caudal, de la pendiente del río, de la naturaleza de los materiales actuantes por arrastre y de la roca madre.

Una corriente de erosión activa puede mover el material de su cauce ó de sus bancos de varias maneras:

A.- LEVANTAMIENTO DIRECTO. En un flujo turbulento el agua se desplaza a lo largo de caminos no paralelos al fondo, se arremolina y da vueltas; si un remolino es suficientemente poderoso, desaloja partículas del cauce y las levanta dentro de la corriente. Si se supone que el lecho de una corriente está compuesto de partículas de tamaño uniforme, con auxilio de la gráfica que aparece en la Fig. 2.4, se calcularían las velocidades aproximadas necesarias para que la corriente erosione partículas de varios tamaños, tales como arcillas, limo, arena, gránulos y guijarros. Por ejemplo, el lecho de un río compuesto de granos de arena de tamaño medio puede ser erosionado por una corriente con una velocidad de menos de 30 cm/seg. A medida que los fragmentos aumentan en tamaño, variando de la arena gruesa a los gránulos y a los guijarros, se necesitan velocidades cada vez más altas para su desplazamiento.

Pero lo curioso por inesperado, es que se necesitan velocidades de corrientes más altas para erosionar partículas más pequeñas del tamaño de arcilla y limo. La razón está en que las partículas más pequeñas tienden a compactarse ó consolidarse más firmemente, y cuando esto sucede en un depósito, resulta éste más resistente a la erosión. Además, las partículas individuales pueden ser tan pequeñas que no sobresalgan lo suficiente hacia arriba dentro de la corriente, para ser barridas por el agua turbulenta.

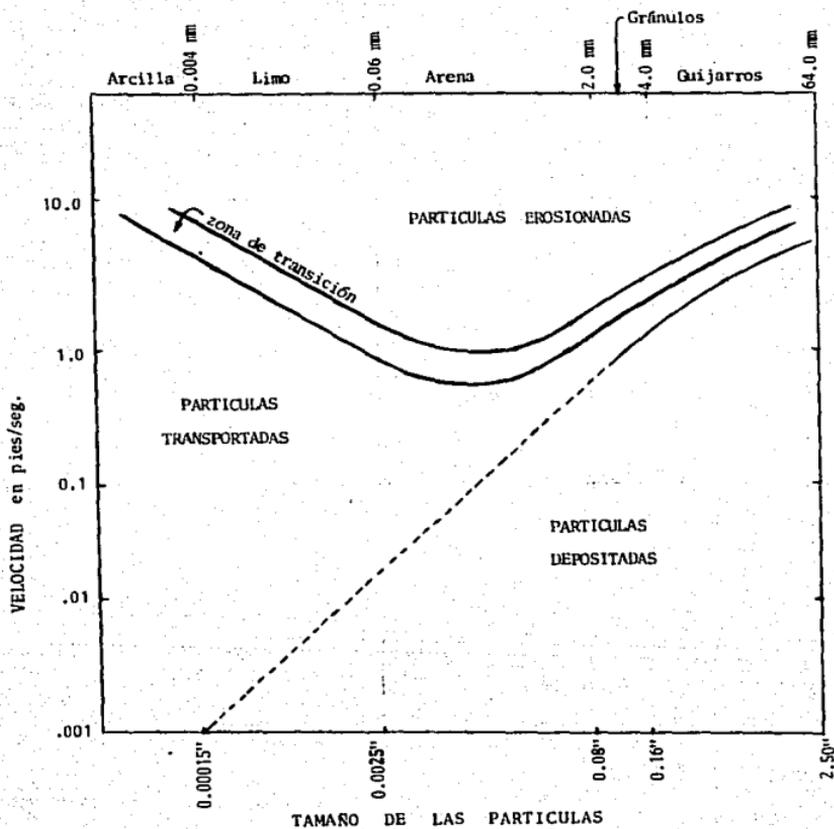


FIGURA 2.4 Erosión, Transporte y Deposición de Partículas.
(según Hjulstrom y Sundborg).

Fuente: Ref. 8

B. CAVITACION. A velocidades muy altas, de unos 7 a 9 metros - por segundo, entra en juego un proceso erosivo altamente efectivo, conocido como cavitación. Derivada de la palabra latina que significa "hueco o cavidad", la cavitación se refiere al - colapso repentino de las burbujas de vapor en el agua de una corriente. Si una burbuja está en contacto con el lecho de la corriente en el momento en que sobreviene la ruptura, se produce un impacto extremadamente fuerte. Por dificultades obvias es difícil medir la fuerza exacta del impacto; pero ciertos - experimentos, así como las condiciones teóricas, sugieren que el impacto mínimo puede ser de 100 a 140 kilos por centímetro cuadrado.

Sin embargo, como se necesitan velocidades muy altas - para producir cavitación en las corrientes, es posible que -- este proceso tenga lugar en las cascadas y los rápidos.

C. IMPACTO Y SOLUCION. El impacto de las partículas grandes - contra el lecho ó contra otras partículas, hace saltar fragmentos que se suman a la carga de la corriente.

Resulta también algo de erosión, de la solución de los escombros y de las rocas del fondo del cauce en el agua de la corriente. Sin embargo, la mayor parte de la materia disuelta transportada por una corriente es probablemente una contribución del agua del subsuelo que drena en ella.

D. ABRASION Y SELECCION. La selección ocurre con un cambio de la fuerza de la corriente que lleva el sedimento. Todas las --

veces que la fuerza tractiva de la corriente disminuye, ya sea como resultado de la disminuci3n de la pendiente, o ampliacion de la seccion transversal, obstaculizada por una estructura, o cualquier otra obstruccion, las particulas m3s gruesas llevadas por ella detendran su movimiento y se depositar3n en el fondo del r3o. La selecci3n puede tener lugar abrupta o gradualmente, de acuerdo a la naturaleza del cambio de fuerza de la corriente que lleva el sedimento. En el caso de un torrente de fuerte pendiente descargado en un r3o de pendiente m3s suave, se formar3 un cono aluvial de grava y guijarros en la confluencia entre ambos. Dep3sito de particulas m3s gruesas pueden encontrarse aguas abajo de la desviaci3n de una corriente cuando el flujo es parcialmente desviado disminuyendo su fuerza de arrastre de sedimento.

La abrasi3n se refiere a la disminuci3n del tama1o de las particulas del sedimento debido a la fricci3n, molienda 6 resquebrajamiento de las particulas entre s3 6 contra el lecho del r3o. Cuando el lecho es desgastado por abrasi3n, generalmente desarrolla una serie de superficies curvas, tersas, ya convexas 6 c3ncavas. Estrictamente hablando, el efecto de la abrasi3n solamente puede ser averiguado con certeza, cuando la fuerza de la corriente que lleva el sedimento es constante a lo largo del r3o en consideraci3n.

El razonamiento com3n favorece la opini3n de que, si la carga suspendida constituye la porci3n mayor de la carga total del sedimento llevado por la corriente, la selecci3n es el factor

más importante. Por otra parte, si la carga de fondo está en mayor proporción que la suspendida, la abrasión controla la disminución del tamaño del sedimento a medida que éste sigue corriendo abajo.

La ley que gobierna la abrasión fue primero sugerida por H. Sternberg y después verificada por A. Schocklitsch de una serie de experimentos. Sternberg supuso que la pérdida de peso -- " d_p " de una partícula de sedimento es proporcional a su peso " p " y a la distancia " d_s " que viaja.

La ecuación diferencial es así:

$$d_p = - C p d_s \quad \text{-----} \quad (2.2)$$

integrando se obtiene:

$$p = p_0 e^{-C \cdot s} \quad \text{-----} \quad (2.3)$$

donde, " p_0 " es el peso inicial, " p " el peso después que la partícula ha viajado una distancia; " e " es la base de los logaritmos naturales y " C " un coeficiente que tiene la dimensión Km^{-1} ó mi^{-1} (kilómetros ó millas) u otras unidades si la distancia así lo indica. La corrección de la expresión dada en la ec. 2.3 ha sido verificada por Schocklitsch de un gran número de experimentos.

Si el diámetro " d " de una partícula se usa en vez de su peso " p ", la ecuación llega a ser:

$$d^3 = d_0^3 e^{-Cs} \quad \text{-----} \quad (2.4)$$

o bien:

$$d = d_0 e^{-\frac{Cs}{3}} \text{ ----- (2.5)}$$

El coeficiente "C" comúnmente conocido como coeficiente de abrasión, es dependiente de la forma y la calidad del sedimento (respecto a la roca madre, la que determina su dureza, fragilidad, etc.), de la velocidad del movimiento de los mismos así como su diámetro, que compone el fondo del río sobre el cual la partícula en consideración se mueve. Sobre la base de sus experimentos Schocklitsch ha sugerido la siguiente expresión:

$$C = C_1 \cdot V^{1/4} \left(\frac{d + 15}{15} \right) \text{ ----- (2.6)}$$

donde "V" es la velocidad en metros por segundo con la cual el sedimento se mueve; "d" el diámetro expresado en mm. del material del fondo sobre el cual la partícula de sedimento se mueve y --- "C₁" el coeficiente específico de abrasión, que es el coeficiente para el caso en el que "V" es igual a un metro por segundo y "d" se aproxima a cero, como por ejemplo un material de fondo extremadamente fino.

Schocklitsch obtuvo por pruebas experimentales de laboratorio el valor de C₁ para 84 clases diferentes de sedimento y una selección de los mismos se muestra en la tabla 2.5 .

Tabla 2.5 .- Coeficientes específicos de Abrasión (C_1) *

serie nº	sedimento	partículas redondas		partículas con aristas redondas.
1.-	Pizarra talcosa -----	0.27	0.23	0.030
2.-	Arenisca -----	0.041	----	----
3.-	Pedazo de ladrillo -----	0.032	----	0.041
4.-	Tiras de cuarzo feldespático con hornoblenda -----	0.0088	----	----
5.-	Mármol -----	0.0082	0.0063	0.0095
6.-	Arenisca arcillosa -----	0.0079	----	----
7.-	Marga arcillosa -----	0.0060	0.0038	0.0092
8.-	Caliza -----	0.0050	0.0014	----
9.-	Cuarzo rosado -----	0.0038	----	----
10.-	Gneiss (rico en cuarzo) --	0.0033	----	----
11.-	Dolomita -----	0.0026	----	----
12.-	Granito -----	0.0026	0.0013	0.025
13.-	Pizarra verde con lunares de clorita -----	0.0022	----	0.0028
14.-	Gneiss sericítico -----	0.0017	----	0.0018
15.-	Arenisca de grano fino --	0.0015	----	----
16.-	Pórfido cuarcífero -----	0.0015	----	----
17.-	Gneiss granítico -----	0.0013	----	----
18.-	Quarcita -----	0.0007	----	----
19.-	Pizarra silíceas -----	0.0007	----	----
20.-	Pórfido -----	0.00054	----	0.0029
21.-	Fundición gris de hierro -	0.00025	----	0.00032
22.-	Aceró endurecido -----	0.00016	0.000063	----
23.-	Ladrillo refractario ----	0.000063	----	0.00029

(*) Fuente: Ref. 12

2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

La transportación se efectúa por cinco agentes que pueden agruparse en tres clases:

- 1.- TRANSPORTACION HIDRAULICA y EOLICA
- 2.- TRANSPORTACION GLACIAR y POR GRAVEDAD
- 3.- TRANSPORTACION ORGANICA

La primera es la más importante y cuando la realiza el agua se deberá considerar si es en corrientes, en lagos ó en el mar. Los agentes son los mismos pero varían sus intensidades y se efectúa de tres maneras: TRACCION, SUSPENSION y SOLUCION (ver incisos 2.2.2.1 y 2.2.2.2), las dos primeras son métodos físicos de transporte que dependen de la velocidad de la corriente y de movimientos turbulentos para favorecer el viaje de las partículas con dimensión arriba de la coloidal. El sedimento llevado por tracción se le llama carga de fondo.

Las dos clases últimas de las mencionadas no se describen dado que en cuanto al tema no son de gran importancia.

2.2.1 EN LA CUENCA.

El nombre de cuenca⁽²⁾ es usado más comúnmente en Ingeniería de abastecimiento de agua, en tanto que relacionada con el control de ríos se le denomina área de drenaje, cuenca de drenaje ó área de captación.

Cuando la cuenca es de gran extensión puede dentro de su superficie, contener subcuencas mediante la construcción de una cortina, bordos ó diques.

Las cuencas pueden ser abiertas (exorréicas) ó cerradas (endorréicas); en la primera las corrientes tienen salida al mar y en la segunda no la tienen, como por ejemplo, son los casos de la cuenca del río balsas y la del valle de México (ésta abierta artificialmente para evitar inundaciones), respectivamente.

La aportación de sedimentos en una cuenca es la cantidad total de material erosionado en la misma (EROSION TOTAL), incluyendo las pérdidas de suelo (erosión laminar, en canalillos y en cárcavas), las socavaciones del cauce principal (erosión de sus orillas, del fondo y de sus planicies de inundación) y de todas las otras fuentes de aportación de sedimentos. Ahora bien, de la totalidad de los materiales erosionados, no todos llegan a los cauces y no todos son transportados por ellos, debido a lo cual, la cantidad de material sólido aportado por una cuenca, siempre es menor que el valor de su erosión total. De acuerdo a lo anterior, se definen los siguientes términos:

APORTACION DE SEDIMENTOS: cantidad total del material que será aportado por la cuenca hacia aguas abajo y hasta un punto de interés (un embalse, el mar, un puerto, etc.), durante un cierto lapso (comunmente un año). Expresandose generalmente en Ton/año, o bien, en m^3 /año.

(2) Una cuenca es el área contenida dentro de una línea divisoria de drenaje conocida como PARTE-AGUAS y que limita las cuencas de ríos contiguos.

MAGNITUD DE PRODUCCION DE SEDIMENTOS ó DEGRADACION ESPECIFICA: es la aportación de sedimentos por unidad de área. Entonces, se divide la aportación de materiales sólidos (previamente definida), entre la magnitud de cuenca. Reportándose comunmente en --- Ton/Km²/año, o bien, en m³/Km²/año.

COEFICIENTE DE ENTREGA DE SEDIMENTOS ó COEFICIENTE DE APORTACION DE SEDIMENTOS: es la relación entre la aportación de sedimentos y la erosión total de la cuenca. Es una cantidad adimensional; - por lo regular se expresa en porcentaje y logicamente siempre es menor del 100% .

Dentro de los principales factores que afectan la magnitud de la aportación de sedimentos a una cuenca, se pueden citar:

- a) Tamaño.
- b) Características topográficas como: forma, pendiente promedio, tipo de orografía, densidad de drenaje.
- c) Magnitud y características del escurrimiento.
- d) Textura y granulometría de los sedimentos.

Se ha encontrado que la densidad de la red de drenaje -- natural es un factor que tiene mucha influencia en el coeficiente de aporte de sedimentos. El aporte resulta mucho mayor para cuencas de pendientes abruptas con arroyos bien definidos que para cuencas de poco relieve.

Otro factor significativo en el aporte de sedimentos es - la pendiente de la cuenca. De los distintos métodos que se han

desarrollado recientemente para cuantificar numéricamente la -- pendiente de una cuenca, esta el de la "relación de relieve" -- que ha sido utilizado con éxito en distintos análisis de regresión.

La "relación de relieve" se puede determinar a partir de planos topográficos de la cuenca, como el cociente entre el des nivel máximo y el del cauce principal.

Es bien sabido que el proceso lluvia-escurrimiento es un fenómeno difícil de modelar por depender de múltiples factores, como son las características de humedad del mismo en el momento en que se presenta la lluvia, el tamaño y la forma de la cuenca de drenaje, etc. A iguales condiciones, el escurrimiento (y -- consecuente el aporte de sedimentos) es mayor para cuencas de - pendientes pronunciadas y eficientes redes de drenaje natural.

2.2.2 EN LAS CORRIENTES.

Generalmente una cuenca corresponde a una corriente principal a la cual confluyen otras secundarias.

Es conveniente conocer el ciclo morfológico del río, ya que de las diferentes etapas se estima su poder erosivo, es decir, si es joven, maduro o viejo, así como su relación con el - tipo de rocas que afloran en su curso y en las de sus afluentes y su distribución dentro de la superficie de la cuenca.

Un río es joven cuando su poder erosivo es intenso, en - este período son comunes las cascadas, su perfil longitudinal -

es irregular y en los taludes del área de drenaje de la corriente se activa la erosión, hay fuertes derrumbes y deslizamientos en las pendientes fuertes de su cauce.

A medida que un río envejece, se establece una condición de equilibrio y la corriente adquiere una pendiente suficiente para la transportación de su carga, condición que tiende a conservar constantemente.

Los factores variables de carga y volumen necesitan a -- veces erosión y a veces depositación; un cambio en carga ó volumen afecta al sistema en su totalidad. Una corriente inclinada reduce gradualmente su pendiente cuando la carga proveniente de aguas arriba disminuye.

Cuando la corriente está uniformemente graduada en todo su sistema, se considera vieja y origina meandros en la mayor parte de su curso.

La mayor parte del sedimento transportado por las corrientes y depositado en los propios cauces, deltas, u otras obras civiles y que constituye un medio de polución de las aguas, procede (fue erosionado) de sus cuencas tributarias.

Durante este transporte, la distancia que recorren las -- partículas depende principalmente de su tamaño, densidad, forma y de la velocidad del flujo, debido a esto el material erosionado puede ser depositado en algunos de los sitios siguientes:

- A. Próximo a su lugar de origen
- B. Por último, en el mar
- C. En cualquier otro punto intermedio entre los dos anteriores.

Se puede decir que solo el sitio C, origina los problemas más graves por sedimentación de los materiales erosionados.

La transportación de sedimentos por el agua involucra la consideración de tres factores:

- A. COMPETENCIA
- B. CAPACIDAD
- C. CARGA

A. COMPETENCIA.- Se define como la habilidad de la corriente -- para transportar las partículas, en términos de las dimensiones de éstas (tamaño máximo).

Los experimentos realizados indican que el diámetro de una partícula que puede mover una corriente varía aproximadamente con el cuadrado de la velocidad. Así, una corriente con una velocidad de 400 m/hr puede mover partículas de arena gruesa de unos 0.5 mm de diámetro. Si la velocidad se duplica a 800 m/hr, entonces el diámetro de la partícula que puede ser movida aumenta a 2 mm y si la corriente fluye a una velocidad de 1 600 m/hr, podrá mover un guijarro de 8 mm de diámetro (ver Fig. 2.6).

B. CAPACIDAD.- Es la carga que puede transportar una corriente en términos de cantidad, y depende mucho del caudal (véase Fig. 2.7).

C. CARGA.- Es la cantidad de material que una corriente lleva en cualquier momento aguas abajo. La carga de sedimento es --- usualmente dividida en dos categorías: CARGA SUSPENDIDA y CARGA DE FONDO (ver Fig. 2.8).

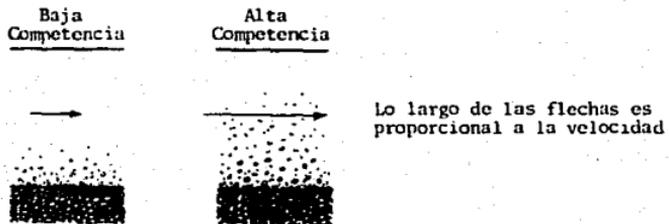


FIGURA 2.6 Tamaño de partículas acarreadas.

El termino CARGA DE LAVADO se usa muy a menudo para designar la porción más fina de las partículas suspendidas, las que no tienen su origen en el lecho del río sino en las cabece- ras del área, debido a la erosión del suelo.



FIGURA 2.7 Número de partículas acarreadas.

Los tipos ó formas en que los cauces transportan el material sólido se pueden clasificar según dos criterios, como se ilustran en la Fig. 2.9 .

2.2.2.1 TRANSPORTE EN SUSPENSION

Las partículas de materia sólida que son barridas por la corriente turbulenta de un río constituyen el material en suspensión. Este proceso de transporte está controlado por dos factores: la turbulencia del agua y una característica conocida como VELOCIDAD TERMINAL de cada grano individual. La velocidad terminal es la relación de caída que eventualmente alcanza un grano, cuando la aceleración causada por la gravedad se equilibra por la resistencia del fluido a través del cual está cayendo el grano.

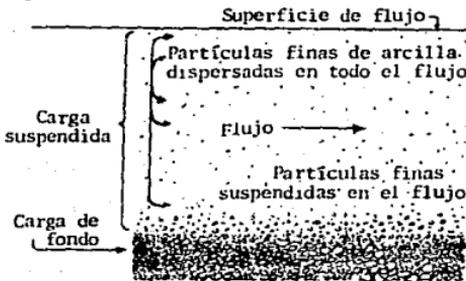


FIGURA 2.8

El agua turbulenta proporciona una fuerza tal que iguale ó exceda a la velocidad terminal del grano, logrando mantenerlo en suspensión. Los remolinos que se forman en el agua turbulenta se mueven en una serie de órbitas y los granos que caen en estos remolinos, pueden flotar ó mantenerse en suspensión mientras la velocidad del agua turbulenta sea igual, ó mayor, que la velocidad terminal de los granos.

La velocidad terminal aumenta con el tamaño de la partícula, suponiendo que su forma y densidad permanecen iguales. Cuanto más grande es una partícula, más turbulento deberá ser el flujo que se necesita para mantenerla en suspensión; y puesto que la turbulencia aumenta con la velocidad del flujo, resulta que la cantidad más grande de material es movida durante la época de avenidas, es decir, cuando las velocidades y la turbulencia son mayores.

		SISTEMA DE CLASIFICACION	
		BASADO EN EL MECANISMO DE TRANSPORTE	BASADO EN EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS
TRANSPORTE TOTAL DE SEDIMENTOS	TRANSPORTE DE LAVADO	TRANSPORTE EN SUSPENSION	TRANSPORTE DE LAVADO
	TRANSPORTE DE MATERIAL DEL FONDO EN SUSPENSION		TRANSPORTE DE MATERIAL DEL FONDO
	TRANSPORTE DE FONDO	TRANSPORTE DE FONDO	

FIGURA 2.9

2.2.2.2 CARGA DE FONDO

La carga de fondo puede definirse como la parte de sedimento de una corriente, que se mueve sobre el fondo, bailando, rodando ó palpitando. Si la turbulencia del agua es grande, una parte de la carga queda en suspensión; y cuando ésta es pequeña, el movimiento del material del lecho se extiende hacia arriba sólo una pequeña distancia del fondo. Desafortunadamente,

el transporte de fondo es normalmente difícil de observar y - medir su movimiento, por lo que se tienen pocos datos al respecto. La carga de fondo es subdividida en: CARGA DE CONTACTO y CARGA DE PALPITACION.

CARGA DE PALPITACION.- Es el sedimento que brinca y salta a lo largo del fondo. El término saltación se deriva del latín saltare, "brincar". Una partícula impelida por saltación brinca - de un punto a otro del lecho de la corriente; primero levanta - da por una corriente de agua turbulenta y despedida hacia adelante; a continuación, si es demasiado pesada para mantenerse en suspensión, cae otra vez al fondo en algún sitio, corriente abajo (véase Fig. 2.10).

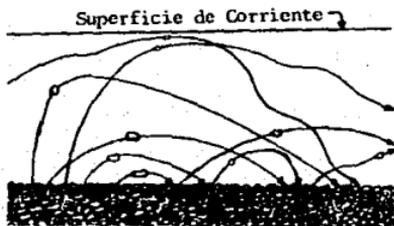


FIGURA 2.10

CARGA DE CONTACTO.- Algunas partículas son excesivamente grandes y pesadas para ser levantadas, aún momentáneamente, por la corriente; pero pueden ser empujadas e impelidas a lo largo -- del lecho de la corriente y, de acuerdo con su forma, moverse hacia adelante ya sea por rodamiento o por deslizamiento.

2.3 CONFIGURACION DEL FONDO.

El fondo de un cauce natural puede ser plano ó tener -- ondulaciones. El fondo plano existe cuando no hay arrastre de -- partículas, o bien cuando son mayores de 5 mm. En el fondo de un cauce se forman ondulaciones principalmente cuando está for-- mado con arena, y hay transporte de dichas partículas. Existe una dependencia entre la forma y tamaño de las ondulaciones y el tirante y velocidad de la corriente.

Las configuraciones que pueden formarse en un fondo are-- noso (véase Fig. 2.11), son:

- 1.- Fondo plano (sin arrastre)
- 2.- Rizos (solo si el material es menor de 0,5 mm.)
- 3.- Dunas
- 4.- Fondo plano (con arrastre)
- 5.- Ondas estacionarias
- 6.- Antidunas.

Cuando aparecen las configuraciones 1, 2 ó 3, se dice -- que se presenta una condición de flujo de régimen inferior. En los casos 5 y 6, se dice que la condición del flujo es de régi-- men superior. La configuración 4 puede estar asociada a una -- condición de transición ó permanecer en cualquiera de los dos regímenes mencionados.

En el régimen inferior la rugosidad aumenta a medida -- que se avanza de fondo plano a dunas; además, en la superficie del agua no se presenta ningún tipo de onda que permita conocer

la configuración del fondo. Cuando ocurre el fondo plano con arrastre, decrece la rugosidad.

Con régimen superior, las rugosidades máximas que pueden alcanzarse son mayores que las máximas que se presentan con régimen inferior. En la superficie libre del agua se aprecian --- ondas que indican la configuración del fondo. Así, si las ondas avanzan hacia aguas arriba y rompen, se tienen antidunas en el fondo; si permanecen en su sitio, aunque eventualmente sean borradas, se tiene un fondo con ondas estacionarias.

Además de las configuraciones indicadas se pueden presentar estados con configuraciones intermedias. Así, puede haber dunas con rizos sobreimpuestos, o dunas que tienden a borrarse para pasar a fondo plano.

Si el material tiene un diámetro mayor de 0.5 mm, no se forman rizos; por lo tanto, de la condición de fondo se pasa -- directamente a la de dunas.

Al considerar un fondo con una granulometría dada, se -- pasa sucesivamente de la configuración de fondo plano hasta la de antidunas, incrementando progresivamente el número de Froude de la corriente. Dicho número es igual a:

$$F = \frac{U}{\sqrt{gd}} \quad \text{-----} \quad (2.7)$$

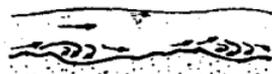
donde U = velocidad media, en m/seg.
 d = tirante, en mts.
 g = aceleración de la gravedad, en m/seg².



1. Fondo plano, sin arrastre, $F_r \ll 1$



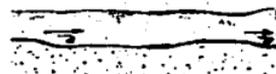
2. Configuración típica con rizos, $F_r \ll 1$ y $D_m < 0.5$ mm



3a. Dunas con rizos sobreimpuestos, $F_r \ll 1$ y $D_m < 0.5$ mm



3b. Dunas, $F_r < 1$



3c. Condición de transición se borran las dunas, $F_r < 1$



4. Fondo plano, con arrastre, $F_r < 1$



5. Ondas estacionarias, $F_r \geq 1$



6. Antidunas, $F_r > 1$
movimiento aparente en la duna

FIGURA 2.11 Configuraciones de Fondos Arenosos.

Fuente: Ref. 11

Los rizos son ondulaciones en forma triangular con pendiente suave en la cara aguas arriba y el talud de reposo del material en la cara aguas abajo. El coeficiente de rugosidad⁽³⁾, según Manning, puede variar entre 0.02 y 0.028. En esta condición, las partículas son arrastradas sobre el fondo principalmente. Cuando el material está formado con arena muy fina, no es posible regresar de la condición con rizos a la condición de fondo plano sin arrastre.

Las dunas son ondulaciones de mayor tamaño con un talud más suave en la cara aguas arriba, y el talud de reposo del material en la de aguas abajo. Su distribución en el fondo es más irregular. El coeficiente de rugosidad, según Manning, aumenta y puede variar entre 0.018 y 0.033.

Al disminuir el número de Froude de la corriente, se puede retornar a fondo plano si el material es grueso, ó a fondo con rizos si el material es arena muy fina.

En un fondo con dunas se forman vórtices de eje vertical, que se inician al pie del talud aguas abajo. Esos vórtices levantan gran cantidad de partículas arenosas del fondo, las que durante cierto tiempo son transportadas en suspensión.

De una configuración con dunas se puede pasar directamente a fondo plano con arrastre ó a ondas estacionarias ó a

(3) Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) para diferentes tipos de material, se pueden ver en el capítulo 3, inciso 3.4.1.

antidunas. Cuando eso ocurre, se tiene la condición de flujo en transición (entre el régimen inferior y el superior).

Cuando se presenta un estado de transición de dunas hacia fondo plano con arrastre, la rugosidad disminuye y alcanza valores menores de 0.01 en fondo plano.

Las ondas estacionarias y las antidunas tienen una forma senoidal. Aunque las partículas se desplazan hacia abajo, las ondulaciones ó permanecen en un sitio ó avanzan lentamente hacia aguas arriba.

Las ondas estacionarias permanecen formadas bastante -- tiempo; en cambio, las antidunas siguen un proceso cíclico de formación, crecimiento (a medida que se trasladan hacia aguas arriba), destrucción y barrido, para repetir nuevamente el ciclo, que dura de 0.5 a 2 minutos.

El coeficiente de rugosidad, según Manning, puede variar entre 0.011 y 0.016 para ondas estacionarias y entre 0.011 y -- 0.022 para antidunas.

Hace falta sabiduría para entender la sabiduría; la música no es nada si el público es sordo.

Walter Lippman.

CAP. III.- CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

3.1 INTRODUCCION

Los procesos de erosión, transporte y depositación de los sedimentos en un embalse son bastante complejos y por tal, todavía no existen métodos de cálculo confiables y únicos, sino que por el contrario, la mayoría de los criterios son empíricos y en general, la estimación de la aportación de sedimentos por la cuenca a un embalse, es llevada a cabo empleando uno ó más de los métodos que existen según los datos disponibles.

Los criterios existentes para la estimación de la aportación de sedimentos, serán clasificados en 7 grupos según el tipo de información que utilizan y la confiabilidad de sus resultados; en orden DECRECIENTE son:

1er. GRUPO: METODOS QUE UTILIZAN LOS DATOS DEL MUESTREO DE SEDIMENTOS.

En este grupo se pueden considerar enmarcados dos tipos especiales de métodos, estos son:

- A. MODELOS DE SIMULACION. La aportación de sedimentos - está estrechamente relacionada con los escurrimientos de un cauce, por lo tanto, la confiabilidad de un modelo de simulación de sedimentos, es dependiente de su complemento: el modelo de simulación de escurrimientos. Por otra parte, las técnicas de simulación son en realidad modelos paramétricos de tránsito ó transporte, ya sea del flujo ó de los sedimentos, éste es el caso del Modelo Stanford IV (referencia a).
- B. METODOS DE PROCESAMIENTO DE LOS DATOS. U_no de estos criterios, quizás el más recomendable, es el llamado: Método de la curva de Rango de Sedimentos-Duración -- del flujo.

2o. GRUPO: METODOS QUE EMPLEAN ESCASOS DATOS DEL MUESTREO DE SEDIMENTOS, O LA INFORMACION SOBRE LOS MATERIALES DE QUE ESTA FORMADO EL CAUCE.

Dentro de este grupo quedarán englobados todos los métodos ó fórmulas para estimar los distintos tipos de transporte de sedimentos, de la Hidráulica Fluvial (véanse referencias b, c, k, l, m, n).

3er. GRUPO: METODOS QUE PERMITEN EMPLEAR LA INFORMACION
HIDROMETRICA.

En este grupo se encuentran los llamados: Métodos Estocasticos.
(véase la referencia p).

4o. GRUPO: METODOS QUE SE BASAN EN LA MEDICION DE LOS SEDIMEN-
TOS DEPOSITADOS EN EMBALSES.

La medición del sedimento acumulado en los embalses de edad e historia conocidas, son excelentes datos para inferir la magnitud de la aportación de sedimentos. La cantidad de sedimento -- acumulado debe ser dividida entre la eficiencia de retención -- promedio del embalse, para obtener la aportación de sedimentos de tal cuenca. Lo anterior toma en cuenta la cantidad de materiales que pasaron a través del vaso.

La medición de la depositación, en un cierto número de almacenamientos de una determinada región ó cuenca, son frecuentemente utilizadas, por ejemplo para encontrar alguna relación entre la aportación de sedimentos y el tamaño de la cuenca.

En las referencias h, i y j, se pueden encontrar con bastante detalle las técnicas de medición de los sedimentos (batimetrías) en los embalses.

5o. GRUPO: METODOS BASADOS EN EL COEFICIENTE DE ENTREGA DE
SEDIMENTOS.

En este criterio se define como COEFICIENTE DE ENTREGA DE SEDIMENTOS al cociente entre la aportación de sedimentos de la cuenca (incógnita) y su erosión total, para el mismo período. El -- coeficiente de entrega de sedimentos siempre es MENOR a la uni-

-dad y puede ser estimado a partir de relaciones empíricas.

6o. GRUPO: METODOS EMPIRICOS.

Dentro de estos criterios, existe un gran número de fórmulas, - tablas y gráficas de carácter empírico, que permiten una estima ción muy rápida de la aportación de sedimentos de una cuenca. Desafortunadamente, estos métodos por su propia naturaleza, sólo deben ser utilizados para tener una idea del orden de magnitud del valor buscado, o bien para acotarlo.

7o. GRUPO: METODO DE COMPARACION DE CUENCAS.

La estimación de la aportación de sedimentos de una cuenca, pue den llevarse a cabo con base a la inspección en campo de sus -- características generales y entonces, compararla con otras cuenc cas ó áreas en las cuales se conozcan sus aportaciones de mate riales sólidos, y cuyas condiciones fisiográficas, climáticas e hidrológicas sean similares a las de la cuenca en estudio.

Se podrá adoptar para el valor de la aportación de sedimentos de la cuenca, el valor promedio de los obtenidos en las cuencas si milares, o seleccionar otra magnitud a criterio.

La aportación de sedimentos de una cuenca bajo estudio, puede - ser estimada a partir del valor calculado en otra, siempre y -- cuando ambas pertenezcan a la misma región y sus características físicas (topografía, suelos, vegetación, uso del terreno, etc.) sean similares, como ya se indicó; pero además, la relación de áreas de drenaje debe ser la siguiente: el tamaño de la cuenca -

en la que la magnitud de la aportación de sedimentos es conocida, no debe de ser menor de la mitad, ni mayor del doble del tamaño de la cuenca en estudio. Si lo anterior se cumple, entonces:

$$AS_2 = AS_1 (A_2/A_1)^{0.80} \text{ ----- (3.1)}$$

siendo:

AS_2 = aportación de sedimentos en la cuenca en estudio, en Ton/km²/año ó m³/km²/año.

AS_1 = aportación de sedimentos conocida en otra cuenca, en Ton/km²/año ó m³/km²/año.

A_2 = área de drenaje de la cuenca bajo estudio, en km².

A_1 = área de drenaje de la cuenca utilizada para la inferencia, en km².

Como se mencionó en el capítulo anterior, el material -- sólido en un cauce es transportado en suspensión y rodando ó -- deslizándose, como transporte de fondo.

Como la forma óptima de valuar tales transportes es a -- partir de los registros del muestreo de tales sedimentos, en -- los incisos 3.4, 3.5 y 3.6 se presentarán algunos métodos para dicha valuación (1o. y 2o. GRUPO).

Cuando no existen datos del muestreo de sedimentos en -- las corrientes que confluyen al vaso, se puede aplicar cualquie -- ra de los otros criterios descritos.

Dentro de la metodología que se presenta para la evalua -- ción de la aportación de sedimentos de la cuenca, se basará en los métodos del 1o., 2o. y 6o. grupos ya delineados.

3.2 MEDICIONES Y MUESTREO.

Para determinar la capacidad extra en las presas, destinada al depósito de azolves, son necesarios los datos de acarreo de las corrientes alimentadoras y los volúmenes de azolve que posiblemente se depositen durante cierto período de tiempo, se calculan con el porcentaje medio anual observado, del material transportado por dichas corrientes.

Para la determinación de estos porcentajes será necesario efectuar tres operaciones:

- I.- Operaciones de campo (muestreo).
- II.- Operaciones de laboratorio (análisis de las muestras).
- III.- Operaciones de gabinete (cálculo de las cargas de sedimento).

I.- OPERACIONES DE CAMPO (MUESTREO).

En este punto se describen, por un lado, algunos de los procedimientos y equipo para obtener el material sólido que arrastra una corriente.

En la descripción de los procedimientos para medir el arrastre sólido se establece la diferencia entre aquellos que permiten obtener el arrastre en suspensión.

El arrastre en suspensión toma en cuenta a todas las partículas sólidas que el líquido arrastra arriba de la capa de fondo y por lo tanto incluye el arrastre de fondo en suspensión y el arrastre de lavado. Para separar ambos arrastres se obtiene la curva granulométrica del material que forma el fondo; así todas las partículas que hayan sido muestreadas en suspen-

-sion que tengan un diámetro igual al de alguna de las partículas de fondo se considerará como partículas de fondo arrastradas en suspensión y todas las restantes que sean más finas que las más pequeñas de las partículas del fondo se les considerará como partículas de lavado. Cuando no se cuenta con la curva granulométrica del fondo, se considera como frontera entre ambos arrastres el diámetro 0.062 mm con eso el arrastre de fondo en suspensión está compuesto por todas las partículas mayores de 0.062 mm y el gasto de lavado por todas las menores (véase Tabla 3.2).

I.1 MUESTREO DE CARGA DE FONDO.

El gasto sólido de fondo puede medirse , en algunos casos, mediante aparatos especialmente contruídos. En general este tipo de mediciones es muy impreciso y sólo puede realizarse en ríos de poca pendiente y material de fondo más o menos fino. En ríos de montaña es prácticamente imposible medir el gasto sólido de fondo dada la gran velocidad que llevan y el tipo de material que arrastran.

Por definición un muestreador de carga de fondo deberá ser capaz de medir la proporción del material de fondo. Esa proporción del material ya sea rodado ó empujado a lo largo del fondo, puede medirse solamente por medida directa volumétrica y no puede ser conveniente ó exactamente obtenida por mediciones separadas de la velocidad del flujo y concentración de sedimento, tal como puede hacerse para carga suspendida. Esto es debido al hecho de que la carga de fondo no se mueve a la misma velocidad del agua y algunas veces, tanto la velocidad como

la concentración están cambiando rápidamente con el tiempo y la profundidad, cerca del fondo de la corriente.

EQUIPO PARA LA MEDICION DEL MATERIAL DE FONDO.

Los muestreadores de fondo pueden agruparse en distintas clases de acuerdo a su tipo de construcción y principio de operación. La proporción del movimiento de carga de fondo para todos los tipos, es determinada por la colocación del muestreador sobre el lecho de la corriente y medir la cantidad de material colectado en un tiempo dado.

A. El tipo de canasta.

Es probablemente el más antiguo y más común de muestreadores de carga de fondo. Este tipo consiste meramente de una caja ó canasta, generalmente hecha de material de malla la cual se baja en el lecho de la corriente, a que descansa con su extremo abierto hacia aguas arriba para que capte el material en movimiento. La introducción del muestreador dentro de la corriente causa una resistencia al flujo y como consecuencia una baja en la velocidad en el mismo. El porcentaje del material que se mueve hacia el muestreador que sirve para recibirlo, será MENOR de 100 y debe ser determinado para obtener resultados de confianza.

B. La cajita o tipo de vasija.

Este tipo consiste de una vasija plana ó una caja ligera en forma de bandeja con ranuras para detener el material movable. Dado que este tipo también causa obstrucción a la corriente y -

consecuentemente una reducción en la velocidad de entrada y movimiento del material, deberá ser calibrada para determinar su eficiencia.

En la práctica esta "perturbación" se resuelve mediante la introducción de un coeficiente de corrección, determinado experimentalmente en laboratorio. Este coeficiente se define como la relación entre el gasto sólido que ingresa al aparato y aquel que pasaría por una sección del río igual a la del instrumento.

C. El tipo de diferencia de presión.

Este tipo está diseñado para vencer el decrecimiento de la velocidad y el movimiento de la carga de fondo en la entrada del muestreador. Una solución racional al problema radica en la formación de una caída de presión en la puerta del aparato, justamente suficiente para vencer la pérdida de energía, dando así la misma velocidad de entrada como una corriente sin perturbar. Esto se realiza diseñando el aparato con una sección divergente hacia aguas abajo que causará succión en la entrada. Con esa sección la velocidad hacia el extremo aguas abajo del muestreador es disminuida y algo del material depositado. Así si esta sección es de longitud suficiente, la necesidad de una criba colectora en la puerta extrema puede eliminarse. Algunos de los muestreadores de este tipo tienen un cedazo colector, mientras que otros tienen solamente obstáculos para detener el movimiento del material.

D. El tipo de ranura.

Este sistema es la construcción de ranuras en el lecho de la corriente y permitir que el material movable caiga en -- ellas. Existen dos tipos: en un tipo el material es entubado -- hacia los taludes desde las ranuras, determinándose la proporción del movimiento de la carga de fondo; en el segundo, la -- ranura es excavada en el fondo para coleccionar una muestra y ang lizar su tamaño solamente.

El muestreador ideal debe ser capaz de hacer dos cosas: primeramente deberá cortar ó muestrear una porción definida de la corriente de agua móvil y sus sólidos; seguidamente deberá coleccionar todos los sólidos de la porción muestreada, tal ejec ción puede sólo asegurarse por una cuidadosa consideración del diseño de la entrada y del mecanismo de separación. El diseño apropiado de esos dos caracteres variarán con las condiciones de la corriente en la cual van a emplearse.

En el muestreador ideal, la entrada no deberá influenciar el flujo aguas arriba en cualquier forma ni ofrecer obstrucción contra la entrada de las partículas. Además, deberá descansar -- firmemente en contacto con el fondo, mientras está en operación. Generalmente las dimensiones de la entrada estarán gobernadas -- por el tamaño de las partículas del fondo. Su más pequeña dimen sión deberá ser por lo menos el doble del tamaño máximo del gra no, mientras que su anchura no deberá exceder 100 a 200 veces el tamaño promedio del mismo. El mecanismo de separación deberá, sin embargo, hacer posible el empleo de cedazos. Sin embargo, --

cuando la corriente lleva tan grandes cantidades de materia -- orgánica que el cadazo tienda a taparse dentro del tiempo de un período de muestreo, la separación deberá estar basada en el principio de la reducción local de la velocidad.

La cantidad de material que constituye una muestra debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aún repetir las incorrectas ó aquellas cuyos resultados sean dudosos. En general conviene formar muestras de 1.0 kg. En --- caso de que el material contenga grava en un porcentaje mayor al 40 % deberá duplicarse la cantidad.

En nuestro medio no se mide el arrastre en el fondo sino únicamente en suspensión. El error que se comete al no considerarlo puede ser muy grande, pero en la mayoría de las corrientes, sobre todo cuanto más cerca se esté de la desembocadura, el arrastre en suspensión sobrepasa al arrastre de fondo, al grado de llegar a ser este último, mayor del 95 % del arrastre total.

I.2 MUESTREO DE CARGA SUSPENDIDA.

Dada la gran variabilidad e irregularidad del fenómeno del transporte de sedimentos, la concentración de materiales - varía considerablemente a lo largo del año y en años sucesivos; esto determinará realizar muestreo con cierta frecuencia.

Para que el valor del gasto sólido en suspensión obtenido en un cierto momento, sea representativo debe corresponder a varias muestras tomadas en puntos diferentes de la sección --- transversal.

En cada sección se deben considerar varias verticales - para efectuar las mediciones. Lo más simple es considerar sólo una vertical que esté ubicada en el punto medio de la corriente, o mejor, en el punto correspondiente a la máxima profundidad. Es preferible tomar tres verticales correspondientes a la cuarta parte, mitad y tres cuartos del ancho del río (Fig. 3.1). La -- selección de las verticales debe hacerse de modo que cada una - de ellas represente una misma porción del gasto total, o bien - colocándolas a espacios iguales, pero afectando a cada una de - ellas una parte diferente del gasto total.

Dado que la concentración de sedimentos no es uniforme - en la vertical, es conveniente tomar muestras en dos o tres --- puntos de la vertical, seleccionados de un modo más o menos ar- bitrario; debido a que la distribución de sedimentos depende de la granulometría, si hay gran cantidad de finos la distribución tiende a ser más uniforme.

La frecuencia del muestreo depende, en principio, del - objetivo de la investigación o del uso que se dará a la infor- mación para calcular el volumen de sólidos transportados en un año y la distribución granulométrica de los mismos, debido a - que en un período muy corto se presentan grandes fluctuaciones en el gasto sólido. Así en época de avenidas los muestreos deben ser muy frecuentes dependiendo de la naturaleza y tamaño de la cuenca y en ciertos casos es preferible recurrir a un aparato - de muestreo continuo.

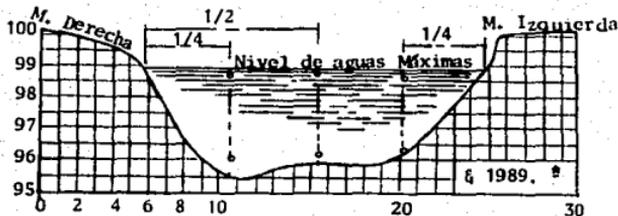


Fig. 3.1 Sección transversal de un cauce mostrando las distancias a que deben efectuarse los muestreos.

EQUIPO PARA LA TOMA DE MUESTRAS DE MATERIAL EN SUSPENSION.

Las características que debe reunir un muestreador ideal para la toma de muestras de material en suspensión deben ser:

- La muestra obtenida debe ser representativa de la mezcla -- agua-sedimento en las proximidades del punto y tiempo de -- muestreo.
- Las condiciones de entrada al muestreador deben ser tales que se produzca una perturbación mínima en el escurrimiento.
- La muestra obtenida a una cierta profundidad, no debe mezclarse con el resto del agua de la sección. Es decir, que el --- muestreador debe introducirse y retirarse cerrado. Sólo debe abrirse a la profundidad de muestreo.
- El volumen de la muestra obtenida debe ser suficiente para - los análisis granulométricos.
- El muestreador debe ser capaz de tomar muestras a diferentes profundidades
- El muestreador debe ser fácilmente transportable.
- El muestreador debe permitir la realización del muestreo en un tiempo prefijado.

- La forma exterior del muestreo debe ser lo más hidrodinámico posible y debe mantenerse en la vertical.
- Su construcción debe ser simple y su costo reducido.
- Es preferible que el cuerpo del muestreador pueda ser trasladado al laboratorio, sin tener que vaciarlo a otro recipiente.
- Es preferible que el cuerpo principal del muestreador sea transparente para poder ver el material captado.
- El muestreador debe estar preparado para trabajo continuo durante períodos largos.

Entre los principales muestreadores que se han construido, tratando de cumplir con las condiciones antes mencionadas se pueden citar:

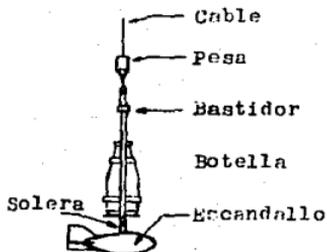
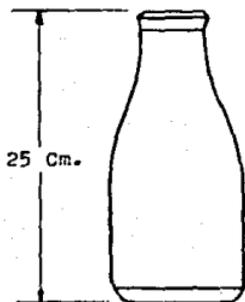
1. Muestreador cilíndrico.

Consiste en un pequeño cilindro con dos tapas. Se introduce con las tapas cerradas hasta la profundidad deseada. Se orienta por medio de una aleta y un contrapeso, en la dirección de la corriente. Se abren las tapas operando un cable desde la superficie de modo que se establece un flujo en el cilindro. Luego se cierra rápidamente y se obtiene así una muestra de la que posteriormente se retira, pesa y analiza el material sólido.

2. El tipo de botella.

El diseño más rápidamente improvisado para investigaciones de sedimento consiste en una botella lechera, frasco de jarabe de frutas ó cualquier otro recipiente standarizado con los adaptamientos necesarios para bajarlo al punto de muestreo y para abrir la botella a la profundidad deseada. El tipo está --

provisto con una entrada que varía en tamaño, de cerca de 1/2 pulg. arriba de la abertura del recipiente. El aire dentro de la botella es desplazado por la muestra que penetra, y escapa a través de la abertura produciéndose una acción burbujeante en la entrada. Este tipo se conoce con el nombre de burbuja - 6 de relleno lento.



ESQUEMA DE
SUSPENSION

3. Botella de Delft.

Fue desarrollada en el Laboratorio Hidráulico de Delft y de ella existen dos versiones principales:

Botella de Delft No. 1 Se utiliza para medir el material transportado a una distancia mayor de 0.30 m del fondo.

Botella de Delft No. 2 Se utiliza para mediciones comprendidas entre 0.05 m y 0.3 m del fondo.

Las botellas de Delft se utilizan cuando el diámetro medio de la partícula es superior a 0.08 mm y para velocidades comprendidas entre 0.25 m/seg. y 2.5 m/seg.

Este instrumento está constituido por un depósito en forma de botella. La parte frontal constituye un orificio de -

entrada. El cuerpo principal está formado por una cámara de decantación y dos cámaras laterales. La parte posterior de la botella tiene una capa removible.

Para la utilización de este instrumento se deben considerar algunos coeficientes de corrección (de gasto y de pérdida). La operación de la botella No. 1 se realiza manteniendola por medio de un cable y colocándole un lastre ó escandallo para que permanezca paralela a la corriente, y la botella No. 2 se debe apoyar sobre el fondo, para lo cual dispone de un marco especial.

4. Turbisonda Neyrpic.

Este aparato consta fundamentalmente de un cuerpo principal, de zinc, que actúa como escandallo ó lastre. Tiene forma apropiada y termina en una cola y aletas directrices. Puede mantener su estabilidad hasta una velocidad de más o menos 4 m/seg. En la parte frontal hay una cavidad que sirve para alojar la botella de muestreo, cuya boca se tapa por medio de una cabeza de bronce, en cuya punta tiene la toma de agua.

El aparato debe introducirse en el agua lentamente y con una velocidad uniforme, no mayor que la cuarta parte de la velocidad de la corriente. Durante la inmersión se evita la entrada de agua a la botella, manteniendo en ella una presión ligeramente mayor que la que hay en la toma. Esto se logra incorporando aire a presión. En los puntos en los que se desea tomar una muestra se suspende el ingreso de aire. También se puede utilizar como un equipo de muestreo continuo, a lo largo de una vertical. Esta turbisonda permite la lectura simultánea

de la velocidad puesto que se mide un volumen en un tiempo -- determinado. Naturalmente que no se obtiene la misma precisión que con un corrientfmetro; pero de todas maneras es muy importante conocer la relación entre concentración y velocidad para un mismo punto y un mismo instante.

5. Equipo de muestreo continuo.

Este tipo de instrumento permite tomar a cada instante muestras, cuyo volumen sea proporcional al gasto del río. La muestra se envía a un depósito de forma cónica, cuyo volumen es suficiente para almacenar las muestras obtenidas durante un día por ejemplo. Generalmente se dispone de tres depósitos similares de modo que al cabo de 24 horas, se puede retirar uno de ellos del circuito, dejar de contar el agua y luego obtener los sólidos depositados. Existen diversos dispositivos para lograr proporcionalidad entre la muestra y el gasto en el río. Este equipo se utiliza cuando se esperan variaciones muy intensas y rápidas de la concentración.

6. Muestreo directo con recipientes Van Dorn.

Estos recipientes tienen las siguientes características: Son cilindros (sin tapas en sus extremos) de 10 cm de diámetro y 23 cm de largo, constituidos generalmente de material transparente. En cada extremo tienen dos válvulas de hule en forma de campana; unidas entre sí por una liga axial al eje del tubo. Al accionar un disparador se sueltan y cierran instantáneamente los extremos del tubo.

El funcionamiento es el siguiente: se estira la liga que une ambas válvulas y se traban los empaques en el seguro. Se lleva el recipiente a la zona que se va a muestrear y se baja hasta la profundidad deseada mediante un cabo con marcas para conocer la profundidad. Con otro hilo se le da un jalón que destraba el seguro, la liga se contrae y jala a los empaques que obturan los extremos del cilindro.

Se saca el muestreador a la superficie y se le extrae la muestra de agua que se envasa cuidadosamente en otro recipiente.

Con el muestreo se obtiene una concentración instantánea, para varias condiciones específicas, la cual se asocia a la velocidad de la corriente medida durante el muestreo.

En general, con objeto de obtener una muestra representativa por cualquier método anterior, es esencial que las líneas de flujo en la entrada del muestreador no sean perturbadas durante el período de muestreo y que la velocidad de entrada al muestreador deberá ser la misma que la de la corriente en el punto de entrada.

3.3 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN UN CAUCE.

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular y que deben conocerse para la cuantificación del material sólido transportado por un río son:

- A. Peso específico ó masa específica
- B. Forma
- C. Tamaño
- D. Velocidad de caída

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño y forma principalmente.

El comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, difiere de aquél que presenta cuando está formando parte de un conjunto. Por ello, a fin de entender la dinámica de los sedimentos, es necesario conocer también las propiedades referentes a un conjunto grande de partículas, de las cuales las más importantes son:

- E. Distribución granulométrica
- F. Peso volumétrico

Cuando las partículas finas son puestas en suspensión, pueden permanecer algún tiempo en ese estado. Al trabajar con material en suspensión interesa conocer:

- G. Concentración de partículas en suspensión.

A continuación y en el orden indicado, se explicará cada una de las propiedades.

A. PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULAS.

Se define como peso específico de una partícula la relación de su peso entre su volumen y se expresa en kg_f/m^3 y se designa por δ_s .

Masa específica de una partícula es la relación de su masa entre su volumen y se expresa en $\text{kg}_f \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ y se designa por ρ_s .

La relación entre el peso y la masa específica está dada por la segunda ley de Newton:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g \quad \text{-----} \quad (3.2)$$

donde

g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2 .

El valor del peso específico para cantos rodados y boleos, varía entre 1 800 y 2 800 kg_f/m^3 , para las gravas oscila entre 2 100 y 2 400 kg_f/m^3 y para las arenas fluctúa entre 2 600 y 2 700 kg_f/m^3 .

B. FORMA DE LAS PARTICULAS.

Las partículas pueden tener formas que tienden a esferas, discos, láminas, elipsoides ó cilindros ó ser completamente irregulares, por lo cual, afecta su comportamiento al iniciarse su arrastre o ser transportadas por el agua.

En general, la forma de las partículas no se ha tomado en cuenta en las fórmulas. El mejor intento que se conoce es con el llamado factor de forma, S.F.

$$S.F. = \frac{C}{\sqrt{AB}} \text{ ----- (3.3)}$$

donde A, B y C son tres longitudes de la partícula medidas en tres direcciones perpendiculares, habiendo hecho coincidir una de ellas con su máxima longitud. "A" es la máxima longitud, -- "B" la mínima, y "C" la que resulte perpendicular a las otras dos.

C. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS.

El tamaño de las partículas que se encuentran en los --- cauces varía dentro de límites muy amplios: desde rocas de varios metros de diámetro hasta partículas coloidales.

En la tabla 3.2, se muestra una clasificación de grupos y clases de partículas, adoptada por la American Geophysical - Union, siendo ésta una de las más aceptadas.

Para conocer el tamaño de las partículas se miden directamente si se trata de cantos rodados ó guijarros; se hace un - análisis granulométrico si son gravas ó arenas, y se efectúa un estudio de sedimentación cuando son limos ó arcillas.

Las principales formas de determinar el tamaño de una - partícula consisten en considerar alguna de las dimensiones -- siguientes:

- Diámetro de cribado
- Diámetro de sedimentación
- Diámetro nominal
- Diámetro de caída estandar
- Dimensiones triaxiales.

TABLA 3.2 Clasificación del American Geophysical Union para materiales sedimentables*.

GRUPO	CLASE	TAMARO, en mm.	
Cantos rodados	muy grandes	2 000	- 4 000
	grandes	1 000	- 2 000
	medianos	500	- 1 000
	pequeños	150	- 500
Guijarros	grandes	130	- 250
	pequeños	64	- 130
Grava	muy gruesa	32	- 64
	gruesa	16	- 32
	mediana	8	- 16
	finas	4	- 8
	muy fina	2	- 4
Arena	muy gruesa	1	- 2
	gruesa	0.5	- 1
	mediana	0.25	- 0.5
	finas	0.125	- 0.25
	muy fina	0.062	- 0.125
Limo	grueso	0.031	- 0.062
	mediano	0.016	- 0.031
	fino	0.008	- 0.016
	muy fino	0.004	- 0.008
Arcilla	gruesa	0.002	- 0.004
	mediana	0.001	- 0.002
	finas	0.0005	- 0.001
	muy fina	0.00024	- 0.0005

Fuente: Ref. 11

El diámetro de cribado sirve para determinar el tamaño de gravas ó arenas, el de sedimentación para partículas más finas como limos y arcillas, y las dimensiones triaxiales ó la media de ellas para cantos rodados ó guijarros.

D. VELOCIDAD DE CAIDA DE UNA PARTICULA.

La velocidad de caída es la velocidad máxima que adquiere una partícula al caer dentro del agua; se alcanza cuando su peso sumergido⁽¹⁾ se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella. La velocidad de caída de una partícula depende de su diámetro, forma, posición relativa de esa forma con respecto a la dirección de caída, peso específico del material y del líquido. Además, influyen en esa velocidad condiciones como: cercanía de la partícula a las paredes del cauce, y presencia de otras partículas.

Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales como tamaño entre limos y gravas, Rubey propuso en 1933 la expresión:

$$\omega = F_1 \left[g \Delta D \right]^{1/2} \text{-----} (3.4)$$

donde

ω velocidad de caída, en m/seg.

D diámetro de la partícula, en mts.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

γ_s peso específico de la partícula, en kg_f/m^3

γ peso específico del agua, en kg_f/m^3

g aceleración de la gravedad, en m/seg^2

(1) Se entiende por peso sumergido el peso que tiene un cuerpo dentro del agua.

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g \Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36 \nu^2}{g \Delta D^3}} \quad \text{----- (3.5)}$$

ν viscosidad cinemática, en $m^2/\text{seg.}$

Un segundo procedimiento para obtener la velocidad de caída, es el propuesto por la Inter Agency Committee in Water Resources y que se muestra en la Fig. 3.4 . En ella se muestran tres familias de curvas, obtenidas para tres factores de forma: 0.5, 0.7 y 0.9 .

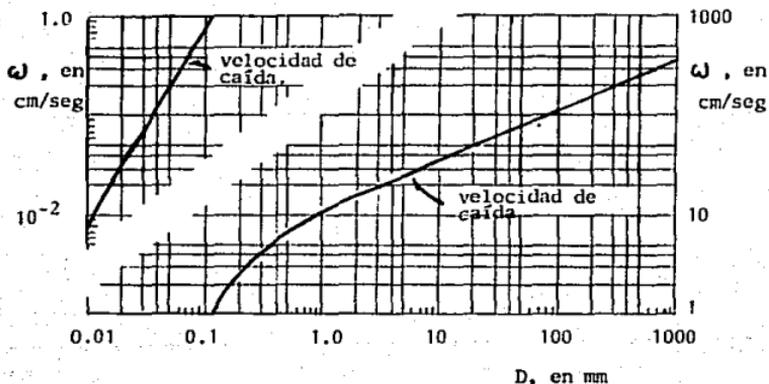


Fig. 3.3 Velocidad de caída de partículas naturales según Rubey (para 20° C).

Fuente: Ref. 11

E. DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DE LOS SEDIMENTOS

Las muestras colectadas en un cauce, tienen que ser analizadas por la distribución del tamaño del grano, para el control de su movimiento.

De los tres tipos de muestras: suspendida, de fondo y depositada, la suspendida presenta la más grande dificultad en

el análisis debido a las bajas concentraciones que generalmente existen.

Ningún método de análisis de tamaños es satisfactorio sobre el amplio rango de nuestras de sedimento suspendido encontrado en las corrientes, los métodos que se han encontrado utilizables en ciertas condiciones y han sido extensivamente usados en estudios de sedimentos son:

- A. Cedazos
- B. Decantación
- C. Pipetas
- D. Hidrómetro
- E. Sedimentómetro
- F. Microscopio

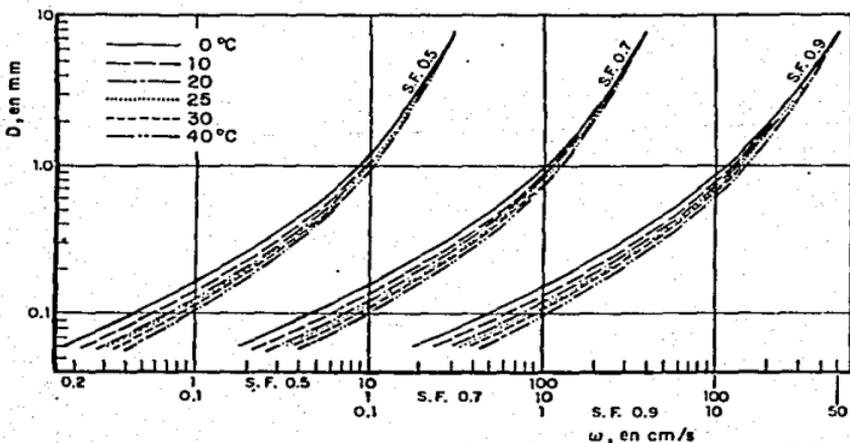


Fig. 3.4 Relación entre la velocidad de caída y el diámetro de las partículas para diferentes factores de forma y temperatura del fluido.

A. Cedazos

El análisis por cedazos, ya sea seco ó húmedo está limitado a -- partículas mayores de 1/16 mm de diámetro. Generalmente el análisis con cribas finas no es practicable, debido a la dificultad de construir las con mallas más pequeñas. Sucede a menudo, - que el material más grueso de 1/16 mm en una muestra de sedimen- to suspendido es tan pequeña que excluye la posibilidad de -- obtener un análisis exacto por cedazos.

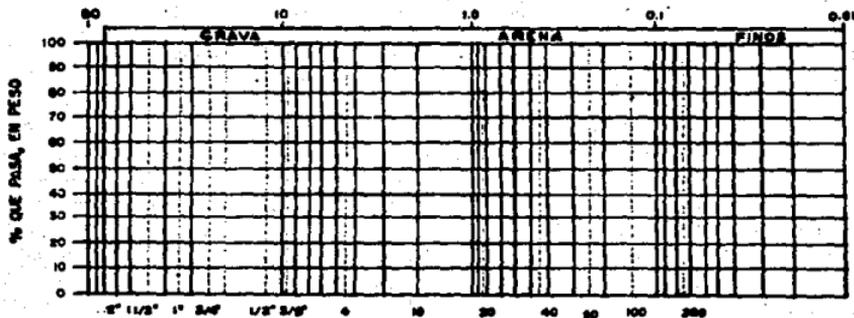
El tratamiento estadístico de los datos básicos que son la abertura de las mallas y peso del material retenido en cada malla, permite obtener la tabla de distribuciones de frecuencias, o sea, la representación tabular de la distribución granulomé- trica, como se muestra en la tabla 3.5 . Sin embargo, para obser- var objetivamente la forma como se distribuyen los tamaños de - las partículas, conviene más las representaciones gráficas que - las numéricas en tablas.

La representación gráfica más frecuentemente empleada es la curva de distribuciones de frecuencia acumuladas del tipo -- MENOR, la cual se dibuja habitualmente en escala semilogarítmi- ca. Esta forma de representación gráfica es la que se conoce -- comúnmente como curva granulométrica. En dicho diagrama, las -- ordenadas se refieren al porcentaje que pasa, es decir, al por- centaje en peso de partículas que es menor que el tamaño repre- sentado por la malla en cuestión; las abscisas se refieren al - tamaño de las aberturas de tales mallas.

FIG. 3-5 GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA _____					PESO DE LA MUESTRA _____				
LOCALIZACION _____					RECIPIENTE No. _____				
ENSAYE No. _____					PESO RECIP. ± SUELO HUMEDO (gr.) _____				
MUESTRA No. _____					PESO RECIP. ± SUELO SECO (gr.) _____				
DESCRIPCION _____					PESO AGUA (gr.) _____				
FECHA _____					PESO RECIPIENTE (gr.) _____				
OPERADOR _____					PESO MUESTRA SECA (gr.) _____				
CALCULO _____					CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. porcent.	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. porcent.	Porcentaje que pasa
	m. m.	gr.	%	%		m. m.	gr.	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.425			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



DIAMETRO EN

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 3$ _____ %

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 5$ _____ %

D_{10} _____

D_{30} _____

D_{60} _____

3ϕ _____ %

5ϕ _____ %

F_u _____ %

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

Por consiguiente, al dibujar en papel semilogarítmico - los valores de la columna 2 de la tabla 3.5, contra los de la - columna 5 de esa misma tabla, se obtienen los puntos de la curva granulométrica. Estos se unen con segmentos de recta ó mediante una serie de curvas suaves hasta lograr una sola curva continua que pase por todos los puntos (ojiva suavizada), como la que se muestra en la figura que se incluye en la tabla 3.5 .

B. Decantación.

Aunque este método es utilizable para partículas finas y concentración baja, es laborioso y consume mucho tiempo. La velocidad con la cual las partículas gruesas caen en el agua hacen difícil analizar material arriba de 1/16 mm de diámetro por este método.

C. Pipeta.

Este método cubre materiales abajo de 1/16 mm de diámetro y es considerado como el más exacto. Es usualmente hecho con una concentración de 2 % por peso; también este análisis puede emplearse para más altas concentraciones.

D. Hidrómetro.

Proporciona un método simple de análisis y ha encontrado amplio uso en conexión con la construcción de presas de tierra, diques, carreteras y otras aplicaciones de la mecánica de suelos. Dentro del ámbito donde éste es satisfactorio, es quizá el más -

simple y más rápido, aunque es probablemente menos exacto que el de la pipeta. Este método es impracticable en los análisis de sedimento más grueso que 1/16 (0.062) mm de diámetro, como en el caso de los métodos de decantación y pipeta.

E. Sedimentómetro.

En 1933, Vaidhianathan desarrolló un sedimentómetro para el análisis de partículas gruesas y lo llamó "sedimentómetro óptico de palanca". Opera con un manómetro de mercurio localizado cerca del fondo de un tubo largo de sedimentación e indica cambios en la presión con el tiempo, después que una muestra concentrada ha sido introducida a la parte alta del tubo. El movimiento de la cima de la columna de mercurio es generalmente amplificado reflejando un rayo de luz sobre un papel fotográfico sobre un tambor giratorio. El aparato fue diseñado para un rango de 0.075 mm a 0.60 mm de diámetro de partículas.

En 1934, Purl diseñó un sedimentómetro para analizar muestras de sedimento con partículas de diámetro entre 0.06 a 0.6 mm, en el que la muestra se introduce en la cima de un largo tubo de agua y partes de la misma se extraen por el fondo.

F. PESO VOLUMETRICO.

El peso volumétrico " δ_v " de un conjunto de partículas, es el peso de la materia entre el volumen total que ocupa el conjunto, contenidos dentro de él los huecos ó vacíos. Sus unidades y dimensiones son las mismas que las indicadas para el peso específico, ver inciso 3.3 A.

En el peso volumétrico de una muestra de sedimento habrá que distinguir el peso volumétrico seco que se tiene cuando todos los vacíos están ocupados por aire, y el parcialmente saturado y el sumergido cuando parte ó la totalidad de ellos están ocupados por agua.

Las relaciones de mayor interés que se utilizan al valuar el volumen real ocupado por los sedimentos al depositarse pueden consultarse en la referencia "q".

G. CONCENTRACION DE PARTICULAS EN SUSPENSION.

La cantidad de partículas contenidas en el seno de un líquido se expresa mediante su concentración " C_s ", la que se da en volumen ó en peso, aunque es más fácil obtenerla en peso. Se define como:

$$C_s = \frac{\text{peso seco de las partículas}}{\text{peso del volumen inicial}} \quad \text{-----} \quad (3.6)$$

(considerandolo todo como líquido)

se expresa en kg_f/m^3 ó kg_f/lto , en forma decimal.

Otra forma muy usual de indicar la concentración es en partes por millón (ppm), ya sea en peso ó en volumen.

En peso:

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ miligramo}}{1 \text{ litro}} = \frac{1 \text{ g}_f}{1 \text{ m}} = 10^{-3} \text{ kg}_f/\text{m}^3 \quad \text{---} \quad (3.7)$$

En volumen:

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ mililitro}}{\text{m}^3} = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad \text{-----} (3.8)$$

Para separar el material sólido y posteriormente pesarlo, se tendrá que filtrar ó decantar. No se evapora al agua, ya que quedarían las sales disueltas, las que en Hidráulica Fluvial no son tomadas en cuenta al hablar de la concentración de partículas en suspensión.

3.4 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE TOTAL DE FONDO.

Como se mencionó en el capítulo 2, el arrastre de fondo ó transporte total de fondo lo constituye la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa de fondo. Se designará con el subíndice BT: g_{BT} ó q_{BT} . Por lo indicado se cumple que:

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \quad \text{-----} (3.9)$$

siendo:

- g_B = El arrastre en la capa de fondo ó arrastre de fondo y está formado por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula.
- g_{BS} = Es el transporte del fondo en suspensión y lo integran las partículas del fondo que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa de fondo.

Existe una gran cantidad de métodos para calcular el -- transporte total de fondo. Entre los que más difusión han tenido se encuentran los propuestos por: Duboys (1879), Straub --- (1935), Einstein (1942), Kalinske (1947), Meyer Peter y Muller (1948), Einstein-Brown (1950), Laursen (1958), Englund (1967), y Sheng-(1971).

En los métodos por presentar, se incluirán únicamente las fórmulas necesarias para su aplicación, los límites en que son válidos, las ventajas ó desventajas principales, así como la -- referencia en donde su estudio puede ser ampliado.

Los datos para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el transporte de fondo son:

- A. Granulometría del material del fondo
- B. Sección transversal del cauce
- C. Elevación del agua ó gasto líquido, para los cuales se - desea conocer el transporte.
- D. Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce ó canal
- E. Temperatura del agua

Con los datos anteriores es necesario calcular primero, - alguno de los siguientes valores:

- 1. Velocidad media de la corriente
- 2. Velocidad media crítica para el tirante dado
- 3. Velocidad de caída de algunos diámetros representativos
- 4. Rugosidad total del cauce y la debida a las partículas.

3.4.1 METODO DE MEYER-PETER Y MULLER.

Este método sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme ó con granulometría extendida (para mayores detalles se sugiere consultar la referencia "d").

La expresión propuesta establece que:

$$g_{BT} = 8 \gamma_s g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (3.10)$$

donde

g_{BT} = Transporte de fondo, en $kg_f/m \cdot s$.

γ_s = peso específico de la partícula, en kg_f/m^3

g = aceleración de la gravedad, en m/sec^2

γ = peso específico del agua, en kg_f/m^3

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

n = coeficiente de rugosidad total del cauce, en $s/m^{1/3}$
se obtiene de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.11)$$

Los valores de n , para diferentes tipos de material, se pueden ver en la tabla 3.6 .

n' = coeficiente de rugosidad debida a las partículas, - en $s/m^{1/3}$, se obtiene con la fórmula de Meyer-Peter y muller:

$$n' = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26} \quad (3.12)$$

R_h = radio hidráulico, en mts.

S = pendiente, en mts.

D_{90} = es el diámetro de la muestra donde el subíndice (90) indica el porcentaje en peso de la muestra que contiene partículas que son menores ó iguales que D_{90} . Por ejemplo si $D_{90} = 0.524$ mm, significa que el 90% en peso del sedimento está constituido por partículas - cuyos tamaños son menores ó iguales a 0.524 mm; en mts.

D_m = es el diámetro medio aritmético de la distribución, - se obtiene con la fórmula:

$$D_m = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i \cdot D_i \quad \text{-----} \quad (3.13)$$

ΔP_i = valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica (ver Figura 3.5), puede -- ser variable ó constante.

D_i = diámetro medio correspondiente a cada intervalo en -- que se dividió la curva granulométrica.

τ_* = parámetro de Shields asociado a la resistencia al -- flujo, adimensional. Se obtiene con la fórmula de -- Engelund:

$$\tau_* = \frac{R_h \cdot S}{\Delta \cdot D_{50}} \quad \text{-----} \quad (3.14)$$

En la ecuación 3.10 se puede observar que si $(\frac{n'}{n})^{3/2} \tau_*$ es - mucho mayor que 0.047, el arrastre de sedimentos no depende del - diámetro de las partículas y la ecuación mencionada se reduce a:

$$s_{BT} = 8 \tau_*^{1/2} \frac{U_*}{\Delta} \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/4} R_h^{2/3} \cdot S^{2/3} = 8 \frac{U_*}{\Delta} R_h \cdot S \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/4} \quad (3.15)$$

donde

U_* = velocidad al cortante, en m/seg; es igual a:

$$U_* = \sqrt{g \cdot R_h \cdot S} \quad \text{-----} \quad (3.16)$$

TABLA 3.6 Coeficientes de rugosidad de Manning (n)*.

TIPO Y DESCRIPCION DEL CANAL	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
A. CAUCES NATURALES			
A.1 Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m)			
a) Corrientes en planicie			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin deslaves ni remansos profundos.	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero más rocosos y con hierba.	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo.	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y roca.	0.035	0.045	0.050
5. Tramos irregulares con hierba y estanques profundos.	0.050	0.070	0.080
6. Tramos con mucha hierba, estanques profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas.	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes con pendientes pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidas en las avenidas.			
1. Fondo de: grava, boleó y algunos cantos rodados.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de: boleó y grandes rocas.	0.040	0.050	0.070
A.2 Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30m). Los valores de n son menores que los arroyos de igual descripción, porque los bordos ofrecen menor resistencia.			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos.	0.025	---	0.060
b) Secciones rugosas e irregulares.	0.035	---	0.100

* Fuente: Apuntes de clase.

El arrastre en la capa de fondo también se puede expresar en volumen ($m^3/s \cdot m$) y para ello la ecuación 3.10 se divide entre δ_s , ya que $g_B = \delta_s q_B$. Así se obtiene:

$$q_B = 8 \Delta^{1/2} g^{1/2} D_m^{3/4} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \text{ ----- (3.10')}$$

Meyer-Peter y Muller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre 1 250 y 4 200 kg_f/m^3 y los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 mm a 30 mm. Como utilizaron parámetros adimensionales para analizar sus resultados, la fórmula propuesta (3.10) se puede aplicar a otros diámetros y a otros pesos específicos.

Por otra parte, el tamaño de las partículas únicamente interviene en forma implícita en la relación (n'/n) . Esta relación varía entre 0.5 y 1.0; 0.5 corresponde a fondos arenosos con dunas y 1.0 para fondo plano. En cauces naturales, generalmente -- varía entre 0.6 y 0.8. Aunque también se aplica a fondos arenosos, es la fórmula más común para material grueso.

3.4.2 METODO DE ENGELUND.

En 1967, Engelund desarrollo su ecuación de arrastre con base en los datos de cuatro conjuntos de experimentos con arenas efectuados en un canal de 2,44 m de ancho y 45.72 m de longitud. Los sedimentos en estos experimentos tenían un diámetro de 0.19 mm, 0.77 mm, 0.45 mm y 0.93 mm, respectivamente y la desviación estandar de los diámetros fue de 1.3 para el sedimento más fino y de 1.6 para los restantes. Estos resultados fueron reportados por Guy en 1966.

La fórmula de Engelund propuesta para cauces arenosos es:

$$E_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (R_h \cdot S)^{3/2} U^2}{g^{1/2} \Delta^3 D_{35}} \quad \text{-----} \quad (3.17)$$

donde:

• R_h = radio hidráulico, en mts

S = pendiente, en mts

g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2

γ_s = peso específico de la partícula, en kg_f/m^3

γ = peso específico del agua, en kg_f/m^3

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

U = velocidad media, en m/seg . Se obtiene con la fórmula de Manning (ec. 3.11).

D_{35} = es el diámetro de la muestra, en el que el 35 %, en peso, del sedimento esta constituido por partículas cuyos tamaños son menores ó iguales a dicho diámetro.

La ecuación de Engelund se puede aplicar siempre y cuando $0.15 < D_{50} < 2$ mm. Además, se debe cumplir que el número de Reynolds de la partícula asociada a la velocidad al cortante sea igual ó mayor que 12, es decir:

$$R_e = \frac{U_* \cdot D_{50}}{\nu} \geq 12 \quad \text{-----} \quad (3.18)$$

Sí se aplica la ecuación 3.17 siempre se tendrá arrastre por baja que sea la velocidad, pendiente ó radio hidráulico. Por ello, la ecuación 3.18 se puede considerar como el límite en el cual cesa el movimiento de partículas. Dicha ecuación también se puede escribir:

$$R_h \cdot S \geq \frac{1}{8} \left(\frac{12 \nu}{D_{50}} \right)^2 \quad \text{-----} \quad (3.19)$$

Para mayores detalles sobre este método es especial, se sugiere consultar la referencia "c".

3.4.3 TECNICA DE U.S. BUREAU OF RECLAMATION.

Una de las técnicas utilizadas por el U.S. Bureau of Reclamation para ayudar a predecir la aportación de sedimentos, consiste en una tabla que permite seleccionar (estimar) la cantidad de transporte de fondo como un porcentaje del transporte en suspensión, en base a varias características (ver tabla 3.7).

MATERIAL DEL FONDO DEL CAUCE	TEXTURA DEL MATERIAL EN SUSPENSION	CONCENTRACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION (p.p.m.)	TRANSPORTE DE FONDO EN % DEL MATERIAL
Arcilla y Limo, no consolidados	Limo y Arcilla	cualquier concentración	< 2
Arcilla compacta, grava, guijarros y cantos rodados *	25 % Arena ó menos	> 7 500	5 a 15
A r e n a	Similar al fondo del cauce	> 7 500	2 a 8
Arcilla compacta, grava, guijarros y cantos rodados *	25 % Arena ó menos	1 000 a 7 500	5 a 12
A r e n a	Similar al fondo del cauce	1 000 a 7 500	10 a 35
Arcilla compacta, grava, guijarros y cantos rodados *	Pequeña cantidad de arena	< 1 000	5 a 12
A r e n a	Similar al fondo del cauce	< 1 000	25 a 150

* El material del fondo puede contener uno o todos los tamaños indicados.

TABLA 3.7

3.5 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION.

Dos clases diferentes de sedimentos pueden ser transportados en suspensión (g_s): material de lavado (g_L) constituido por partículas finas como limos y principalmente arcilla, y -- material que procede del fondo (g_{BS}). De su definición se ---- cumple que:

$$g_s = g_{BS} + g_L \quad \text{-----} \quad (3.20)$$

Para diferenciarlos se obtiene la curva granulométrica del material que forma el cauce. El material de lavado está -- formado por partículas finas no representadas en el material del fondo. Cuando no se conocen los tamaños de las partículas del fondo, se considera como material de lavado el formado por todas las partículas menores que 0.062 mm.

Para cuantificar el gasto sólido transportado en suspensión se necesitan conocer los datos indicados en el inciso 3.4 y además, la concentración del material en suspensión en un -- punto cuya distancia al fondo también sea conocida, así, como también la granulometría de ese material ó cuando menos su --- diámetro medio.

No todos estos datos son fáciles de obtener; para conocer adecuadamente los tamaños se requiere tomar una muestra -- grande, ya que las concentraciones a veces son muy bajas.

Para valuar el transporte de lavado, se requiere necesariamente el conocimiento de la concentración en un punto conocido durante varios años, ya que un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él; es decir, no hay relación alguna entre el transporte de lavado y las características hidráulicas.

Entre los métodos para valuar y cuantificar el material en suspensión se encuentran los de Lane-Kalinske, Einstein, -- Brooks y Oswald Rendon-Herrero. En este inciso se incluyen los dos últimos.

A continuación se presenta un método para cuantificar el transporte en suspensión a partir de muestras de concentración del material en suspensión.

Como método para valuar la concentración en cualquier punto de una vertical, a partir de una concentración dada (cuya posición sea conocida) se presentará el método de Rouse que es el más utilizado.

DISTRIBUCION DE CONCENTRACIONES

Si a una distancia "a" sobre el fondo, se conoce la concentración de sólidos " C_a ", se puede valuar la concentración " C_y " en cualquier punto localizado a una distancia "y" sobre el fondo mediante la fórmula, que establece:

$$C_y = C_a \left[\frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^z \text{ ----- (3.21)}$$

donde:

d = tirante de la corriente, en mts

a = distancia vertical sobre el fondo, a la que se conoce la concentración C_a , en mts

y = distancia vertical sobre el fondo a la cual se desea conocer la concentración C_y , en mts

z = exponente que toma en cuenta la turbulencia de la corriente y que vale:

$$z = \frac{2.5 \omega}{U_*} \text{ ----- (3.22)}$$

En esta última ecuación, ω es la velocidad de caída (ec. 3.4) de las partículas con diámetro D, en el cual puede ser el diámetro medio del material en suspensión, aunque se recomienda hacer el cálculo para las diferentes fracciones de la curva granulométrica.

La ecuación 3.21 no es válida en sus extremos, ya que si $y=d$ ó $y=0$, se obtiene una concentración igual a cero en el primer caso y una concentración infinita en el segundo; siendo ambos valores absurdos.

3.5.1 METODO DE BROOKS.

Para aplicar este método es indispensable conocer la concentración a la mitad del tirante, esto es, para $y= d/2$. Ello se puede lograr midiendo la concentración en ese punto, ó calculando la concentración $C_y = C_d/2$ con ayuda de la ecuación 3.21 a partir de otra concentración conocida, C_a .

Según Brooks, el gasto de material sólido en suspensión es igual a:

$$g_S = q \cdot C_{d/2} \left[f\left(z, \frac{kU}{U_*}\right) \right] \quad \text{----- (3.23)}$$

donde:

g_S = transporte unitario en suspensión, en kg/m's

q = gasto unitario líquido, en $m^3/m \cdot s$

z = parámetro definido por la ec. 3.22

$C_{d/2}$ = concentración a la mitad del tirante expresada en peso, en kg_f/m^3

La función $f\left(z, \frac{kU}{U_*}\right)$ se encuentra gráficamente y se presenta en la Figura 3.8. En ella k es la constante de Von Karman y se toma igual a 0.4.

Al aplicar el método a una condición natural se tendrá que dividir la curva granulométrica en varias fracciones, cada una con un diámetro medio representativo D_i , y con un porcentaje en peso P_i , respecto al local.

Con la ecuación 3.23 se obtiene un g_{Si} correspondiente a cada una fracción. La suma de todas será el total del material transportado en suspensión. Ese total se puede dividir en dos: la parte con diámetros que existan en el fondo, que será g_{BS} , y la que contenga a las partículas más finas, que será g_L .

3.5.2 METODO DE RENDON-HERRERO.

Este método desarrollado por Oswald Rendon-Herrero para cuencas pequeñas, presenta un enfoque muy diferente al tradicional de los métodos ó fórmulas de la Hidráulica Fluvial, -- pues permite estimar la cantidad de sedimentos transportados en suspensión por una corriente como resultado de un determinado escurrimiento, que ha sido generado por una tormenta.

Como el método sólo es aplicable a cuencas pequeñas, el primer problema que surge es acotar el tamaño de éstas, pues se dice que una cuenca es pequeña cuando la distribución espacial de la lluvia es uniforme sobre toda su área. A este respecto, algunos autores^(*) han definido como cuenca pequeña --- aquella con área menor de 100 mi^2 , es decir, 260 km^2 aproximadamente.

Por otra parte, las partículas finas y los materiales coloidales transportados en suspensión producirán un "SEDIMENTOGRAMA" (gráfica de las descargas de sedimentos con respecto al tiempo) de forma paralela a su correspondiente hidrograma - (ver Fig. 3.9); sin embargo, bajo similares condiciones de la corriente, las partículas gruesas en transporte no definirán - sedimentogramas de forma paralela a sus gráficas de gastos --- líquidos.

(*) Ven te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins", Boletín N° 462, Universidad de Illinois, 1962.

La aplicabilidad de este método radica ó depende del grado de paralelismo en las formas del sedimentograma y su respectivo hidrograma, para un escurrimiento dado.

La premisa original propuesta en el desarrollo del método fue la aplicación del concepto del hidrograma unitario al análisis de los sedimentogramas.

Un hidrograma unitario es un hidrograma de escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso considerada distribuida uniformemente sobre toda el área de drenaje, en un tiempo específico llamado: duración.

Entonces, el sedimentograma unitario fue desarrollado como un sedimentograma de una tonelada para una duración dada, distribuido sobre la cuenca y análogo al hidrograma unitario de un centímetro de lluvia en exceso, sobre la misma área.

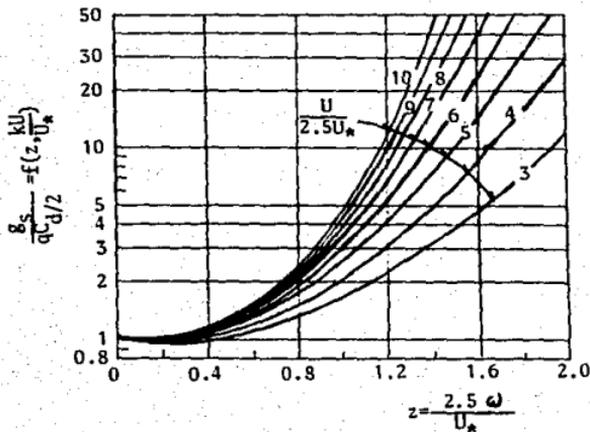


Fig. 3.8 Transporte en suspensión, según Brooks.

Para utilizar el sedimentograma unitario en la generación del sedimentograma para una tormenta en particular, la cantidad total de sedimento transportado ó movilizado durante el evento (tormenta) debe ser conocido ó estimado. Una relación ha sido determinada por Rendon-Herrero, entre la cantidad total de sedimento transportado y la lluvia en exceso de tormentas aisladas, esta relación está dada en la Fig. 3.10 .

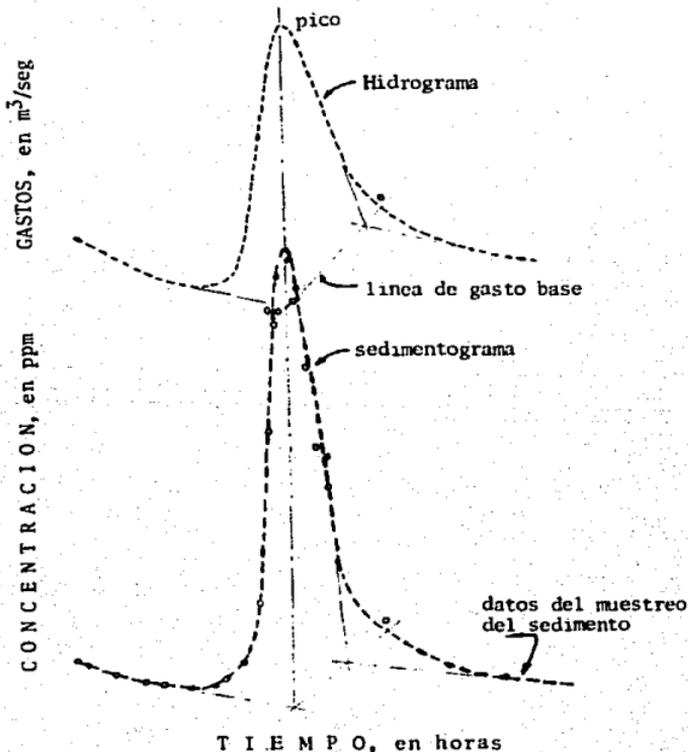
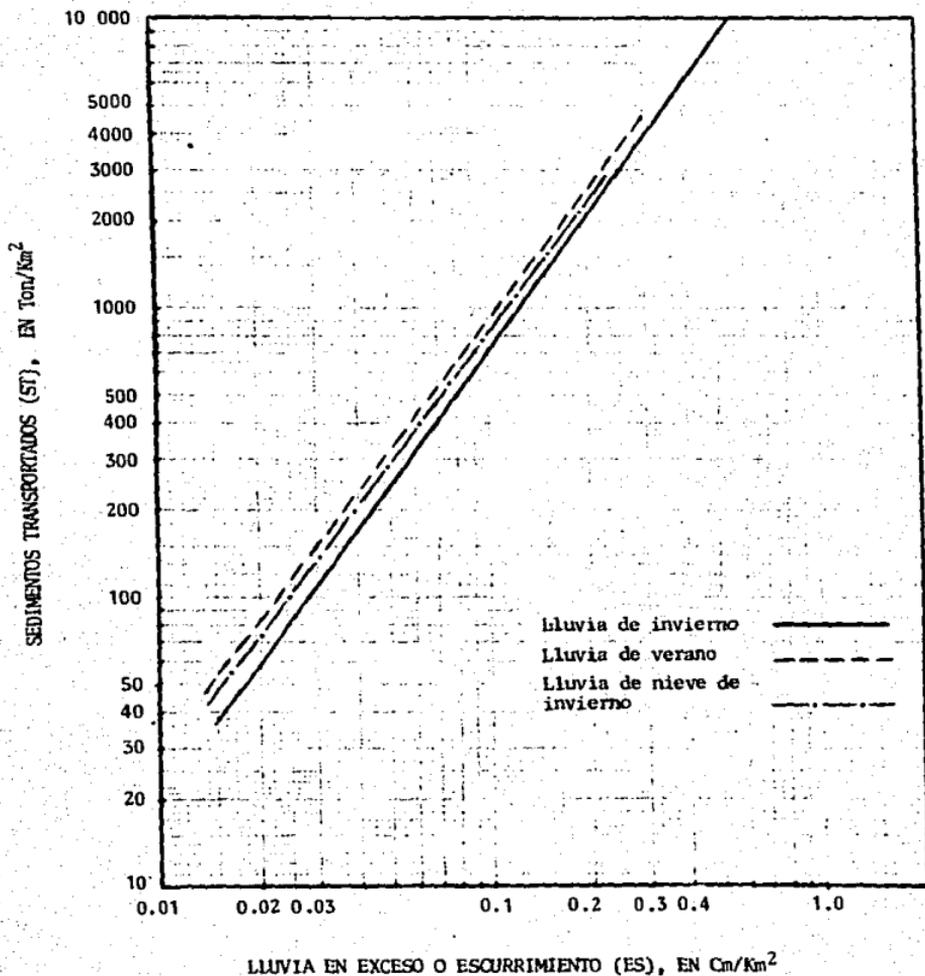


Fig. 3.9 SEDIMENTOGRAMA, según Rendon-Herrero

Fuente: Ref. 10

FIGURA 3.10



Después de la estimación de la cantidad total de sedimento aportado ó movilizado por el escurrimiento de la tormenta, un apropiado sedimentograma unitario sería seleccionado de acuerdo a la duración y entonces, éste podría ser sintetizado por la multiplicación de las ordenadas unitarias por la cantidad anterior.

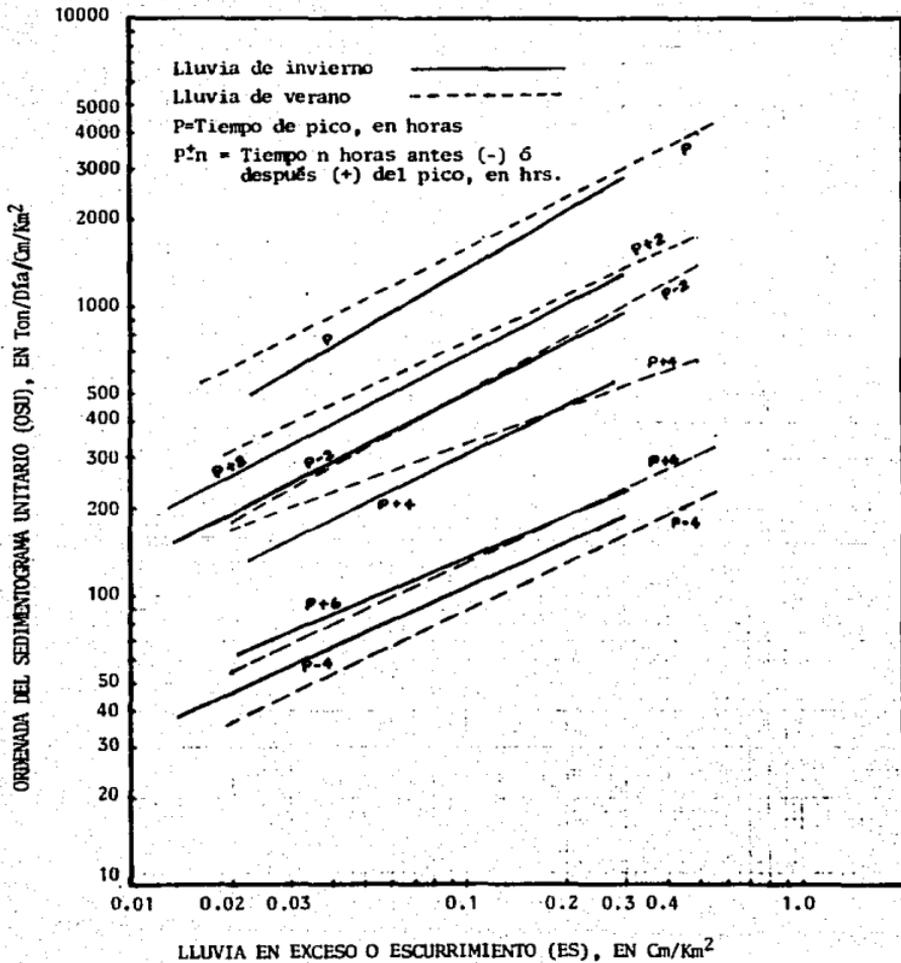
Los autores propusieron una gráfica (Fig. 3.11) que relaciona las ordenadas de un único sedimentograma unitario (OSU), en $(\text{ton/día})/(\text{cm}/\text{km}^2)$, con el escurrimiento (ES), en cm/km^2 , para los tipos de lluvias de verano y de invierno, y graficadas en grupos de tiempo, referidas al tiempo de pico (P) del hidrograma del escurrimiento directo. Entonces, P+2, se refiere a un tiempo 2 horas después del pico y P-4, corresponde a un tiempo 4 horas antes del pico. Generalmente, P+6 representa la descarga de sedimentos despreciable ó nula.

PROCEDIMIENTO DE APLICACION.

Se determina para cada tormenta ocurrida durante el año en la cuenca, su lluvia en exceso ó escurrimiento (ES), en cm/km^2 , con tal valor y con auxilio de la gráfica de la Fig. 3.10, se estima la cantidad total de sedimentos transportados ó movilizados (ST) por cada aguacero, de acuerdo a su fecha de acurrencia (verano ó invierno).

La suma de los valores ST correspondientes a todas las tormentas ocurridas en el año, definirá la magnitud del transporte en suspensión de la corriente, al cual se le incrementará un cierto porcentaje (inciso 3.4.3), para tomar en cuenta -

FIGURA 3.11



- el transporte de fondo.

Sin embargo, la construcción de los respectivos sedimentogramas y la cuantificación del material transportado en cada uno de ellos, es un método alternativo para llegar a la magnitud del transporte en suspensión y siempre debe de ser utilizado para disponer de dos resultados y concluir un valor de diseño y en seguida estimar la aportación de sedimentos de la cuenca. Por lo común, los resultados de los dos criterios siempre serán algo diferentes pues cada uno toma en cuenta distintos factores.

Una vez que ha sido aclarada la función de los dos métodos alternos de solución, en la Fig. 3.11, se determinan para el valor de la lluvia en exceso (ES), las ordenadas del sedimentograma unitario único (OSU).

Al multiplicar las ordenadas (OSU) por el total de sedimentos movilizados (ST), se van obteniendo las ordenadas del sedimentograma buscado, en ton/día, para sus tiempos respectivos, P, P+2, P+4, P+6, en horas.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL METODO.

La ventaja principal radica en su simplicidad de aplicación y en la reducida cantidad de datos requeridos, para efectuar una estimación del transporte en suspensión.

Para cuencas sin datos hidrométricos puede resultar bastante difícil obtener una estimación del escurrimiento de cada tormenta, para llegar a definir su tiempo de pico (P).

3.6 CUANTIFICACION POR SEPARADO DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO Y DEL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSION.

Entre los métodos que se han propuesto y se pueden considerar dentro de este grupo están los de Einstein (1950), Bagnold (1960) y Toffaletti (1968-69). Aquí se describen los primeros, que permiten cuantificar todo el material del fondo que es arrastrado, separando el que es transportado en suspensión del que va por la capa de fondo. Para su aplicación se necesita conocer las características del material del fondo y no se requieren muestras del material en suspensión.

Para mayores detalles sobre los métodos siguientes, se sugiere consultar las referencias "f" y "g".

3.6.1 METODO DE EINSTEIN.

Este método está basado en pruebas de laboratorio, aunque también probado en casos reales y es uno de los más difundidos.

Las fórmulas finales propuestas por Einstein presentadas para su aplicación inmediata, son:

A. Para arrastre en la capa de fondo.

$$g_{B_i} = \phi_* P_i \delta_s (g \cdot \Delta \cdot D_i^3)^{1/2} \quad \text{-----} \quad (3.24)$$

y por tanto:

$$g_B = \sum_{i=1}^n g_{B_i} \quad \text{-----} \quad (3.25)$$

donde:

ϕ_* = función de transporte que se obtiene en función de ψ_* , con ayuda de la Fig. 3.12

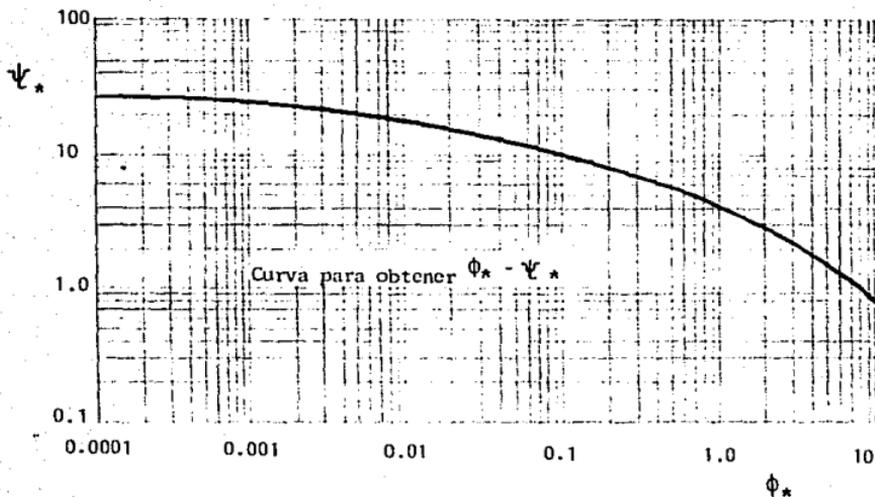


FIGURA 5.12 Curva de $\phi_* - \psi_*$. Método de Einstein

Fuente: Ref. 11

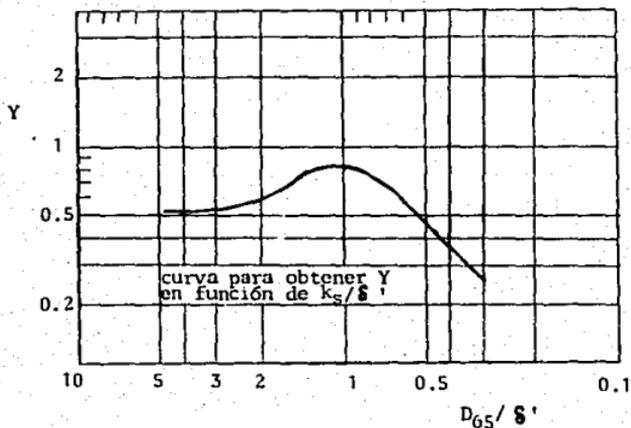


FIGURA 3.13 Factor de corrección Y . Método de Einstein

Fuente: Ref. 11

ψ_* = función de corriente, es igual a:

$$\psi_* = \frac{Y \cdot \mathcal{E} \cdot (\delta_s - \delta) \cdot D_i}{\delta \cdot R_h^{1.5}} \left[\frac{\log 10.6}{\log \frac{10.6 \cdot x \cdot X}{D_{65}}} \right]^2 \quad (3.26)$$

P_i = porcentaje en peso de partículas con diámetro D_i ó porcentaje de cada una de las fracciones

Y = coeficiente que toma en cuenta el cambio que sufre la sustentación de cada partícula dentro de la mezcla de granos. Se obtiene en función de D_{65}/δ' con ayuda de la Fig. 3.13

\mathcal{E} = coeficiente que toma en cuenta el hecho de que las partículas grandes ocultan a las pequeñas. Se obtiene en función de D_i/X con ayuda de la Fig. 3.14

x = coeficiente que toma en cuenta si el flujo es de pared lisa ó rugosa. Se obtiene en función de D_{65}/δ' con ayuda de la Fig. 3.15

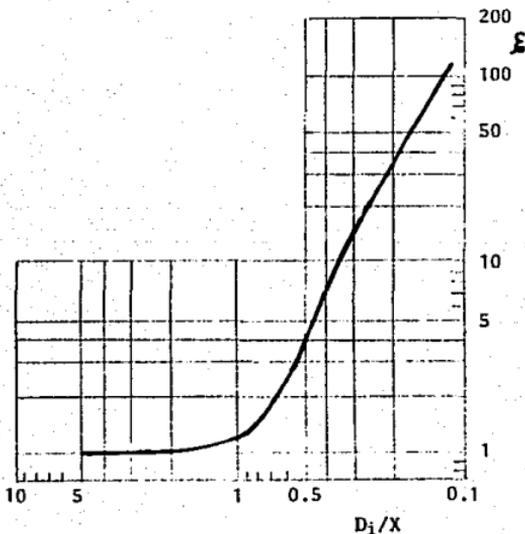


Fig. 3.14 Factor de corrección \mathcal{E} . Método de Einstein

Fuente: Ref. 11

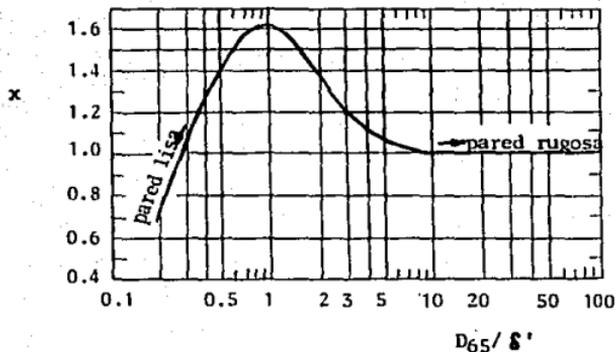


Fig. 3.15 Factor de corrección "x". Método de Einstein

Fuente: Ref. 11

s' = espesor de la subcapa laminar, referida a la rugosidad de las partículas

$$s' = \frac{11.6 \nu}{U_*'} \quad \text{----- (3.27)}$$

X = coeficiente que toma en cuenta el tamaño de las partículas y grado de turbulencia de la corriente

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{x} , \text{ si } \frac{D_{65}}{x s'} > 1.80 \quad \text{----- (3.28)}$$

$$X = 1.39 s' , \text{ si } \frac{D_{65}}{x s'} < 1.80 \quad \text{----- (3.29)}$$

U_*' = velocidad al cortante asociada al radio hidráulico R_h'

$$U_*' = \sqrt{g R_h' S} \quad \text{----- (3.30)}$$

n = número de fracciones en que se ha dividido la curva granulométrica

D_i = diámetro medio de cada fracción, en mts

R_h' = radio hidráulico asociado a las partículas, en mts

Se han encontrado discrepancias en la obtención del gasto sólido, pero se considera que el mayor error está en la determinación de R'_h . Por ello conviene utilizar otro método, --- como el de Engelund, para valuar este parámetro y posteriormente utilizar el criterio de Einstein, sólo para valuar el arrastre de sedimento.

B. Para el transporte del fondo en suspensión.

La fórmula propuesta por Einstein es:

$$g_{BSi} = g_{Bi} (P \cdot I_1 + I_2) \quad \text{-----} \quad (3.31)$$

y por tanto:

$$g_{BS} = \sum_{i=1}^n g_{BSi} \quad \text{-----} \quad (3.32)$$

donde:

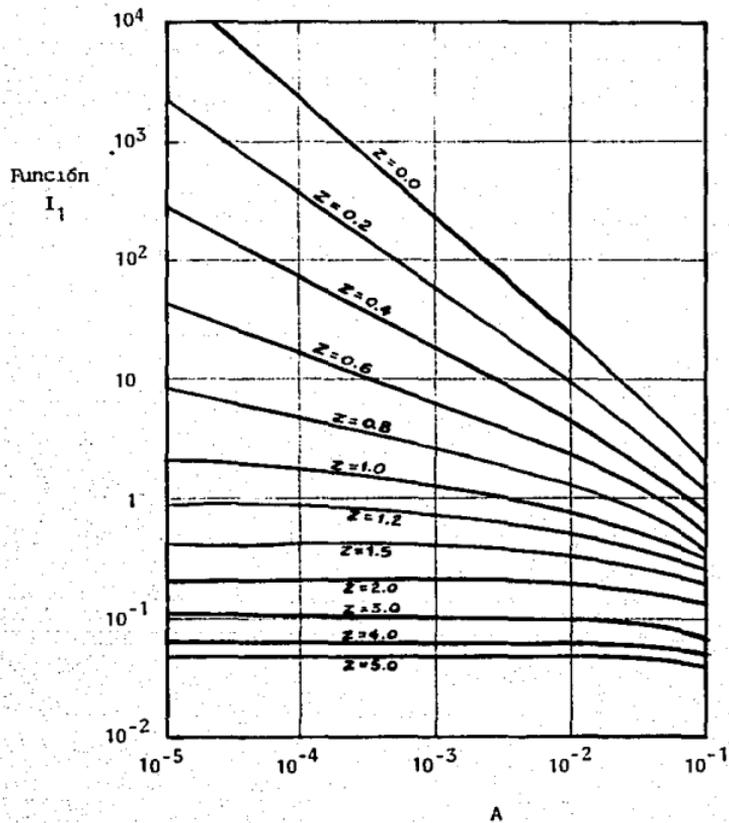
$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \times R_h}{D_{65}} \quad \text{-----} \quad (3.33)$$

I_1, I_2 = valores de dos integrales que se obtienen con -- ayuda de las Figs. 3.16 y 3.17 respectivamente, en función de:

$$A = 2D_i/R_h \quad \text{y de} \quad z = 2.5 \omega_i / U_*'$$

Como puede observarse, el cálculo del transporte del --- fondo en suspensión requiere el conocimiento previo del arrastre en la capa de fondo, g_{Bi} .

Si en lugar de obtener el transporte en suspensión en -- función de las características del material de fondo, se logra a partir de una concentración conocida C_a tomada a una distancia "a" sobre el fondo, la ec. 3.31 tomaría la forma:

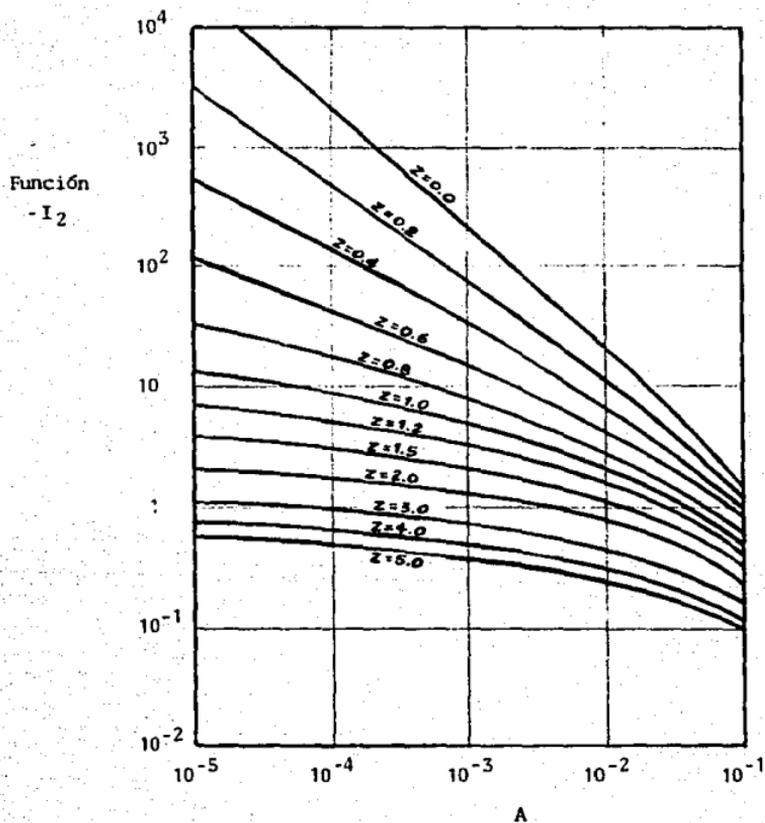


$$A = \frac{a}{d}$$

$$z = \frac{2.5 \omega_i}{U_*}$$

FIGURA 3.16 Valor de I_1 , en función del parámetro A para diferentes valores de z . Método de Einstein

Fuente: Ref. 6



$$A = \frac{a}{d} \quad z = \frac{2.5 \omega_1}{U_*}$$

FIGURA 3.17 Valor de I_2 , en función del parámetro A para diferentes valores de z . Método de Einstein

Fuente: Ref. 6

$$g_{BSa} = 11.6 C_a U_*' a (P \cdot I_1 + I_2) \quad \text{-----} (3.34)$$

Recuérdese que la expresión anterior permite valuar el arrastre entre la altura "a" sobre el fondo y la superficie del agua. Si se desea conocer el transporte en toda la altura, se deberá calcular la concentración en el fondo C_f a la altura $2D_i$, utilizando la fórmula de Rouse (ec. 3.21). Quedaría entonces la expresión:

$$g_{BS} = 11.6 C_f U_*' 2D_i (P \cdot I_1 + I_2) \quad \text{-----} (3.35)$$

Las ecuaciones 3.34 y 3.35 se deberán aplicar para las diferentes fracciones en que se divida la curva granulométrica.

3.6.2 METODO DE BAGNOLD.

Este método fue publicado en 1966 y se basa en las ideas que Bagnold había expuesto en 1956.

Bagnold indica que su método se debe utilizar para partículas mayores de 0.015 mm y menores de 2 mm.

Las fórmulas propuestas por Bagnold son:

$$g_B = \frac{\delta \tau_* U D_m e_b}{\tan \omega} \quad \text{-----} (3.36)$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 \delta \tau_* U^2 D_m}{\omega} \quad \text{-----} (3.37)$$

por tanto:

$$g_{BT} = \delta \tau_* U D_m \left(\frac{e_b}{\tan \omega} + 0.01 \frac{U}{\omega} \right) \quad \text{-----} (3.38)$$

donde

U = velocidad media de la corriente, en m/seg

- D_m = diámetro medio de las partículas de fondo, en mts
 ω = velocidad de caída, en m/seg. Se obtiene con la ec. 3.4
 ω_* = parámetro adimensional de Shields. Se obtiene con la ec. 3.14
 c_b = coeficiente que depende de la velocidad media de la corriente y del diámetro medio de las partículas, se obtiene con ayuda de la Fig. 3.19
 $\tan \alpha$ = parámetro que depende de τ_* y del diámetro medio de las partículas. Se obtiene con ayuda de la Fig. 3.20

Conviene aplicar las ecuaciones presentadas, a fracciones de la curva granulométrica y sumar al final los resultados.

3.7 SELECCION DEL VALOR DE LA APORTACION DE SEDIMENTOS.

De los siete métodos presentados anteriormente para estimar la aportación de sedimentos por una corriente, su confiabilidad de cálculo es algo escasa por disponer de varios parámetros, debido a esto en cada estudio se deberán aplicar TODOS ellos, así como alguno ó varios de los otros criterios citados al inicio del capítulo, como por ejemplo, la comparación de cuencas ó las mediciones en embalses existentes (batimetrías).

Después de la obtención de los diversos resultados (generalmente no iguales), se someterán éstos a un análisis crítico para concluir el posible orden de magnitud de sedimentos.

Este análisis crítico, consistirá en dar más 'peso' ó importancia a los resultados de los criterios que se consideren más confiables, para obtener un valor promedio, o uno representativo de todos ellos.

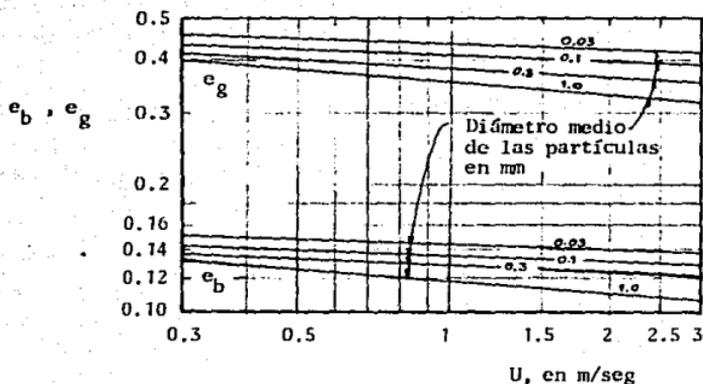


FIGURA 3.19 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold

Fuente: Ref. 11

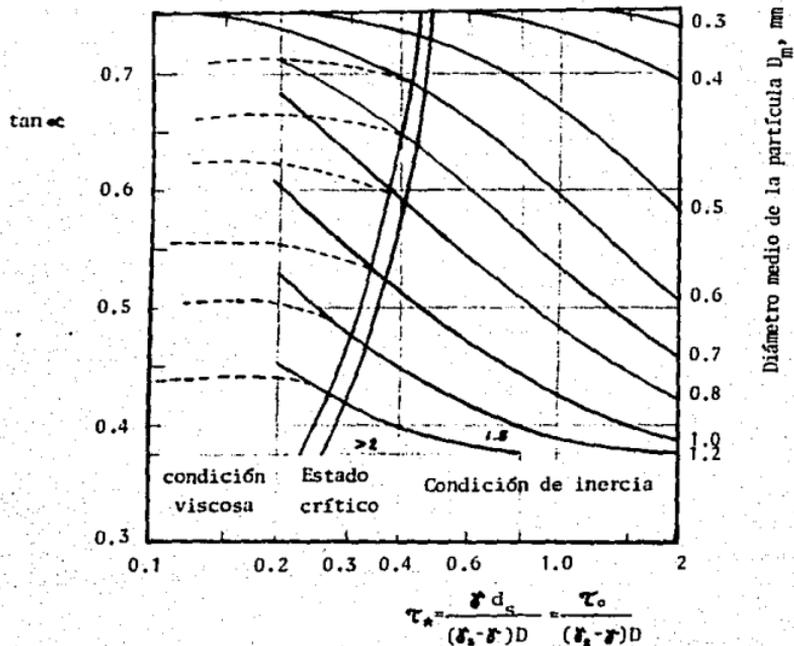


FIGURA 3.20 Coeficiente de fricción, según Bagnold

3.8 AZOLVE EN EMBALSES.

Del total de sedimentos transportados por un río al llegar a un vaso, una parte de éstos será atrapada y retenida en el embalse y el resto lo sobrepasara. La "habilidad" de un embalse para atrapar y retener sedimentos es conocida como EFICIENCIA DE RETENCION.

La eficiencia de retención es definida como el cociente entre la cantidad de sedimentos depositados y el total de materiales que llegó al embalse, es decir, es un porcentaje del sedimento total aportado que quedó retenido en el vaso.

La cantidad de material depositado depende del tamaño de los sedimentos y de la capacidad del embalse, ya que cuando mayor sea el embalse mayor porcentaje de sedimentos será retenido aún cuando ellos sean muy finos.

El volumen de material sólido que se deposita anualmente en un embalse, V_D se obtiene de la expresión:

$$V_D = E_r \cdot V_A \quad \text{-----} \quad (3.39)$$

en donde:

E_r = eficiencia de retención del embalse, expresada en porcentaje. El conocimiento preciso de E_r es de gran importancia sobre todo en embalses pequeños.

V_A = volumen anual transportado por las corrientes que llegan al vaso, en $m^3/año$.
Se obtiene mediante fórmulas de transporte, ya explicadas en los incisos 3.4, 3.5 y 3.6

A continuación se describen algunos criterios para valuar E_r .

3.8.1 Método de Brune y Allen.

Estos autores propusieron en 1941 la curva que se muestra en la Fig. 3.21, la que fue obtenida de la observación de una veintona de embalses. La eficiencia de retención se expresa en función de la relación de capacidad del embalse V_e contra el área de la cuenca A .

$$E_r = f\left(\frac{V_e}{A}\right)$$

3.8.2 Método de Brown.

Basado en sus propias observaciones y utilizando las anteriores, Brown propuso también una relación la cual establece:

$$E_r = 100 - \frac{47.62}{V_e/A - K} \quad \text{-----} \quad (3.40)$$

donde:

- K es un coeficiente de corrección cuyos valores son
- | | |
|-------|--|
| 0.1 | para la curva de diseño |
| 0.046 | para la envolvente inferior de todos los datos obtenidos |
| 1.00 | para la curva envolvente superior |

V_e , A están expresadas en Km^3 y Km^2 respectivamente.

La eficiencia de retención según Brown depende de V_e/A y se pueden tener muchos embalses cuya relación anterior tenga el mismo valor; sin embargo, su capacidad efectiva de retención no será la misma, ya que dependerá entre otros factores de la forma y profundidad media del vaso y de la lejanía de la entrada del río al embalse respecto a la posición del vertedor y obras de descarga. Por lo anterior Brown recomienda utilizar $K=1$ ó al menos aumentar el K de diseño (sobre 0.1) cuando:

- a) El embalse es alargado y la entrada del río y las obras de descarga se encuentran en los extremos.
- b) Cuando el transporte de sedimentos esté formado principalmente por arenas, gravas ó material más grueso.
- c) Donde los volúmenes de las avenidas sean pequeñas en comparación de V_e , el vertedor descarga con poca frecuencia y la obra de toma sea alta.

3.8.3 Método de Karaushev.

La fórmula de este autor fué propuesta en 1966 y establece que:

$$E_r = 100 - 100(1-C) \frac{\epsilon C}{e^{\epsilon} - 1} \quad \text{-----} \quad (3.41)$$

en donde:

C relación entre la capacidad del embalse V_e y el escurrimiento medio anual, Q_A , adimensional

$$C = \frac{V_e}{Q_A}$$

E_r eficiencia de retención en por ciento

ϵ parámetro que toma en cuenta la velocidad de caída de los sedimentos y la profundidad media del embalse, se obtiene de la expresión:

$$\epsilon = \frac{\omega T_v}{H_m} \quad \text{-----} \quad (3.42)$$

ω velocidad de caída de los sedimentos; se obtiene de la relación

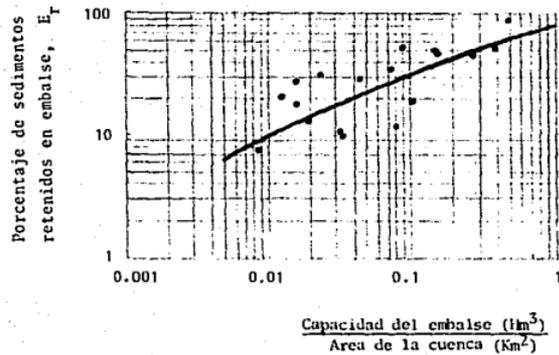
$$\omega = \frac{\sum_{i=1}^n \omega_i P_i}{100}$$

H_m profundidad media del embalse

T_v tiempo durante el cual descarga el vertedor, en seg

P_i porcentaje de partículas con diámetro D_i que hay en la curva granulométrica

ω_i velocidad de caída de las partículas con diámetro D_i .



Fuente: Ref. 25

E.N.E.P.
ACATLAN

PORCENTAJE DE RETENCION
SEGUN BRUNE Y ALLEN

Nº FIGURA
3. 21

EJEMPLOS DE APLICACION.

- 1.- Se tiene la sección de un río por la que pasan $29.25 \text{ m}^3/\text{seg}$. Se desea conocer el arrastre en la capa de fondo a través de esa sección tomando en cuenta los siguientes datos:

Dibujada la sección, el área resultó de 18.75 m^2 , el perímetro mojado de 20.5 m y el radio hidráulico de 0.915 m . El material del fondo tiene un peso específico de $\gamma_s = 2750 \text{ Kg/m}^3$ y algunos de sus diámetros son: $D_{90} = 0.95 \text{ mm}$; $D_{84} = 0.7 \text{ mm}$; $D_{70} = 0.60 \text{ mm}$; $D_{50} = 0.52 \text{ mm}$; $D_{30} = 0.45 \text{ mm}$; $D_{35} = 0.47 \text{ mm}$; $D_{16} = 0.40 \text{ mm}$; $D_{10} = 0.38$; $D_{65} = 0.56 \text{ mm}$ y $D_m = 0.58 \text{ mm}$. La pendiente del cauce es 0.00105 .

La velocidad media en la sección se puede conocer por dos procedimientos:

- a) $V = Q/A = 29.25/18.75 = 1.56 \text{ m/seg}$.
- b) Utilizando una fórmula de fricción para cauces arenosos, por ejemplo la de Cruickshank-Maza.

METODO DE MEYER-PETER Y MULLER.

Para encontrar, n , se utiliza la fórmula de Manning (ec. 3.11) - ya que la velocidad es conocida ($V = 1.56 \text{ m/seg}$).

$$n = \frac{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}}{V} = \frac{(0.915)^{2/3} \cdot 0.00105^{1/2}}{1.56} = 0.020$$

n' se valua con la relación propuesta por Meyer-Peter (ec.3.12)

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} = \frac{(0.00095)^{1/6}}{26} = 0.012$$

por otra parte de la ecuación 3.14 se tiene

$$\Delta = \frac{\delta_s - \delta^*}{r} = \frac{2750 - 1000}{1000} = 1.75$$

$$\tau_* = \frac{R_h \cdot S}{\Delta D_{50}} = \frac{0.915 \cdot 0.00105}{1.75 \cdot 0.00052} = 1.056 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

substituyendo en la ec. 3.10 se obtiene que

$$g_B = 8 \cdot 2750 (9.81 \cdot 1.75)^{1/2} 0.00058^{3/2} \left[\left(\frac{0.012}{0.020} \right)^{3/2} \cdot 1.056 - 0.047 \right]^{3/2}$$

$$g_B = 0.376 \text{ kg}_f/\text{s} \cdot \text{m}$$

En todo el ancho de la sección pasará

$$G_B = B g_B$$

Para obtener B, se recurre a la fórmula del perímetro mojado -- aceptando taludes de 2:1, y a la área hidráulica

$$P = B + 2d(1+K^2)^{1/2}$$

$$A = Bd + Kd^2$$

Resolviendo simultáneamente ambas ecuaciones se llega a

$$2.885 d^2 - Pd + A = 0$$

substituyendo, se obtiene que

$$2.885 d^2 - 20.5 d + 18.75 = 0$$

$$d = \frac{10.25 \pm (105.06 - 53.53)^{1/2}}{2.885}$$

$$d = \frac{10.25 - 7.18}{2.885} = 1.06 \text{ m}$$

por lo tanto

$$B = \frac{A - Kd^2}{d}$$

$$B = \frac{18.75 - 2 \cdot 1.06^2}{1.06} = 15.6 \text{ m}$$

conocido B, se deduce el arrastre de fondo en toda la sección:

$$G_B = 15.6 \cdot 0.376 = 5.866 \text{ kg}_f/\text{s}$$

METODO DE ENGELUND.

Un segundo procedimiento para obtener el arrastre de fondo es - utilizando la ec. 3.17, en la que se substituye directamente

$$g_B = \frac{0.04 \cdot 2750 \cdot 1.56^2 (0.915 \cdot 0.00105)^{1.5}}{9.81^{1/2} \cdot 1.75^2 \cdot 0.00047}$$

$$g_B = 1.77 \text{ kg}_f/\text{s} \cdot \text{m}$$

y por lo tanto el arrastre en la sección

$$g_B = 15.6 \cdot 1.77 = 27.612 \text{ kg}_f/\text{s}$$

El valor difiere del de Meyer-Peter. Como todos los ensayos los realizó Engelund con arena se aceptará este último valor.

- 2.- Calcular el transporte total del fondo separando el arrastre de la capa de fondo del transporte en suspensión, para la -- sección y datos presentados en el problema anterior.

Para ello se utilizará el método de EINSTEIN, calculando -- primero el arrastre en la capa de fondo y posteriormente el transporte en suspensión. Como en el método propuesto se requiere dividir la curva granulométrica y trabajar por separado para cada diámetro representativo se presentarán los cálculos en forma de tablas.

A) Arrastre en la capa de fondo.

La curva granulométrica se dividirá en 5 partes iguales cada uno con $P_i=20\%$ y cuyos diámetros representativos son $D_{90}=0.95$ mm; $D_{70}=0.60$ mm; $D_{50}=0.52$ mm; $D_{30}=0.45$ mm y $D_{10}=0.38$ mm.

Así el D_{10} es el diámetro representativo de la parte de la curva que va de 0 al 20% "acumulado que pasa", etc.

Para calcular g_{B_i} se aplicará la ec. 3.24 y como Φ_* es función de Ψ_* , ec. 3.26, se calculará también Ψ_* .

Se trabajará con el $D_i=90=0.00095$ m y en tablas se indicará lo obtenido para los diámetros restantes. Para calcular x se requiere conocer R_h' y δ' .

Para calcular R_h' se aplicará el método de Engelund, el cual se presenta a continuación y una vez encontrado este parámetro se continuará con el criterio de Einstein.

a) Se supone una R_h' , menor que R_h ; $R_h' = 0.70$

b) Se calcula τ_*' para saber si el régimen es inferior ó superior con la expresión

$$\tau_*' = \frac{R_h' S}{(\delta_* - \delta) D_{50}} = \frac{1000 (0.70) (0.00105)}{(2750 - 1000) (0.00052)} = 0.8$$

c) Se obtiene τ_* a partir de la siguiente expresión (régimen inferior)

$$\tau_* = \left[\frac{\tau_*' - 0.06}{0.4} \right]^{1/2} = \left[\frac{0.8 - 0.06}{0.4} \right]^{1/2} = 1.36 \text{ kgf/m}^2$$

d) Conocido τ_* , se calcula $R_h = \tau_* \Delta D_{50}/S$ y se compara con el radio --- hidráulico del problema. Si no son iguales se supone un nuevo R_h' y se repiten los pasos a) a d). Cuando ambos valores --- coinciden, el valor de R_h' será el correcto.

$$R_h = \frac{\tau_* \Delta D_{50}}{S} = \frac{1.36 \cdot 1.75 \cdot 0.00052}{0.00105} = 1.18 \text{ m}$$

El valor obtenido de R_h es mayor que 0.915 real. Por lo tanto se vuelve a tantear. El resultado final es

$$R_h' = 0.45 ; R_h = 0.916 \text{ m}$$

Continuando con el método de Einstein, conocido R_h' se procede a calcular ψ_* y ϕ_* , para lo cual se requiere valuar previamente x , X y Y .

Cálculo de x

$$U_*' = \sqrt{g \cdot R_h' \cdot S} = (9.81 \cdot 0.45 \cdot 0.00105)^{1/2} = 0.068 \text{ m/seg.}$$

$$\delta' = \frac{11.6 \cdot \nu}{U_*'} = \frac{11.6 \cdot 0.000001}{0.068} = 0.00017 \text{ m}$$

De la figura 3.15 se obtiene $x = 1.13$

Cálculo de X . véase la continuación de la ec. 3.27

$$\frac{D_{65}}{x \delta'} = \frac{0.00056}{1.13 \cdot 0.00017} = 2.92$$

Por lo tanto como $2.92 > 1.80$ (ec. 3.28)

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{x} = 0.77 \cdot \frac{0.00056}{1.13} = 0.00038$$

Cálculo de Y.

$$\frac{D_{65}}{\delta} = \frac{0.00056}{0.00017} = 3.29$$

Con ayuda de la Fig. 3.13 se obtiene $Y = 0.51$

El cálculo de ξ se hace con ayuda de la Fig. 3.14

Φ_* se obtiene de la fig. 3.12, habiendo conocido el valor de ψ_* con ayuda de la ec. 3.26

Con todos los valores calculados se procede al resto del cálculo para cada franja, apoyándose en las ecs. 3.24 y 3.25

P_i	D_i	D_i/X	ξ	ψ	ψ_*	Φ_*	g_{B_i}
0.20	0.00095	2.49	1.00	3.52	4.47	0.75	0.05
0.20	0.00060	1.57	1.02	2.22	2.87	2.00	0.07
0.20	0.00052	1.36	1.05	1.93	2.57	2.20	0.06
0.20	0.00045	1.18	1.06	1.67	2.24	2.30	0.05
0.20	0.00038	1.00	1.12	1.41	2.00	3.10	0.05

Suma 0.28

$$g_B = 0.28 \text{ kg}_f/\text{s}\cdot\text{m}$$

En todo el ancho de la sección se tiene

$$G_B = 15.6 \cdot 0.28 = 4.368 \text{ kg}_f/\text{s}$$

Como puede observarse, el resultado es semejante al de Meyer-Peter y Muller (problema anterior), lo cual se puede deber a que trabajaron prácticamente con los mismos datos experimentales.

B) Transporte del fondo en suspensión.

P_i	D_i	g_{B_i}	ω_i	Z_i	A	I_1	I_2	$P \cdot I_1 + I_2$	g_{BS}
0.20	0.00095	0.05	0.100	3.68	0.0021	0.07	-0.5	0.27	0.014
0.20	0.00060	0.10	0.073	2.68	0.0013	0.11	-0.80	0.40	0.040
0.20	0.00052	0.06	0.064	2.35	0.0011	0.14	-0.95	0.58	0.035
0.20	0.00045	0.05	0.060	2.21	0.0010	0.18	-1.05	0.92	0.046
0.20	0.00038	0.05	0.050	1.84	0.00083	0.28	-1.50	1.56	0.078

Suma 0.213

ω_i es la velocidad de caída; se obtiene de la Fig.3.3

$$z = \frac{2.5 \omega_i}{U_*'} = \frac{2.5 \omega_i}{0.068} = 36.76 \omega_i$$

$$A = \frac{2 D_i}{R_h} = \frac{2 D_i}{0.915} = 2.19 D_i$$

I_1 e I_2 se obtienen con ayuda de las figuras 3.16 y 3.17

$$g_{BS} = (P \cdot I_1 + I_2) g_{B_i}$$

$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \cdot R_h}{D_{65}} = 2.303 \log \frac{30.2 \cdot 1.13 \cdot 0.915}{0.00056} = 10.93$$

Por lo tanto

$$g_{BS} = 0.213 \text{ kg}_f/\text{s} \cdot \text{m}$$

En todo el ancho de la sección pasarán

$$G_{BS} = 0.213 \cdot 15.6 = 3.323 \text{ kg}_f/\text{s}$$

Así el transporte total del fondo es:

$$G_{BT} = G_{BS} + G_B = 3.323 + 4.368 = 7.691 \text{ kg}_f/\text{s}$$

Cuando más atareados estamos, más agudamente sentimos que vivimos, más conciencia tenemos de la vida.

Kant.

CAP. IV.- PREVISIONES CONTRA EL AZOLVAMIENTO.

4.1 INTRODUCCION

Una vez detectado el problema del azolvamiento de un vaso, se puede preveer parcialmente el continuo aporte de azolves por medio de trabajos con diferentes técnicas, donde algunas de ellas aparentemente no son para el ataque directo del problema, sino indirecto; casos concretos son la modificación de estructuras, reforestaciones, viveros de plantas, centros piscícolas y mecanismos de divulgación e información a la población de la -- cuenca, ya que como se mencionó anteriormente, en gran parte es la población la que origina la erosión del suelo por uso inadecuado del mismo.

El enfoque que se pretende dar a los trabajos para conservar la capacidad útil de un vaso, no es desde el punto de -- vista agrícola exclusivamente, sino que por medio de estructuras ó técnicas se pueda evitar ó reducir la llegada de azolve - al mismo y consecuentemente obtener resultados a mediano y largo plazo para prolongar la vida útil del embalse.

Todas las medidas prácticas de control ó reducción de la sedimentación de los embalses, pueden ser clasificadas en dos - grandes conjuntos:

PRIMERO: Medidas de control de la sedimentación con el embalse en etapa de ESTUDIO, entre tales medidas --- están:

- 1.- Selección del sitio para el embalse
- 2.- Diseño del embalse

SEGUNDO: Medidas de control de la sedimentación con el embalse en OPERACION, entre las cuales se tienen:

- 3.- Control de la erosión y reducción de la aportación de sedimentos en la cuenca.
- 4.- Reducción de la cantidad de sedimentos que llegan al vaso.
- 5.- Control de la depositación en los embalses.
- 6.- Remoción de los sedimentos depositados.

Tanto en los grandes embalses como en los pequeños, cuando están en la fase de estudio, será conveniente analizar las -- medidas 1 y 2 anteriores. Sin embargo, para los embalses ya construidos la aplicabilidad de las medidas de control de la sedi--- mentación adoptan los dos siguientes patrones.

Los embalses PEQUEÑOS por lo común tienen cuencas rurales, con poca ó nada de urbanización y escasas áreas dedicadas al cultivo, debido a esto las soluciones al problema serán de los tipos 3 y 6 citadas anteriormente, específicamente la reforestación y las obras de control del sedimento en los barrancos ó cañadas de los cauces que afluyen al vaso.

Con respecto a los GRANDES embalses siempre tendrán cuencas de muy variadas condiciones por lo que es conveniente conocer sus características auxiliándose de cartas aerofotogramétricas, geográficas, topográficas, geológicas, hidrológicas, climatológicas, edafológicas, suelos y su clasificación, que servirán para instrumentar y aplicar las técnicas adecuadas, en las cuales involucran prácticas mecánicas, agronomicas y vegetativas -- que a continuación se describen.

4.2 PRACTICAS MECANICAS.

Estas son aquellas que por sí mismas sirven para controlar la erosión, como por ejemplo:

- 1.- Surcado en contorno
- 2.- Terrazas
- 3.- Zanjas y bordos
- 4.- Muros de retención de azolves.

4.2.1 SURCADO EN CONTORNO.

Consiste como su nombre lo indica en surcos abiertos sensiblemente normales a la pendiente, los que actúan como una serie paralela de zanjas pequeñas que retienen el escurrimiento del agua, evitando que adquiera velocidad y poder erosivo. Sin embargo, el control efectivo de la erosión hídrica con esta técnica,

es raramente alcanzable, pues los surcos pueden facilmente llenarse con el agua de una tormenta importante y derramar el exceso, originando pérdidas de suelo.

En general, ésta práctica es efectiva en zonas con lluvias ligeras, laderas de corta longitud y reducida pendiente (menor de 20° sobre la horizontal), o bien, cuando se combina con otras técnicas, como por ejemplo las terrazas.

4.2.2. TERRAZAS

Esta práctica es la más eficiente para la conservación del suelo y control de la erosión, consiste fundamentalmente en efectuar cortes al terreno para transformar su pendiente en un plano horizontal, la base es de 4.5 m y su principal finalidad es la de retener los escurrimientos superficiales de las lluvias que llegan a ellas. A medida que tales obras estén más cercanas entre sí, el poder erosivo del agua será menor y la pérdida de suelo será reducida.

El objetivo de las terrazas es repartir una pendiente en varias pendientes cortas y llevar el escurrimiento a través del campo a una salida ó desague protegido. En general, ésta técnica se recomienda en terrenos con pendientes de hasta el 2% y longitudes de 90 a 120 metros.

Hay varias clases de terrazas según la función que se les asigne y su método de construcción, entre las cuales están:

- a. Terrazas de banco
- b. Terrazas de drenaje
- c. Terrazas de absorción
- d. Terrazas individuales.

A.- Terrazas de banco. Pueden construirse mediante empleo de maquinaria ó a pico y pala, en terrenos cuya pendiente sea de 20° a 30° sobre la horizontal. Su anchura dependerá del procedimiento de construcción empleado y siempre se le dará una pequeña pendiente hacia la pared del corte, que es donde se acumulará el agua de los escurrimientos y de cuya humedad se proveerán las plantas para su desarrollo.

B.- Terrazas de Drenaje. Como su nombre lo indica son aquellas que se construyen fundamentalmente para encauzar parte del escurrimiento superficial hacia zonas previamente determinadas, éstas serán complementadas con una excavación del lado del corte que a manera de cuneta servirá para los fines buscados, colocando la tierra excavada en la parte inferior de la pendiente conformando el talud con inclinación 1:1 ó 2:1 para darle estabilidad. La excavación estará dimensionada según las características de la precipitación pluvial y de la litología del terreno.

C.- Terrazas de Absorción. Tienen por objeto como su nombre lo indica, permitir la absorción de la precipitación pluvial. Estas son construidas sin canal colector, almacenándose el escurrimiento a lo largo del bordo. El final de la terraza es obstruido y el suelo absorbe el agua y hace las veces de salida ó desague subterráneo. Este tipo de sistema es usado únicamente en suelos con moderada a alta permeabilidad, de manera que se infiltra rápidamente el escurrimiento y no exista el peligro de desbordamiento, además, son de mayor superficie y en mayor número que las de drenaje y también diferentes en su construcción, dado que sus fines son distintos.

El ancho de la terraza permite la plantación de Maguey, árboles frutales ó siembras de Maíz y frijol, aunque ésto último por la técnica inadecuada que utiliza el campesino disminuye la durabilidad de la terraza.

D. Terrazas Individuales. Son aquellas que se construyen alrededor de una planta con objeto de retener el escurrimiento para aprovechamiento del agua; puede hacerse circular, semicircular ó cuadrada.

En la Fig. 4.1 se muestran algunas de las prácticas citadas.

El espaciamiento para cualquier tipo de terrazas, podrá ser determinado por medio de la siguiente ecuación empírica:

$$B = c \cdot S + M$$

donde:

B = espaciamiento vertical máximo, en pies.

c = variable con valores entre 0.40 y 0.80 para terrazas con pendiente y 0.85 para terrazas a nivel, adimensional.

S = Pendiente del terreno en porcentaje, adimensional.

M = variable con valores que fluctúan entre 1 y 2. Los valores cercanos al límite superior se aplicarán a suelos resistentes a la erosión y a sistemas de cultivo que proveen protección al terreno durante los períodos críticos de erosividad.

4.2.3 ZANJA Y BORDO

La zanja es una excavación generalmente de 0.40 por 0.40 mts que se construye cortando la pendiente del terreno; el material de excavación puede colocarse arriba ó abajo de la orilla

de la misma formando el bordo, donde se puede ó no hacerse plan
tación de arbustos ó cactus según lo permita el clima del lugar,
con el fin de fijar el material suelto y formar con él una barre
ra que reste velocidad al escurrimiento, véase Fig. 4.2 .



FIGURA 4.2 Elaboración de zanja y bordo de 40x40 cm en curva de nivel.

4.2.4 MUROS DE RETENCION DE AZOLVE

Estas obras incluyen muy diversos tipos de pequeñas cortinas ó bordos de tierra construidas transversalmente en cauces ó arroyos que afluyen al embalse, con el objeto de reducir la velocidad y causar la depositación de por lo menos el sedimento grueso.

Este tipo de estructuras es el que funciona de inmediato y puede no considerarse estrictamente hablando, como parte de la conservación del suelo, ya que el material que retiene es el que la erosión produce aguas arriba, o sea, lo que anteriormente -- constituyó una capa del suelo.

Es de especial importancia determinar la localización -- adecuada y apoyarse en un terreno resistente para garantizar su estabilidad. No es necesario que estos muros sean impermeables puesto que su función es como se ha dicho, la retención de sólidos.

Los materiales de los muros de retención son diversos y su elección depende de las condiciones del sitio, de los recursos económicos, de la disponibilidad de materiales y de la pendiente y amplitud del cauce; pueden incluir los siguientes materiales: mampostería, tierra, gaviones, roca y ramas con otros -- materiales.

En general se puede decir que los muros pueden ser de carácter temporal ó bien permanente. Para los primeros se pueden mencionar los siguientes: de troncos y ramas, de troncos, y de piedra acomodada; y entre los segundos: de arcilla apisonada, de arcilla con revestimiento de tabique ó de piedra, de mampostería

y de gaviones.

A.- De troncos y ramas.

Se utilizan en donde estos materiales son abundantes como por ejemplo la madera muerta, ya que no tiene sentido desforestar una área para la construcción de tales obras; se emplean en cauces cuya magnitud no exceda del doble de la mayor longitud del tronco disponible y su altura no será mayor de 1.5 m ; la pendiente será entre 10° y 15° , los postes extremos e intermedios se hincarán a una profundidad de cuando menos 40 cms y la separación entre largueros estará determinada por el tamaño de ramas de que se disponga, las que serán colocadas en posición sensiblemente normal a los largueros (véase Fig. 4.3).

B.- De troncos.

Su localización y construcción involucra los aspectos citados para troncos y ramas con la substitución de éstas últimas por troncos colocados en el sentido de los largueros.

C.- De Piedra Acomodada.

Se construyen en cauces de dimensiones reducidas y generalmente en la cabecera de las barrancas , su altura no deberá exceder de un metro y pueden ser con talud aguas arriba ó abajo, o ser verticales. Su espesor no será menor de 0.50 mts, el material de la base se desplantará en una excavación de 0.30 a 0.40 mts y lateralmente se empotrará por lo menos esas dimensiones; también pueden ser mixtos con piedra acomodada y tierra (Fig. 4.4).

D.- De arcilla Apisonada.

Se construyen en cauces de no gran pendiente y de cualquier amplitud, con taludes generalmente de 1.5: 1 aguas arriba y aguas abajo, con una ----



FIGURA 4.3 Muros de Troncos y Ramas.



Muros en Forma Escalonada en Barrancas.



FIGURA 4.4 Muro de Piedra Acomodada.

- corona no menor de $1/3$ de la altura. Como el material es erosionable se procurará que el agua nunca salte el bordo, lo que obliga la construcción de un vertedor lateral. La calidad de la arcilla será de tipo uniforme y su colocación será apisonada con humedad próxima a la óptima.

E.- De Arcilla con Revestimiento.

Este tipo de muro participa de las características del anterior, con la diferencia del revestimiento que en este caso será de tabique ó de piedra con aglutinante de mortero de cemento en ambos taludes y en la corona, lo que permite el paso del agua sobre ésta y por lo tanto prescindir del vertedor, véase - Fig. 4.5 .



FIGURA 4.5 Muro de Arcilla con Revestimiento de Ladrillo.

F.- De Mampostería.

Se pueden construir en cualquier tipo de cauces ya que se pueden proyectar y calcular estructuralmente para las condiciones máximas de seguridad. Este tipo de muro trabaja por gravedad, y se construyen con una altura de hasta 6.0 m; se pueden desplantar en cualquier terreno, la relación de taludes que han dado buenos resultados en prácticas es de 0.7:1, sin embargo, lo más recomendable es calcular según las condiciones específicas de cada caso (véase Fig. 4.6).

G.- Gaviones.

Es otro tipo de muro que consiste en un huacal de alambre relleno con piedra; la función de este elemento es impedir que la piedra se desacomode ó sea arrastrada por la corriente, no --teniendo problemas de drenaje por la permeabilidad de este tipo de obra.

El muro es formado por varios gaviones rectangulares de 2.0 m x 1.0 m y de 1.0 de altura, reteniendo el material arrastrado por la corriente formando un aterramiento con pendiente menor que la del cauce lo que causa una gran disminución en la velocidad de las aguas, y por consecuencia una menor erosión en el cauce, ver Fig. 4.7 .

De los tipos de muros antes mencionados, los que mejor resultado proporcionan son los de gaviones y los de mampostería, - aunque éstos últimos tengan un costo más elevado que cualquiera de los demás; los de troncos y ramas presentan el gran inconve--



FIGURA 4.6 Muro de Mampostería en Arroyo.



FIGURA 4.7 Muro de Gaviones.

-niente de que si el material retenido no es fijado por vegetación espontánea antes de que la madera se deteriore, lo que frecuentemente sucede es que el muro falle y haga fallar a los de aguas abajo, arrastrando un volumen de azolve igual al retenido temporalmente por ellos.

4.3 PRACTICAS VEGETATIVAS.

La vegetación es con toda seguridad el factor determinante en el mantenimiento del suelo, pues si es mantenida permanentemente en los terrenos, éstos son protegidos contra los ataques de la lluvia y del escurrimiento. Por otra parte el hombre, cuando explota el potencial de los suelos para producir alimentos, debe manipular a la vegetación para seguir ofreciendo defensa al terreno contra la erosión, además, puede utilizarla para mejorar las propiedades de los suelos y ayudarlos en su resistencia a los procesos erosivos.

La vegetación presenta dos acciones a distintos niveles: una por encima del terreno y la otra a la altura del suelo. Por arriba del nivel del suelo, el efecto más importante es la intercepción de las gotas de lluvia, disminuyendo así el poder erosivo de éstas y reduciendo también, en parte el escurrimiento.

A la altura del suelo, la vegetación interviene directamente en el escurrimiento, pues le opone una resistencia mecánica eficaz y brinda una protección excelente al terreno, adicionalmente, este tapiz herbáceo se pega a los pequeños movimientos de las masas del suelo sin romperse, no favoreciéndose la -

erosión en canalillos, ni por consecuencia, la erosión en cárcavas (ya descritos en el capítulo 2, inciso 1).

4.3.1 REFORESTACION

Esta técnica sirve para fijar el suelo y los taludes de cárcavas mediante la plantación de especies vegetativas que desempeñan esa función, como pastos, plantas rastreras, árboles frutales ó maderables, dependiendo de las condiciones climatológicas de la zona ó región, que son las que norman la selección de las mismas (ver Fig. 4.8).

El resultado de tales prácticas es por lo general a largo plazo, ya que excepto algunos pastos y plantas rastreras, la mayoría de la vegetación por emplear demanda amplios períodos de tiempo para el desarrollo radicular y su follaje, que como se dijo anteriormente son los que retienen el suelo y dan protección respectivamente.

En el sistema de siembra deberán emplearse especies locales para que se adapten con mayor facilidad; la cantidad por unidad de superficie y su época de plantación serán consecuencia de las necesidades por subsanar.

4.3.2 MANEJO DE CULTIVOS

En relación a esta técnica de conservación, existen 4 variantes, dependiendo de la forma y disposición de las fajas en el terreno, éstas son:

- a. CULTIVO EN FAJAS EN CONTORNO, en este caso, la siembra se dispone en fajas que siguen las curvas de nivel, siendo la anchura de las fajas irregular, debido a que rara vez se encuentran pendientes uniformes en el terreno.
- b. CULTIVO EN FAJAS POR PARCELAS, las fajas son de anchura uniforme y dispuestas transversalmente a la pendiente, pero no necesariamente siguiendo las curvas de nivel.
- c. CULTIVO EN FAJAS CONTRAVIENTOS, ahora las fajas son de ancho uniforme y están ubicadas transversalmente a la dirección del viento predominante.
- d. CULTIVO EN FAJAS DE RETENCION, en este caso se dejan fajas de pastos que ocupan el espacio irregular que dejan las fajas cultivadas de anchura uniforme.



FIGURA 4.8 Vista de árboles forestales y de durazno en bolsa.

El ancho de las fajas depende de la pendiente del terreno y desarrollo de ella. En términos generales, el ancho o amplitud de éstas varía de 18 a 45 metros.

La disposición del cultivo debe sembrarse con una rotación de cultivos que se ajuste a la capacidad agronómica de los suelos, una rotación típica podría ser: comenzar con una faja de cultivo de escarda (maíz, frijol, algodón), enseguida un cultivo forrajero, después un cereal, seguido de un forraje y así regresar al cultivo de escarda.

Se puede concluir que al emplear estos procedimientos sencillos se obtienen resultados muy satisfactorios en el control de la erosión; pero que para lograrse se necesita evaluar separadamente cada una de las medidas descritas anteriormente para determinar su factibilidad, efectividad y costo de puesta en práctica y de esta forma poder seleccionar los métodos más prácticos.

Aún haciendo la selección apropiada sobre las alternativas de control de la sedimentación, estos costos aumentan considerablemente la inversión requerida por la obra, pero desgraciadamente si no se ejecutan, con el tiempo se perderá TODA la inversión, pues el embalse estará lleno de sedimentos y no de agua regulada.

El único hombre que no se equivoca
es el que nunca hace nada.

anónimo.

CAP. V.- POSIBLES SOLUCIONES AL AZOLVAMIENTO.

Una vez que los sedimentos se han depositado en un embalse, la remoción de éstos es raramente, si no que siempre, incosteable (Ref. 16).

Desazolvar un vaso de almacenamiento no es un proceso fácil, por el contrario, independientemente al método que se utilice involucra toda una serie de factores sociales, técnicos y económicos, que según la zona en que se halle la obra y las consecuencias que puede acarrear el desazolvo, han contribuido de alguna forma a que no se realice dicha actividad.

Por otra parte es importante realizar estudios con modelos físicos ya que a través de éstos se puede determinar las técnicas de extracción, lo cual permite en forma muy acertada calcular el porcentaje de eficiencia de acuerdo al costo del proceso.

Los depósitos de sedimentos pueden removerse por una --
variedad de métodos hidráulicos y mecánicos, cuya selección --
depende de la naturaleza del sedimento y de su localización en
el vaso.

5.1 DRAGADO.

El dragado es la extracción, por medios mecánicos e ---
hidráulicos de materiales (finos, gruesos, etc.) ya sea en la
superficie terrestre ó bajo el agua en puertos, canales, lagos,
ríos, etc.

Esta técnica resulta muy costosa cuando se está llevan-
do a cabo en grandes embalses; pero en el futuro debido a la -
necesidad de energía eléctrica y de agua potable, además de --
los pocos lugares ya disponibles para construir nuevos embal--
ses, seguramente dejarán de ser soluciones antieconómicas y --
por el contrario serán alternativas que deberán ser tomadas --
en cuenta.

El objetivo fundamental es determinar las característi-
cas de una draga⁽¹⁾ para utilizarse en el desazolve parcial de
vasos, que permita aumentar la capacidad y evitar el paso de -
sedimentos a través de la obra de toma. Así como también que -
pueda ser utilizada en diferentes épocas y en varios vasos en
operación.

(1) La draga es una embarcación especializada y con el equipo
y medios necesarios para excavar y extraer material del -
fondo de la obra que se desea dragar.

A continuación se hará la descripción en forma muy general de algunas dragas, indicando solamente algunos conceptos fundamentales.

5.1.1 MEDIOS MECANICOS.

Dentro de las dragas de tipo mecánico pertenecen las de cangilones ó de rosario, las dragas con equipo de ataque que puede ser de almeja, granada, garfios, cucharón de arrastre y las palas equipadas con cucharón.

A. Draga de cangilones o de rosario.

Esta draga esta formada por una cadena sinfin de botes ó de cangilones, apoyada sobre una estructura llamada ESCALA, la cual es accionada a través de una ranura al centro del casco de la embarcación. Para trabajar, la escala se baja hasta formar un ángulo de 45° ó menor, dependiendo de la profundidad del dragado (ver Fig. 5.1).

Los cangilones son cazoletas de acero con bordo reforzado en el lado de ataque y su capacidad puede variar de 200 a 1000 litros. Estos se llenan de material subacuático al pasar por la parte inferior de la escala y al llegar a la parte superior de su recorrido, vierten el material en unos canales transversales que descargan en chalanes tolva ó gánguiles abarloados a los costados de la draga.

Los cangilones llevan unos barrenos para eliminar el agua y cuando el material a dragar es muy duro, se incorpora un dentado especial al borde de corte de éstos.

Esta draga opera en forma de abanico y linealmente, ---
pués para posicionarse y avanzar se auxilia de anclas y de ---
cables de tal forma que le permite oscilar un determinado ángu
lo de un lado hacia otro.

B. Dragas de pala.

Esta draga puede trabajar en casi todo tipo de material,
como puede ser roca disgregada, hasta una profundidad de 15 m.

Fundamentalmente este aparato consta de una estructura
tubular metálica de sección rectangular en cuyo extremo infe-
rior se encuentra la pala con que se ataca al material, está -
montado sobre un chalan (embarcación de líneas rectas, de mu-
cha manga y de poco calado y no apta para la navegación).

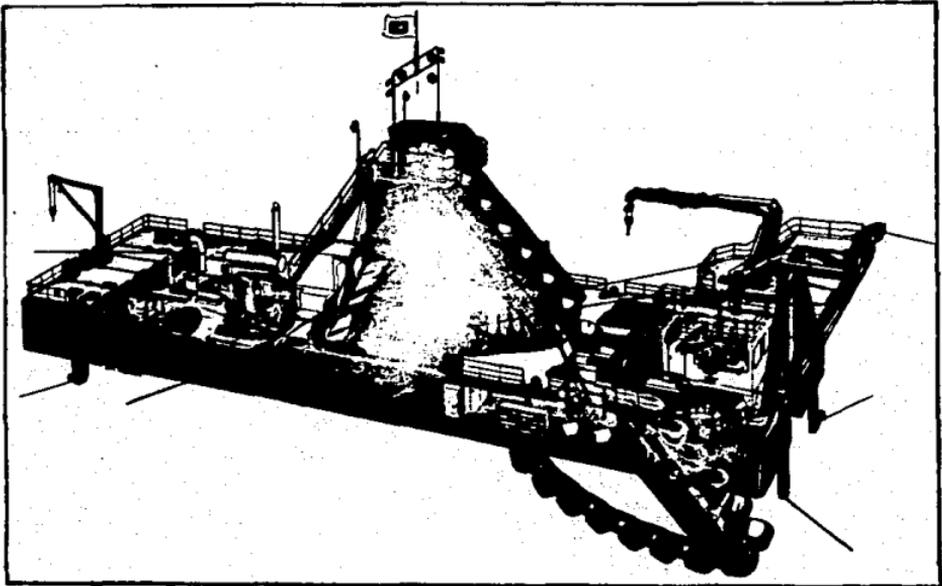


FIGURA 5.1 DRAGA DE CANGILONES.

La pala baja por medio de una pluma que al mismo tiempo le sirve de guía, atacando el material hacia adelante con el fondo del bote, cuya parte frontal esta provista de dientes.

Una vez que el material ha entrado en él, el brazo es -- fizado girando la grúa que opera el sistema, un ángulo generalmente de 90°, hacia cualquiera de las dos bandas, donde se abre la parte posterior del bote; el material cae en unos chalanes tolva, mismos que transportan el material al lugar de depósito, llamado también lugar de tiro ó de descarga.

Su limitación principal radica en su corto alcance para dragar a grandes profundidades, aunque existen equipos que alcanzan hasta 18.5 m con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 ton de fuerza de excavación y un radio de descarga de 18 mts.

Su eficiencia no es tan grande y quizás alcance 200 a 250 m³ por hora, volumen que disminuye conforme aumenta la profundidad y la dureza del material.

5.1.2 BOMBAS DE SUCCION.

Dentro de las dragas hidráulicas corresponden aquellas que combinan la operación de extraer el material con el de su transporte hasta el lugar de depósito, mezclándolo en el agua y bombeándolo como si fuera un fluido, teniendo como resultado un alto rendimiento.

Estas dragas son más versátiles y eficientes que las -- mecánicas, ya que realizan las dos funciones por medio de una unidad integral, y en muchos casos también las más económicas -- para evacuar sedimentos finos.

Existen dos tipos de dragas hidráulicas; las estacionarias, que conducen el material extraído hasta el lugar de depósito y su dispositivo de ataque puede ser de succión simple ó de succión con cortador. El otro tipo de draga es la autopropulsada, que también se le llama porteadora y sus características es que dispone de medios para almacenar material temporalmente.

A. Draga de succión simple.

Consiste básicamente en colocar una balsa ó barco con un sistema de mangueras que llegue a la profundidad deseada - colocando en el extremo una bomba centrífuga sin ortador; la bomba es arrastrada por medio de un cable en el lecho del --- fondo para que succione los materiales. .

El equipo tendrá su sistema de malacate y motores que permita subir la manguera y la bomba, tirar el cable que arrastre la bomba, así como otros motores que se utilizan para el - movimiento de la balsa.

B. Draga de succión con cortador.

. El equipo consiste básicamente de un barco con su escala; en el extremo del tubo de succión irá una bomba de succión adaptando un cortador que permitirá fragmentar, cortar y astillar todo el material, lo necesario para su aspiración.

La(s) bomba(s) de dragado se encuentra(n) a bordo del - barco; para trabajar a mayor profundidad ó para una concentración superior del material, se suele utilizar también una bomba auxiliar en el tubo de succión (ver Fig. 5.2).

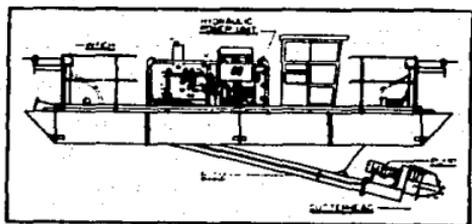
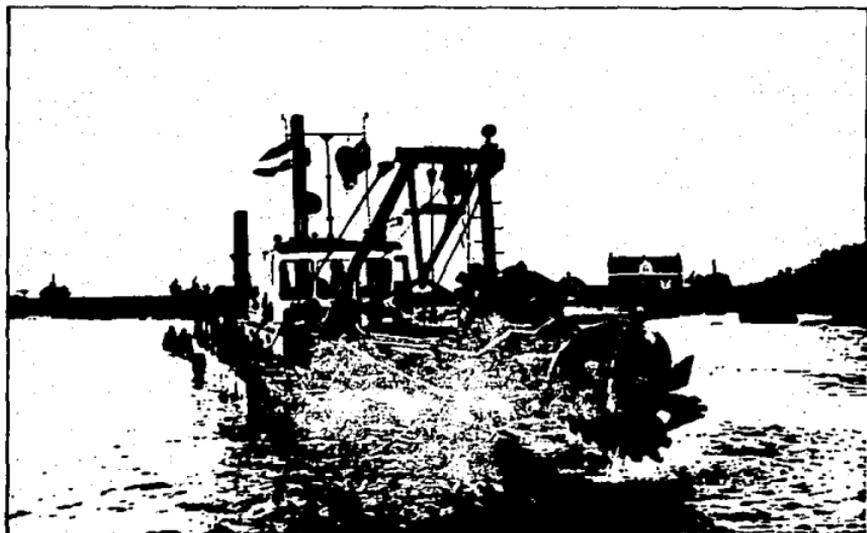


FIGURA 5.2 Draga de Succión con Cortador.

Esta draga en lugar de llevar los zancos en la parte trasera, lleva un conjunto de malacates que servirán para levantar la escala y mover el barco por medio de las anclas fijas en el fondo ó en la ladera del vaso.

En ocasiones estas dragas se construyen como embarcación autopropulsada; no obstante, la mayoría está formada por un gran pontón rectangular.

El material dragado es impulsado por la bomba por una tubería flotante y un tubo de vertido a tierra, que se encargan de que el material vaya a parar a su destino.

El tamaño de las dragas de succión se expresa en su potencia total instalada y su diámetro de tubo de succión. Estas magnitudes pueden variar de 150 hasta más de 20 000 KW. y de 150 a aprox. 1 000 mm..

Es necesario que para el inicio de los trabajos se extraiga un volumen mayor ó igual a la aportación media anual del material de arrastre y de sólidos en suspensión. Preferentemente el dragado se haría en las cercanías de la obra de toma, ó en algún lugar estrategico que reúna condiciones de profundidad, velocidad del agua, ancho y zona de descarga, distancia de transporte de la mezcla para su desecho y volumen disponible a dragar en esa zona.

Los lugares para la descarga del material será aguas abajo de la cortina y la época para el dragado deberá seleccionarse preferentemente en la temporada de lluvias que es cuando se tienen volúmenes de agua sobrantes y que arrastrarían el material sin provocar problemas aguas abajo.

5.2 CONDUCTOS DE FONDO PARA VACIADO Y DESAZOLVE.

5.2.1 GENERALIDADES

Lo que se trata con este procedimiento es de desalojar el azolve a través de conductos localizados en el fondo de la presa, preferentemente cerca de la obra de toma; pero para tal motivo se deben conocer las características del sedimento, como son la temperatura, densidad tipo y cantidad almacenada del mismo.

Los conductos de fondo son diseñados en primera instancia como medida de seguridad, ya que si en algún momento del llenado del vaso ó durante la operación del sistema, la cortina ó un elemento de la presa falla, tales conductos permitirían desalojar el agua almacenada en forma rápida, sin poner en peligro la obra ni la zona aguas abajo del embalse.

La eficiencia de estos conductos para desazolve, estará en función de las características del sedimento, además de las características hidráulicas del embalse. Es lógico que si el volumen de azolve tiene períodos de retención cortos, las partículas no habrán alcanzado una compactación importante lo cual puede facilitar su arrastre.

Así mismo, si la pendiente del fondo es grande (mayor que 0.001), los sedimentos se podrían alojar en zonas cercanas a la cortina; contribuyendo así a tener una concentración mayor de azolve en una misma área y al momento de iniciar el proceso de desazolve, a través de los conductos, se podría extraer una mayor cantidad de éstos.

El desazolve por conductos de fondo está íntimamente relacionado con las corrientes de densidad⁽²⁾, ya que éstas podrían ser el medio a través del cual se transporte a lo largo del embalse el sedimento que constantemente entra al vaso e inclusive en algunos casos, éstas podrían alcanzar zonas cercanas a la cortina llegando incluso en algunas ocasiones a chocar contra ésta.

Como todo proceso de desazolve, se tiene una serie de ventajas y desventajas que son precisamente los que determinan lo factible de su uso.

Entre las ventajas que se tienen al utilizar éstos conductos, está la posibilidad de repetir periódica e indefinidamente el proceso, logrando así recuperar en forma parcial ó total la capacidad de almacenamiento; además la inversión que en determinado momento se necesita realizar es mínima, ya que se pueden adaptar los actuales conductos ó construir nuevos.

Los mayores inconvenientes tanto para el diseño del conducto como para la operación del mismo, están en función de la cantidad de sedimento acumulado, así como de las características de éste, logrando de ésta forma preveer su posible comportamiento en el cauce sumergido y proporcionar de ésta forma los datos necesarios para diseñar el conducto.

(2) Una corriente de densidad puede ser definida como el movimiento de un fluido bajo ó sobre otro fluido de menor densidad, siendo el flujo más lento que el escurrimiento por gravedad. En los embalses son causadas por los flujos altamente concentrados de sedimentos que entran al vaso, con un peso específico mayor que el del agua relativamente limpia del almacenamiento.

Respecto a la operación el problema radica, en el caso de utilizar conductos de fondo ó semifondo, en la inadecuada ubicación de los conductos, válvulas y compuertas del ducto, que aunado a un mal programa de operación y mantenimiento tiene rangos de eficiencia muy bajos.

Los conductos de fondo existentes en México son controlados básicamente por válvulas de cono difusor (Hawell Bouncer) combinadas con las de compuertas, aguja y chorro hueco. Por medio de la experiencia se ha comprobado que las primeras son totalmente inadecuadas cuando descargan azolve abrasivo, llegando a deteriorar al cono difusor que recibe el impacto de sólidos desde piedras y troncos de árbol, hasta grava llegando a impedir el cierre hermético.

Se puede concluir de todo lo anterior, que éste proceso involucra diferentes aspectos los cuales van desde los más técnicos a nivel ingenieril, hasta los aspectos humanos y sociales que de igual forma son de gran importancia y necesitan ser estudiados con detenimiento para lograr óptimos resultados.

5.2.2 ASPECTO ECONOMICO

En todo proyecto de Ingeniería se debe satisfacer la factibilidad técnica y económica, y en éste caso no es la excepción, ya que se necesita determinar la cantidad de sedimento que es posible extraer en función de los recursos técnicos que se tengan disponibles; pero a la vez es necesario conocer el costo que éste proceso involucra y así determinar que tan eficiente es dicho proceso para el desazolve de un determinado embalse.

Las investigaciones y estudios hechos en otros países -- sobre desazolve, indican que es un proceso factible en muchos - casos tanto por su economía como por los resultados obtenidos - en dichos estudios en el desazolve de embalses.

5.2.3 EXPERIENCIAS EN OTROS PAISES.

Las experiencias en otros países en cuestión de desazolve, ofrecieron en un principio resultados muy desalentadores, - pero en investigaciones posteriores se obtuvieron mejores resul^u - tados y es así como a la fecha, en algunos casos se tienen ya - procedimientos eficientes para el desazolve.

Son precisamente estas experiencias al igual que estudios de diferentes autores, las que se intentan tomar como referencia para no realizar una serie de ensayos infructuosos que puedan -- acarrear pérdidas económicas y de tiempo.

Actualmente se tienen diversas experiencias de desazolve en algunos prototipos y modelos, lográndose en algunos de éstos, resultados muy similares a los calculados por medio de teorías y análisis matemáticos. A continuación se presentan algunos estu^u - dios que corresponden a diversas investigaciones realizadas en - modelos ó prototipos y que por los resultados obtenidos, merecen tenerse en cuenta como un antecedente a nuevas y futuras investi^u - gaciones directamente relacionadas con el proceso del desazolve en vasos de almacenamiento (Ref. 16).

1.- Presa Margaritzen (Austria).

Esta localizada en los Alpes Austriacos y tiene un vaso de almacenamiento con una capacidad de 85 hm^3 , una cortina de gravedad de 107 m de altura y una capacidad de generación de -- 112 MW la cual se amplió posteriormente a 130 MW.

A causa de la producción de sedimentos, el volumen de -- almacenamiento del embalse se redujo en un 9.5% entre 1945 y -- 1960 debido al depósito de $394\ 000 \text{ m}^3$ de sedimento. En el verano de 1960 el sedimento acumulado era de $333\ 000 \text{ m}^3$ de ahí que se estudiaron varias técnicas para remover el sedimento, resultando la más conveniente el uso de conductos de fondo u orificios de escape para sedimento.

En un principio se utilizó un sistema de bombeo para -- elevar la mezcla depositada en el fondo del embalse por encima del vertedor.

Para el año de 1963 se operaron los conductos I y II --- para extraer el sedimento hasta entonces almacenado. En Julio -- de 1962 con los niveles mínimos de operación (NAMINO) en el embalse, se abrió el conducto I desacargando por éste un gasto de $30 \text{ m}^3/\text{seg}$ durante un período de 50 horas logrando así evacuar -- $100\ 000 \text{ m}^3$ de sedimento almacenado; así mismo es importante -- aclarar que para extraer este volumen de azolve fue necesario -- utilizar 1.5 hm^3 de agua.

Nótese que éste es un caso claro del buen funcionamiento de los conductos de fondo, el cual permite concluir que éstos -- pueden trabajar incluso bajo condiciones adversas, como es la -- presencia de sedimento grueso y lodo putrefacto.

2.- Presas Gebidem (Suiza).

La presa es de sección gravedad con una altura de 122 m, longitud de cresta igual a 327 m, gasto de vertido aproximado a los $500 \text{ m}^3/\text{seg}$ y la capacidad de vaciado de los conductos de fondo es de $340 \text{ m}^3/\text{seg}$. El aporte anual del río Massa igual a 440 hm^3 , de los cuales 9 hm^3 corresponden a sedimentos retenido.

En los años de 1958 y 1959 se realizaron mediciones en el río que permitieron determinar la cantidad de sedimento que se transportaba al embalse, además de las características del sedimento (granulometría, pesos específicos, etc) y volúmenes anuales:

Aporte líquido anual	440 000 000 m^3
Aporte sólido anual	500 000 m^3

Del total aporte sólido de $500 000 \text{ m}^3$, $130 000 \text{ m}^3$ corresponden a gravas, arenas y piedras transportadas por acarreo de fondo y los restantes son el sedimento fino en suspensión.

La estructura de desazolve consiste en 2 compuertas blindadas de 2.0 m de ancho por 2.3 m de alto, provistas de una sección de entrada pero sin ninguna reja. En la parte superior la sección de entrada existe un pico de protección cuya finalidad principal es evitar que se acumule sedimento durante las operaciones de purga a la entrada de los conductos de fondo, impidiendo la posible formación de un tapón que impida el paso del sedimento.

La pérdida de agua en el prototipo es menor que en el modelo; además la hipótesis de necesitar agua adicional para evacuar el sedimento en suspensión no fué confirmada en las purgas en el prototipo ya que a través de los conductos se desalojó sedimento fino y grueso.

Durante 12 años de operación el funcionamiento ha sido satisfactorio. La finalidad del proceso ha consistido en no dejar acumular depósitos manteniendo limpia la entrada a los conductos. Los depósitos instalados han sido eficaces y se comportan conforme a lo esperado según las pruebas realizadas en modelo.

3.- Presa Neckor (Marruecos).

El vaso de almacenamiento se encuentra localizado en la parte Nor-Oriental de Marruecos. La altura de cortina es de 27.5 m, la capacidad de almacenamiento del embalse es de 43 hm³ y tiene la cuenca del afluente principal y una precipitación media anual de 340 mm.

El sedimento estaba constituido en un 90% de partículas con un diámetro menor de 2.0 mm lo cual dio pie a estudiar el comportamiento de éste a través del embalse en forma más detallada. Se encontró que debido a las características irregulares de la forma del embalse el sedimento no alcanzaba a llegar en cantidades importantes a zonas cercanas a los conductos de fondo.

Debido a lo anterior se estudió en un modelo a escala -

1:200 el comportamiento del sedimento con la presencia de diques sumergidos en el embalse, cuya finalidad principal es encausar el sedimento hasta la cortina logrando así extraer un volumen importante a través de los conductos de fondo.

Una vez estudiado a fondo el modelo se paso a prototipo obteniéndose para éste resultados muy cercanos a los esperados. Los diques conducían aproximadamente un gasto cercano a los $700 \text{ m}^3/\text{seg}$ durante las épocas de lluvias, que eran los períodos en que se operaban los conductos de fondo.

Se observó como los diques guiaban a las corrientes de densidad hasta los conductos de fondo, logrando extraer a través de éstos el sedimento que transportaban las corrientes; independientemente a que el sedimento llegue a la zona de los conductos de fondo, la eficiencia de extracción de éstos es función directa de la operación de las compuertas.

4.- Presas La Sautet (Francia).

Entró en operación en 1935, es una cortina con bóveda con altura sobre el desplante de 125 m, capacidad total de almacenamiento de $112\,000\,000 \text{ m}^3$ y una capacidad útil de $94\,800\,000 \text{ m}^3$.

El conducto de fondo inicial dentro de la cortina está situado 6 m abajo de la obra de toma, posee válvulas de mariposa y de cono difusor. Se inutilizó a causa del azolve en 1948.

Posteriormente a ésto, se abrió un segundo túnel 41 m. abajo de la obra de toma; pero nuevamente quedó inutilizado - por las mismas causas. Finalmente se abrió un tercer túnel a solo 5 m abajo del segundo túnel; pero en ésta ocasión provisto de compuerta deslizante y radial en el acceso y la descarga respectivamente.

5.- Presa Iril Emda (Argelia).

Tiene una cuenca de 675 Km², altura de cortina de 70 m. y capacidad inicial de almacenamiento de 1900 000 000 m³ (1953), la aportación de agua es de 122 x 10⁶ - 309 x 10⁶ m³/año y de sedimento de 10.8 x 10⁶ - 54 x 10⁶ m³/año.

El sistema de descarga consta de 3 compuertas deslizantes de 1.8 m por 2.75 m, con capacidad total de descarga de -- 450 m³/seg. Operan ocasionalmente y tiene 4 tuberías de 40 cm. de diámetro a ambos lados de las compuertas que se emplean para extraer azolve fino y corrientes de densidad.

Los estudios previos indicaron que el azolve estaría -- constituido de material fino y se presentarían corrientes de -- densidad, de ahí que se proyectara de ésa forma. Solo en la -- época de avenidas máximas anuales, ya que en este período, se tiene la posibilidad de que se formen más fácilmente las co-- rrientes de densidad, las cuales transportan una gran cantidad de partículas en suspensión.

6.- Presa Du Chambon (Francia).

Capacidad inicial $50\ 800\ 000\ m^3$, altura de cortina 90 m, conducto de fondo de 2.0 m de diámetro en la cortina, provisto de válvulas de aguja y de mariposa, situado a 23 m abajo de la toma principal, también se opera en la época de avenidas máximas, logrando así extraer un volumen importante de azolve con respecto al que entra (60%).

7.- Presa Khasm El Girba (Sudán).

Capacidad inicial en 1964 de $300 \times 10^6\ m^3$, capacidad en 1973 de $840 \times 10^6\ m^3$, sedimento constituido de arena fina, limos y algunas arcillas. El sistema de descarga de fondo está formado por 7 compuertas radiales de 7.0 m por 7.3 m con capacidad total de descarga igual a $7\ 700\ m^3/seg.$

El proceso del desazolve se lleva a cabo todos los años, durante las temporadas de lluvias dejándose un período de 3 meses para recuperar los niveles anteriores de almacenamiento.

El volumen de sedimento evacuado entre el primero de julio a fines de agosto (2 meses), fué aproximadamente igual a 85×10^6 toneladas, que es inclusive mayor a la entrada media anual de 65×10^6 toneladas.

Se concluyó que es más eficiente una sucesión de purgas breves espaciadas, que una descarga continua con duración equivalente.

Las descargas con gastos mínimos entre 1500 y 2500 m³/s y máximos entre 3000 y 4000 m³/s, erosionan profundamente los depósitos de sedimentos acumulados durante los años anteriores, lo cual ayuda a conservar el lecho natural.

Es importante hacer notar que el volumen desazolado fué de 65×10^6 m³/año, lo cual significa si se compara con alguna presa mexicana (La Soledad), es 30 veces mayor al sedimento que se presenta en el embalse de La Soledad.

Así mismo en algunos proyectos realizados en otros países, como Iran, Grecia, China y Austria, se han obtenido buenos resultados con respecto al porcentaje de sedimento extraído. - En México lamentablemente este tipo de pruebas son muy limitadas; solo se cita al respecto la realizada por la C.F.E. en la presa "La Venta" (estado de Guerrero) en la que por no tener -- conductos de fondo se desazolva por la base de 8 grandes com---puertas vertedoras. Fué en el año 1973, con solo 2 560 000 m³ - almacenados, cuando se realizó eficazmente el desazolve por las compuertas vertedoras evacuándose 6 200 000 m³ de sólidos finos y gruesos compactados durante 20 años.

• Nótese que las compuertas vertedoras sustituyeron exitosamente los conductos de fondo, pese a sólo tener 2 560 000 m³ - de los 348 000 000 m³ de capacidad inicial de almacenamiento.

5.3 USO DE SIFONES.

En la época de verano se presenta un factor muy importante como es la estratificación de temperaturas. El agua menos densa se encuentra cerca de la superficie y el sedimento por el contrario se localiza cerca ó en el fondo del embalse.

En ocasiones cuando no se tiene un sifón, se utiliza el vertedor para extraer el sedimento, el cual para que ésto sea posible necesita estar formado por partículas en suspensión y el vertedor trabajará mientras el nivel del embalse sea superior al nivel del NAMO de la cresta vertedora. Se deduce de lo anterior que el volumen de sedimento que se puede desalojar es mínimo ya que se estaría extrayendo partículas en suspensión con un desperdicio importante de agua. Su máxima eficiencia se logra entonces, durante la época de lluvias que es cuando se presenta una mayor cantidad de partículas en suspensión.

Ahora, en el caso de utilizar un sifón con un mecanismo de control (ventana de aire), se obtendrán resultados más eficientes en relación al volumen de sedimentos desalojados, ya que se puede sifonear inclusive desde la zona de azolve. La descarga cesará cuando la columna de agua sobre la boquilla, sea menor ó igual a la columna de agua sobre la tubería en la zona de descarga (aguas abajo), ya que si fuera mayor, la presión evita que el flujo mantenga su continuidad a través del sifón; ahora, el nivel en el embalse con respecto a la ventana de aire debe guardar una distancia tal que permita sifonear el agua sin que se presente cavitación, dando así fin al proceso.

Estas condiciones hidráulicas son fundamentales para que el sifón trabaje en forma normal; pero en éste caso la ventana de aire es la que controla la operación de sifoneo de acuerdo con los niveles del embalse. Si éste se encuentra por encima de la ventana de aire, ésta se mantendrá "cerrada" permitiendo que el flujo circule a través del sifón; pero ésta se "abrirá" en el momento en que el nivel de agua en el embalse y el de la ventana de aire sean iguales, dando así fin al proceso de sifoneo.

A diferencia del caso anterior el sifón permite extraer sedimentos desde el fondo del embalse evitando así un desperdicio importante de agua.

Es importante concluir que a medida que aumenta la sección transversal del embalse, menor cantidad de sedimento se puede extraer con relación al total almacenado, ya que el área de influencia de la estructura (sifón), es menor a medida que aumenta el área del vaso.

Por éste motivo, se proponen a continuación ciertos parámetros dentro de los cuales el método ofrece máximos valores de eficiencia con respecto al volumen desazolvado, y de acuerdo a la inversión que se necesita hacer para tal fin.

Características del embalse:

Area superficial (ha):	3.8 - 10
Cap. de almacenaje (x 1000 m ³):	110 - 300
Profundidad media del vaso (m):	4.0 - 10
Pendiente (%):	0.6 - 1.3
Textura de sólidos:	arena, limo, arcilla.

De igual forma se obtuvieron ciertos rangos entre el sedimento transportado y el gasto de descarga de los sifones, para varias presas en las que se realizó este proceso concluyendo lo siguiente:

" A medida que aumenta el gasto de descarga de sedimento, teniendo como gasto máximo 17 m³/seg aumenta la concentración en el flujo de partículas mayores a 5 μ , de ahí que si se tiene un gasto de descarga bajo, el flujo transportará por el contrario gran cantidad de partículas menores a 5 μ " .

Disfruta de las cosas pequeñas,
porque tal vez un día vuelvas la
vista atrás y te des cuenta de
que éran las cosas grandes.

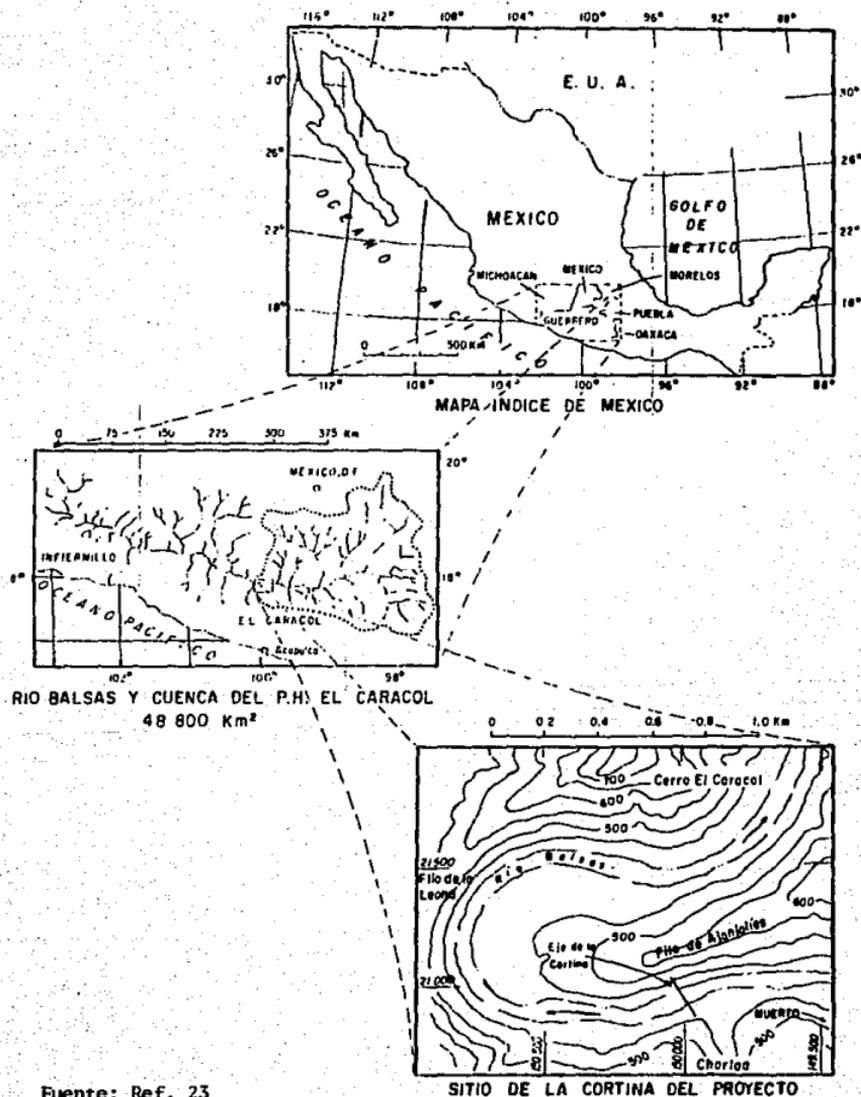
Robert Brault.

CAP. VI.- ESTUDIO DE DEPOSITO DE SEDIMENTOS EN EL PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA".

6.1 GENERALIDADES

La central Hidroeléctrica El caracol está construido so
bre el Río Balsas en el Estado de Guerrero, a 225 Km al sur de
la ciudad de México y a 125 Km al suroeste de Iguala, Guerrero.
Para aprovechar la cuenca del Río Balsas existen dos proyectos
en operación, El Caracol será el tercero con una capacidad ins
talada de 570 MW ó 1 323 GWH de generación media anual.

La boquilla de ésta central hidroeléctrica se localiza
en un meandro del río Balsas, a 68 Km sobre el Río y aguas aba-
jo del cruce con la carretera México-Acapulco. Las coordenadas
geográficas correspondientes al sitio son 17° 57' 30" de lati-
tud norte y 99° 59' 08" de longitud oeste (Fig. 6.1).



Las obras de la central hidroeléctrica incluyen la construcción de una cortina de materiales graduados de 134 mts de altura con un volumen de $5\,908\,397\text{ m}^3$, la cual creará un embalse de 46.8 km^2 a la elevación 521.00 mts (NAME), con una capacidad útil de $1\,500 \times 10^6\text{ m}^3$, proporcionando un gasto máximo de la avenida a la obra de excedencias de $17\,800\text{ m}^3/\text{seg}$. La planta hidroeléctrica constará de la obra de toma, conducciones a presión, casa de máquinas, sala de tableros y túneles de desfogue que están subterráneos, mientras que los transformadores y la subestación están en plataforma a cielo abierto, cuya excavación total representó un volumen de $3\,300\,000\text{ m}^3$ de roca. La desviación del río se llevó a cabo mediante dos túneles (sección portal) de casi 400 mts de longitud y 13 mts de altura interior, diseñados para desalojar el volumen de la avenida máxima.

El Río Balsas tiene tres afluentes que se encuentran cercanos al embalse (Fig. 6.2): los ríos Tepecoacuilco, Cocula y Oxtotitlán (San Gaspar). Estos fluyen desde el norte y vierten sus aguas al Río Balsas, a la altura de los poblados de Mezcala, Estación Balsas y Tetela del Río, respectivamente. Desde el sur, los afluentes perennes son los ríos Zopilote y Xochipala que desembocan en el río Balsas cerca del poblado de Mezcala; los ríos Carrizalillo y Amatitlan que desembocan uno al oriente y otro al poniente de la Estación Balsas, el río Tlacotepec que desemboca al poniente de Acatlán del Río y, finalmente, el río Huautla que desemboca cerca de Tetela del Río, río abajo del lugar donde se encuentra la Central Hidroeléctrica El Caracol.

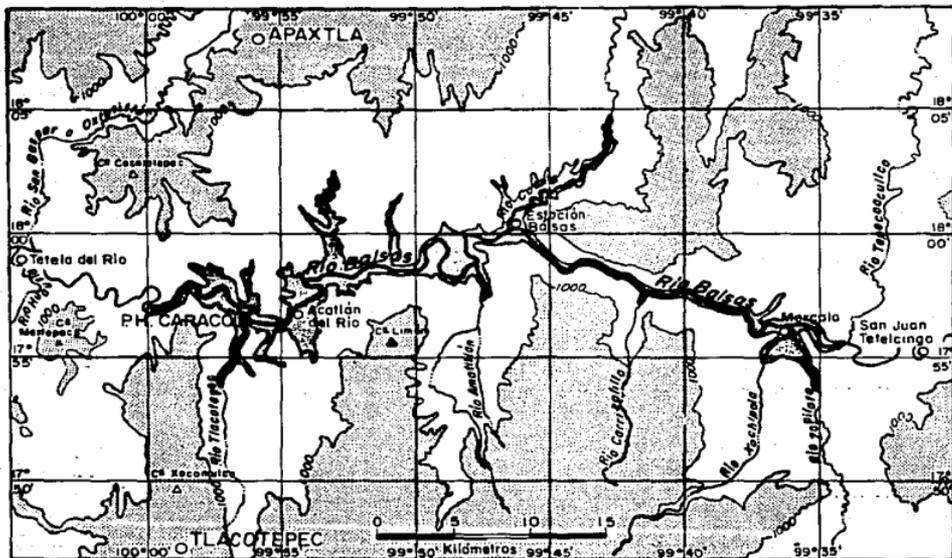


FIGURA 6.2 Mapa de la región circundante al P.H. El Caracol, que muestra el megarelieve, los principales elementos de la red hidrográfica y el contorno aproximado del vaso de la presa. Los datos fueron tomados de las hojas topográficas de DETENAL y de la --- Secretaría de la Defensa Nacional.

Fuente: Ref, 23

Todos estos afluentes del Río Balsas tienen un curso -- general N - S, mientras que el curso del Río Balsas es de E - W.

6.2 APORTACION DE SEDIMENTOS.

La mayor parte de aportación de sedimentos proviene de - la erosión de la cuenca que es de 0.52 mm medios anuales de erosión (Ref. 23), la que ocurre en forma muy diferente en toda su extensión, debido a que desde la parte media hasta la alta de - la cuenca del río Balsas, existen bosques, donde la erosión es de menor magnitud, pero éstas áreas cubren zonas muy pequeñas - en comparación con el área de escasa vegetación; de hecho en la cuenca existen zonas pequeñas donde se concentre fuerte aporta- ción de sedimentos y pueda pensarse en la construcción de obras para el control de éstas ó en la reforestación de dichas zonas.

Aparte del Río Balsas, en la región existen pocos elemen- tos perennes de la red hidrográfica. Sin embargo, la apreciación cualitativa de la densidad de la red hidrográfica indica en cambio que ésta densidad es alta y que la región se puede conside- rar como bien drenada. Esta característica pone en evidencia -- una avanzada disección en la región, aunque exista muy poca pre cipitación pluvial (1 040 mm). En estas condiciones, la erosión fluvial se efectúa solamente durante la temporada de lluvias y refleja de manera fiel la naturaleza relativamente poco resis- tente a los efectos de ésta en las regiones semi-áridas que --- tienen las rocas que subyacen en el terreno, en las cuales pre- dominan lavas, brechas, tobas, rocas metamórficas y depósitos -

clásticos. Estas a su vez, muestran también que los arroyos, o sea los elementos efímeros de la red hidrográfica de la región, acarrearán cantidades considerables de material en suspensión -- durante la temporada de lluvias, contribuyendo así al azolve en el embalse.

6.3 ANALISIS DE LA INFORMACION.

La información de las estaciones hidrométricas se analizó en diversas formas para encontrar la mejor correlación entre los escurrimientos naturales y diferentes parámetros como: volumen de sedimentos, $\frac{1}{2}$ medio por volumen y erosión en la cuenca; resultando que el factor de correlación más alto se obtuvo con los datos: escurrimiento natural y erosión en la cuenca de aportación.

Las principales elevaciones, áreas, capacidades e información hidrométrica para la central hidroeléctrica "Ing. Carlos Ramirez Ulloa" se muestran a continuación.

Las principales elevaciones y capacidades del embalse* son:

NIVEL	ELEVACION en m.s.n.m.	CAPACIDAD original 10^6 m^3	AREA original de inundación Km^2
NAME	521.00	1780.00	46.7
NAMO en estiaje	520.00	1740.00	46.3
NAMO en avenidas	515.00	1500.00	38.5
NAMINO	495.00	828.50	27.6
Umbral obra de toma	472.00	325.00	16.6
Plantilla canal de acceso obra de toma	470.00	293.20	15.3

Los principales datos hidrométricos* son:

Area de la cuenca	45 597.00	Km ²
Escurrimiento medio anual	5 520.00	mill m ³
Espesor medio de erosión en la cuenca	0.5232	mm
Volumen medio de sedimentos en suspensión ..	23.90	mill m ³

(*) Fuente: Ref. 22

Los registros de las estaciones hidrométricas que se emplearon en el análisis se muestran en las tablas 6.4 a la 6.7, que corresponden a las estaciones Mezcala, Cañanera, Santo Tomás, Amacuzac, Papalutla y Tejaluca.

TABLA 6.4

ESTACION HIDROMETRICA MEZCALA				
CUENCA DEL RIO BALSAS				
Año	Vol. Esc. Mill. m ³	Vol Sed. Miles m ³	% medio Por volumen	Erosión media en mm.
1954	5 915	8 773	0.1483	0.2075
55	8 427	34 947	0.4147	0.8266
58	9 080	43 514	0.4792	1.0292
62	3 764	14 195	0.3772	0.3357
71	5 654	22 715	0.4018	0.5373
79	3 576	22 415	0.6269	0.5302
82	2 239	9 940	0.4439	0.2351
PROMEDIO	5 522	22 357	0.4048	0.5288

TABLA 6.5

ESTACION HIDROMETRICA CAIMANERA				
CUENCA DEL RIO BALSAS				
Año	Vol. Esc. Mill m ³ .	Vol. Sed. Miles m ³ .	% medio Por volumen	Erosión media en mm.
1965	14 062	59 823	0.4254	0.8352
66	10 725	32 863	0.3064	0.4588
67	16 754	44 769	0.2672	0.6250
69	12 284	48 604	0.3957	0.6786
70	11 883	36 754	0.3093	0.5131
71	13 003	31 825	0.2447	0.4443
72	10 368	34 196	0.3298	0.4774
73	14 148	32 464	0.2295	0.4532
74	11 351	44 502	0.3921	0.6213
75	10 375	70 937	0.6837	0.9904
76	10 433	56 701	0.5435	0.7916
77	8 563	27 471	0.3208	0.3835
78	9 891	48 475	0.4901	0.6768
79	7 310	39 148	0.5356	0.5466
80	10 252	69 614	0.6790	0.9719
81	14 961	63 532	0.4247	0.8870
82	5 059	14 885	0.2943	0.2078
PROMEDIO	11 260	44 504	0.3952	0.6213

Fuente: Ref. 22

TABLA 6.6

ESTACION HIDROMETRICA STO. TOMAS				
CUENCA DEL RIO BALSAS				
Año	Vol. Esc. Mill m ³	Vol. Sed. Miles m ³	̄ medio Por volumen	Erosión media en mm.
1960	6 113.5	13 410.9	0.2194	0.2749
61	7 219.6	22 719.1	0.3147	0.4657
62	5 364.4	25 186.4	0.4695	0.5163
63	5 821.3	26 339.7	0.4525	0.5399
64	6 282.9	25 823.7	0.4110	0.5294
65	6 685.7	43 084.7	0.6444	0.8832
66	5 772.7	31 775.5	0.5504	0.6514
67	6 616.2	32 823.6	0.4961	0.6729
68	5 251.3	19 076.1	0.3633	0.3911
69	7 348.8	52 520.8	0.7147	1.0767
70	6 375.6	28 623.4	0.4489	0.5868
71	6 709.1	33 401.3	0.4979	0.6847
72	5 235.0	21 126.2	0.4036	0.4331
73	7 494.1	34 622.8	0.4620	0.7098
78	4 842.2	20 913.2	0.4319	0.4020
80	5 682.6	34 956.7	0.6152	0.6720
81	8 602.2	45 580.8	0.5299	0.8762
82	3 026.3	11 987.5	0.3961	0.2304
PROMEDIO	6 135.7	29 109.6	0.4744	0.5968

TABLA 6.7

ESTACION HIDROMETRICA AMACUZAC				
CUENCA DEL RIO BALSAS				
Año	Vol. Esc. Mill m ³	Vol. Sed. Miles m ³	% medio por volumen	Erosión media en mm.
1964	0.8525	1 043.7	0.1224	0.4401
65	0.6976	654.3	0.0938	0.2759
66	0.6329	186.8	0.0295	0.0788
67	1.0852	813.5	0.0750	0.3430
68	0.7069	473.9	0.0670	0.1998
69	0.9045	870.3	0.0962	0.3670
70	0.9287	567.5	0.0611	0.2393
PROMEDIO	0.8298	658.6	0.0794	0.2777
ESTACION HIDROMETRICA PAPALUTLA				
1980	2 668.3	26 352.8	0.9876	1.0328
82	1 091.9	6 716.8	0.6151	0.2632
PROMEDIO	1 880.1	16 534.8	0.8795	0.6480
ESTACION HIDROMETRICA TEJALUCA (Presas Valsequillo)				
1940	349.2	1 916.1	0.5487	0.4927
41	512.8	2 430.9	0.4740	0.6251
PROMEDIO	431.0	2 173.5	0.5043	0.5589

Fuente: Ref. 22

6.4 VIDA UTIL DEL ALMACENAMIENTO.

La metodología que se presenta para realizar el estudio sobre la sedimentación del proyecto hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulloa", está orientado al caso en que NO se dispone de datos suficientes del muestreo de sedimentos ni de información sobre los materiales que forman el cauce, por lo que el análisis efectuado deja mucho que desear para una justificación estricta.

Para conocer la predicción de la vida útil del proyecto, se emplea el METODO EMPIRICO DE REDUCCION DE AREA para el cálculo de la probable distribución de sedimentos en el vaso. El procedimiento para dicho método se presenta en el ANEXO B.

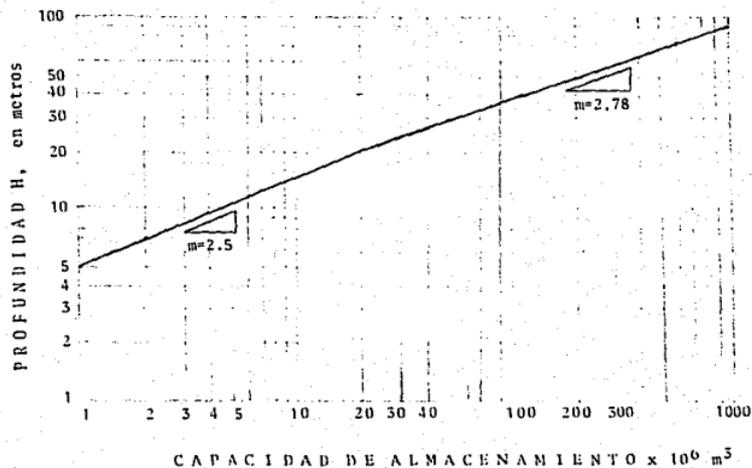
Para aplicar este método es necesario determinar el tipo de almacenamiento de acuerdo a la clasificación presentada por los autores, la cual se obtiene con ayuda de la gráfica que aparece en la Fig. 6.8 que representa la curva de almacenamiento. En esta gráfica se determina el recíproco de la pendiente de la recta ó rectas resultantes, este valor para el almacenamiento en estudio tiene dos valores que son:

$$m = 2.50$$

$$m = 2.78$$

en el cual se clasifica como almacenamiento TIPO II, para éste caso dicha distribución tiene la función:

$$a = 2.487 P^{0.57} (1 - P)^{0.41}$$



E.N.E.P.
ACATLAN

VASO "EL CARACOL"
ALMACENAMIENTO CLASIFICADO COMO TIPO II, INUNDACION $2.5 < m < 3.5$

Nº FIGURA
6.8

Teniendo seleccionado el tipo de depósito de sedimento, el procedimiento que sigue es matemático, según se muestra en la Tabla 6.9; aplicando este método para conocer el lapso de tiempo transcurrido, cuando el sedimento llegue a elevaciones cercanas al umbral de la obra de toma.

A continuación se presenta la secuela de cálculo para los puntos N° 8 y 15 de la Tabla 6.9 como sigue:

COLUMNA 1, 2, 3, y 4: Los valores son tomados de las gráficas -- presentadas en las figuras 6.10 y 6.11, respectivamente.

COLUMNA 5: Valores obtenidos dividiendo las cantidades de la -- columna 2 entre H (profundidad máxima), siendo H=106 m.

$$\text{punto 8: } \frac{35 \text{ m}}{106 \text{ m}} = 0.330$$

$$\text{punto 15: } \frac{65 \text{ m}}{106 \text{ m}} = 0.613$$

COLUMNA 6: Los valores del Area Relativa (a), se calculan mediante la gráfica de la figura B.5 (Anexo B), o bien, con las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \text{punto 8: } a &= 2.487 p^{0.57} (1 - p)^{0.41} \\ &= 2.487 (0.33)^{0.57} (1 - 0.33)^{0.41} = 1.122 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{punto 15: } a &= 2.487 p^{0.57} (1 - p)^{0.41} \\ &= 2.487 (0.61)^{0.57} (1 - 0.61)^{0.41} = 1.275 \end{aligned}$$

COLUMNA 7: Calculando la constante de proporcionalidad K ; dividiendo el área real del vaso correspondiente a la elevación del piso del embalse entre el área relativa (a) a tal cota.

$$K = \frac{15.256}{1.268} = 12.03$$

punto 8: Las áreas pertenecientes a cotas inferiores al piso del embalse, son iguales a las de la columna 3.

punto 15: $1.275 (K) = 1.275 (12.03) = 15.34$

COLUMNA 8: Se calculan los volúmenes de sedimento con la fórmula:

$$\text{volumen de sedimento} = \frac{1}{2} (A_1 + A_2)$$

punto 15: $\frac{1}{2} (15.364 + 15.340) 5 = 76.760$

COLUMNA 9: Los volúmenes pertenecientes a cotas inferiores al piso del embalse, son iguales a la columna 4.

punto 15: $369.832 + 76.76 = 446.592$

COLUMNA 10: Los valores se determinan por las diferencias entre los valores de la columna 3 menos la columna 7.

punto 15: $20.288 - 15.340 = 4.948$

COLUMNA 11: Esta columna se completa con los valores obtenidos al restar la columna 9 a la 4.

punto 15: $470.959 - 446.592 = 24.367$

Como puede observarse en la Tabla 6.9 el sedimento total posible depositado en el almacenamiento para la condición antes expuesta es del órden de $950.323 \times 10^6 \text{ m}^3$ y considerando la tasa media anual⁽¹⁾ de aporte de sedimento de $28.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ se tiene una vida útil estimada para el almacenamiento de:

$$\text{vida útil} = \frac{950.323 \times 10^6 \text{ m}^3}{28.7 \times 10^6 \text{ m}^3} = 33.1 \text{ años.}$$

En las Figuras 6.10 y 6.11 se muestran las curvas de -- Elevaciones-Areas y Elevaciones-Volumenes, respectivamente. En dichas Figuras se puede apreciar objetivamente la pérdida de -- capacidad en sus distintas elevaciones, como consecuencia de la sedimentación.

(1) La aportación debida al arrastre de fondo para el "P.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa" se consideró del órden de 20% del volumen de sedimento en suspensión (Ref. 22), por lo que:

$$23.9 \times 1.20 = 28.7 \times 10^6 \text{ m}^3.$$

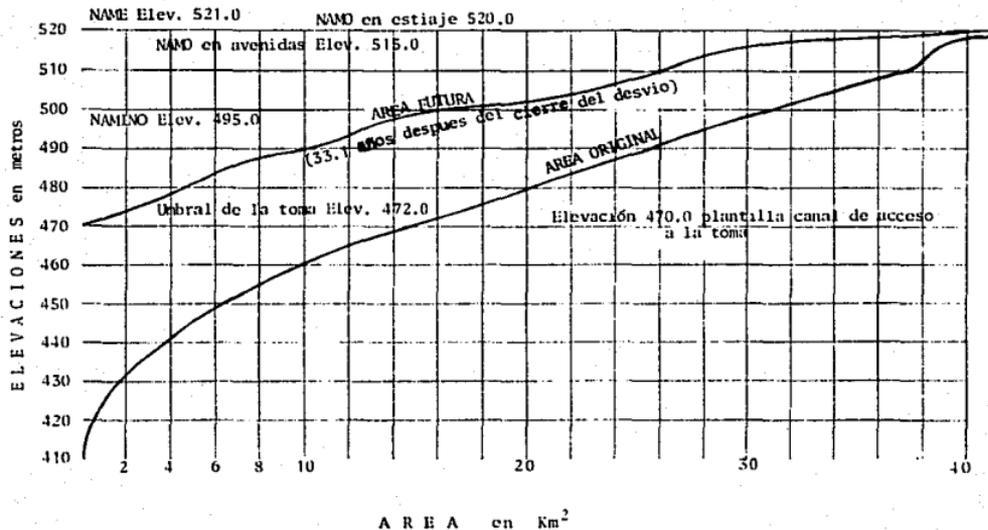
TABLA 6.9 CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE SEDIMENTOS

Método Empírico Area- Reducción

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Punto N°	ELEVACIONES m sm	PROF. m.	AREA ORIGINAL 10 ⁶ m ²	VOLUMEN ORIGINAL 10 ⁶ m ³	TIRANTE RELATIVO m	a TITO II	AREA DE SEDIM. 10 ⁶ m ²	VOL. PARC. DE SEDIM. 10 ⁶ m ³	VOL. ACUMULADO DE SEDIMENTOS 10 ⁶ m ³	AREA FUTURA 10 ⁶ m ²	VOL. FUTURO 10 ⁶ m ³
1	415	0	0.107	0.000	0.00	0.000	0.107		0.000		
2	420	5	0.459	1.416	0.05	0.442	0.459		1.416		
3	425	10	0.835	4.651	0.09	0.606	0.835		4.651		
4	430	15	1.657	10.879	0.14	0.762	1.657		10.879		
5	435	20	2.911	22.298	0.19	0.885	2.911		22.298		
6	440	25	3.703	38.832	0.24	0.985	3.703		38.832		
7	445	30	4.895	60.328	0.28	1.052	4.895		60.328		
8	450	35	6.489	88.788	0.33	1.122	6.489		88.788		
9	455	40	8.065	125.173	0.38	1.178	8.065		125.173		
10	460	45	9.970	170.258	0.42	1.215	9.970		170.258		
11	465	50	11.983	225.141	0.47	1.247	11.983		225.141		
12	470	55	15.256	293.240	0.52	1.268	15.256		293.240		
13	472	57	16.600	325.000	0.54	1.273	15.316	30.572	323.812	1.284	1.188
14	475	60	17.772	375.000	0.57	1.277	15.364	46.020	369.832	2.408	5.168
15	480	65	20.288	470.959	0.61	1.275	15.340	76.760	446.592	4.948	24.367
16	485	70	22.067	576.848	0.66	1.261	15.172	76.280	522.872	6.895	53.976
17	490	75	25.523	695.824	0.71	1.232	14.823	74.988	597.860	10.700	97.964
18	495	80	27.565	828.541	0.75	1.196	14.390	75.035	670.895	13.175	157.648
19	500	85	31.215	975.759	0.80	1.132	13.620	70.025	740.918	17.595	234.841
20	510	95	37.639	1 319.759	0.90	0.911	10.961	122.905	863.823	26.678	455.936
21	515	100	38.500	1 500.000	0.94	0.758	9.120	50.205	914.026	29.380	585.974
22	520	105	46.321	1 739.558	0.99	0.374	4.499	34.048	948.074	41.822	791.484
23	521	106	46.700	1 780.000	1.00	0.000	0.000	2.249	950.323	46.700	829.677

$$K = \frac{15.256}{1.268} = 12.03$$

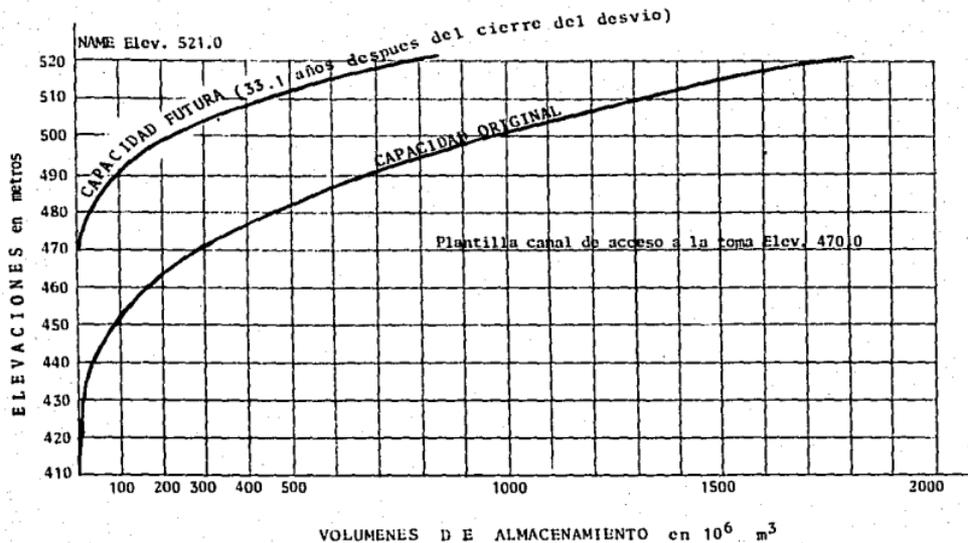
Suma 950.323



E.N.E.P.
ACATLAN

SUPERFICIE DE INUNDACION
P. II. " ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA "

Nº. FIGURA
0.10



E.N.E.P.
A CATLAN

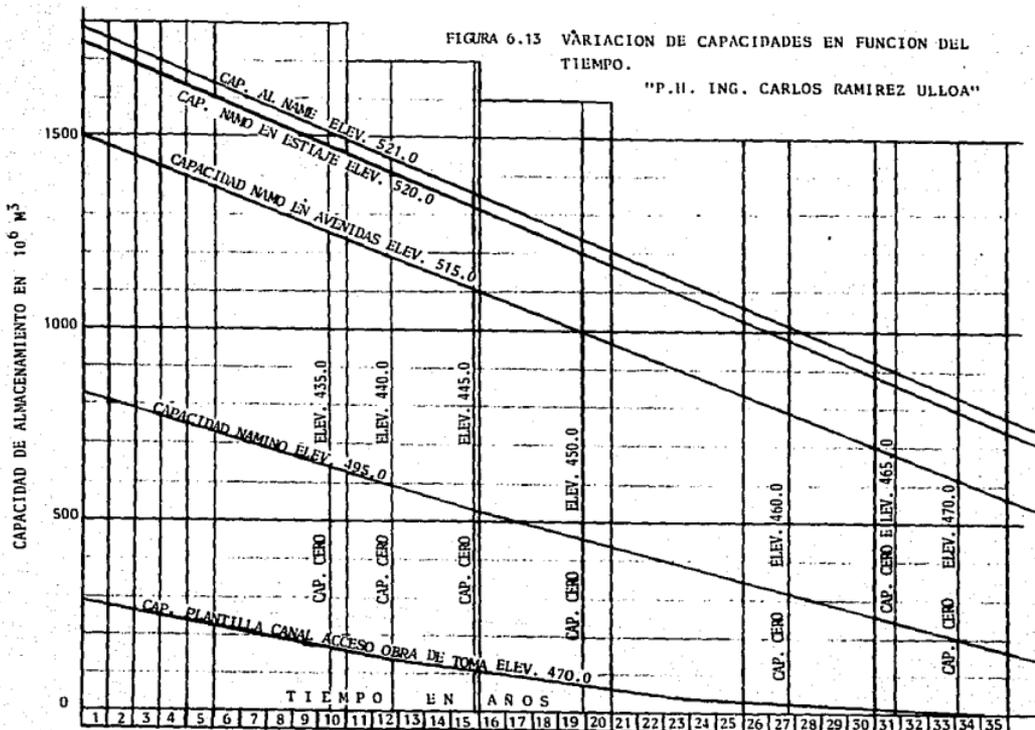
CAPACIDADES DE ALMACENAMIENTO
P. H. " ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA "

N^o FIGURA
6.11

NIVEL	ELEVACIONES msnm.	CAPACIDAD ORIGINAL 10 ⁶ m ³	VARIACION DE CAPACIDADES Predicción después del cierre del desvío a:							
			9.4 años	11.7 años	14.9 años	18.9 años	26.8 años	30.8 años	33.1 años	
N.A.M.E.	521.0	1 780.0	1 504	1 441	1 348	1 230	1 002	884	830	
N.A.M.O. en estiaje	520.0	1 740.0	1 470	1 405	1 312	1 197	971	855	790	
N.A.M.O. en avenidas	515.0	1 500.0	1 245	1 183	1 097	989	781	676	620	
NAMINO	495.0	828.5	632	586	523	418	309	244	192	
Umbral obra de toma	472.0	325.0	195	168	133	100	35	16	2	
Canal de acceso obra de toma	470.0	293.2	169	143	111	75	23	8	0	
Elevación del embalse total- mente cubierta de sedimento (m.s.n.m.)		415.0	435.0	440.0	445.0	450.0	460.0	465.0	470.0	
VARIACION DE CAPACIDADES P. II. "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"										
E.N.E.P. ACATLAN								Nº FIGURA 6.12		

FIGURA 6.13 VARIACION DE CAPACIDADES EN FUNCION DEL TIEMPO.

"P.H. ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"



Querer hacer algo exige que
queramos todas las cosas que
son precisas para su logro.

José Ortega y Gasset.

ANEXO A. ANALISIS DE VASOS CON PROBLEMAS DE AZOLVAMIENTO.

Algunos de los vasos de Centrales Hidroeléctricas que se consideran en condición de azolvamiento acelerado son los siguientes; en el Río Santiago, Las Juntas, Intermedia, Colimilla y Santa Rosa; en la cuenca del Sistema Miguel Alemán, Colorines, Santo Tomás, Pinzanes e Ixtapantongo; en el Río Cupatitzio, el vaso de Cupatitzio; en el Río Apulco, La Soledad; y en el Río Blanco, Tuxpango (ver Tabla A.1).

Las presas del Sistema Hidroeléctrico "Miguel Alemán" -- están siendo gravemente afectadas por los azolves producidos -- por la erosión pluvial, reduciendo en forma alarmante la capacidad de almacenamiento de los vasos y por lo tanto la vida útil -- de todo el sistema (Ref. 12).

A continuación se anotan en forma general algunos de los problemas detectados por la Comisión Federal de Electricidad en cinco de los vasos que se consideran críticos y que requieren de una atención especial.

VASO DE LA SOLEDAD (C.H. MAZATEPEC)

Del análisis de las batimetrías realizadas desde 1972 se ha determinado que la aportación media anual de azolve que entra al vaso es del orden de 2.3 millones de m³.

Para el análisis de la distribución del azolve, se tomó el levantamiento batimétrico realizado en 1982 como sigue:

30 % del Km 6+300 al 2+500
 40 % del Km 2+500 al 1+200
 20 % del Km 1+200 al 0+000 (cortina)⁽¹⁾
 10 % pasa por turbinas⁽²⁾

El azolve está constituido por sedimentos granulares derivados de rocas de tipo ígneo piroclástico representado por --tobas consolidadas y semiconsolidadas cuyo principal componente es el cuarzo, que da lugar a la formación de arenas en todos los rangos de graduación. También se tienen arcillas y limos procedentes de calizas que afloran en amplia área de la cuenca; parte de esta roca da lugar a la formación de cantos rodados y guijarros que constituyen la carga de fondo en el cauce. Por la fuerte pendiente del río entran al vaso, vanto rodado grande, troncos, ramas y desechos de los pueblos de la cuenca.

(1) El cero del cadenamamiento está en el eje de la cortina.

(2) Se estima que un 10% del azolve esta ya pasando por las turbinas, siendo principalmente fin@s en suspensión y arenas.

C.F.E.
 DEPTO. ING.
 CIVIL DE
 OPERACION

PRESA "LA SOLEDAD", Pue. PLANTA MAZATEPEC.

Area de la
 Cuenca (A) = 1 830 km²

AVANCE DEL AZOLVE Y CAPACIDADES REMANENTES (en mill. de m³)

FECHAS	INTERVALOS en AÑOS	A LA ELEV. 805.00 MÁX ORD DE OPERACION				A LA ELEVACION 775.00 NIVEL MÍN DE OPERACION - NAMINO				A LA ELEVACION 768.80 UMBRAL A LA OBRA DE TOMA				EROSION ESPECIFICA	
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPA-CIDAD	REDUCCION		CAP. UTIL	CAP. MUERTA	REDUCCION		DURACION en AÑOS	m ³ /año en km ²		
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	UTIL				
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3-6	10	11	12=11:2	13=10:12	14=5:A		
Mzo/62		58.90	anteriores		15.45				8.90						
" "	9	55.70	23.30	2.59	15.45	13.15	1.46	40.25	8.90	8.90	0.99	9 ó menos	1 414		
Oct/71		32.40	(100%)	2.33	2.33	(50%)	1.31	30.10	0.00	(33%)		AGOTADA	1 273		
Oct/72	1	32.40	0.00		2.33	0.00		30.10	0.00			AGOTADA			
	2					0.565	0.282								
Ene/75		sin medida			1.765				0.00			a la elevación 767.40			
Oct/77	2	29.68	5 años	2.72	0.544	1.045	0.522		0.00			AGOTADA	297		

NOTAS: - 1972

- Nº 1. La capacidad total inicial se obtuvo de la curva de capacidades de 1972 que resultó menor que la del 71. Para obtener las nuevas reducciones de capacidad y conservar todos estos registros fue conveniente hacerlo desde Marzo de 1962.
- Nº 2. En la configuración del vaso se aprecian todavía dos áreas situadas abajo de la curva la elev. 765.0; la primera a -- inmediaciones de la cortina y separada de la otra a 250 m.
- Nº 3. Parece dudoso que no se haya registrado ninguna reducción de azolve entre 1971-72, dada la media anual tan elevada.
1975. 4. La Batimetría con Eco-Sonda se hizo solamente hasta la elevación 795.2 (Nivel de agua durante las observaciones) y -- se tendra que completar con topografía terrestre ó nuevamente con Eco-Sonda.
5. El avance de azolve se revela por el hecho de que la capacidad ya es nula a la elev. 767.4 (a 2.4 m arriba del umbral de la toma). Queda la duda sobre la diferencia notable del ritmo anual de azolvamiento que bajó de 1.46 y 1.31 a 0.282 en los últimos dos años sin haber cambiado las condiciones de la obra y de la cuenca y atribuible a menor escurrimiento de agua, compactación del azolve, error de batimetría y paso considerable de sedimento por las turbinas, que ya -- están sufriendo perjuicios por abrasión.
1977. 6. Esta batimetría se hizo con mismo equipo de eco-sonda y ejecutada por el "Área de Geología y Minería". El ritmo anual de azolvamiento se redujo notablemente a 544 000 m³ (col. #5) desde 1972. Posibles causas: Trabajos de rehabilitación de cuencas, ó salida continua de azolve por las turbinas que aún no se ha medido.

HGM/art.-

P R E S A LA SOLEDAD - CENTRAL MAZATEPEC PUE.
REGION PAPALOAPAN.

Area de la cuenca propia 1 460 km²
tributaria 370 km²

CAPACIDADES REMANENTES POR AZOLVAMIENTO (en mill. de m³)

Total (A) 1 830 km²

FECHAS	INTER- VALO en AÑOS	A LA ELEV. 805.00 MAX ORD DE OPERACION			A LA ELEVACION 775.00 NIVEL MIN DE OPERACION - NAMINO			A LA ELEV. 768.80 UMBRAL OBRA DE TOMA			VIDA PROBABLE		EROSION ESPECIFICA	
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPA- CIDAD	REDUCCION		CAP PARA REGULA- CION	CAP. MUERTA	REDUCCION		CAP. TOTAL	CAP. MUERTA	m ³ /año km ²
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL			
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3:6	10	11	12	13=3:5	14=10:2	15=5:A
Oct/77.	I	29.680	2.001	2.001	0.720	- 0.720	- 0.720	28.960	0.000					
Mzo/79		27.681	0.419		0.000			27.681	0.000			13.83	0.0	1 093
Mzo/80.		27.262			0.018				0.000					

NOTAS:

1979. - El intervalo entre las últimas batimetrías se considera igual a un año por haber ocurrido una sola temporada de lluvias aún cuando se recibieron aportaciones de las crecientes de oct/77, con un total de 2.0 mill de m³. Se agotó la capacidad hasta la elevación 775 (NAMINO). Frente a la obra de toma se forma un valle de sedimento de aproximadamente 70 m de ancho con 3 a 9 m más arriba del umbral de la toma. Lo que debe ocasionar un flujo continuo de azolve a través de la obra de toma. En el perfil se aprecia que continúa el ascenso del fondo a lo largo del vaso.

1980. - La capacidad total se conserva igual, posiblemente a causa de la continua extracción de azolve hacia las turbinas pues el fondo del azolve se encuentra a 3 m arriba del umbral de la toma hasta más de 200 m de distancia. Las descargas por el vertedor han sido en mill de m³: 29.9 en 78; 69.7 en 79; y 13.7 en 1980. La medición del azolve en suspensión es indispensable para cuantificar los volúmenes que salen por ellas, deducir las entradas al vaso y estimar la influencia de los trabajos de rehabilitación que se hacen en la cuenca desde 1976.

C. F. E.
 Gerencia Gral de Operación
 Sub Gerencia de Producción
 Depto. de Ing. Civil

PRESA LA SOLEDAD DE LA PLANTA MAZATEPEC PUE.
 "División Oriente"

AZOLVAMIENTO DEL VASO Y (CAPACIDADES REMANENTES (en mill. de m³))

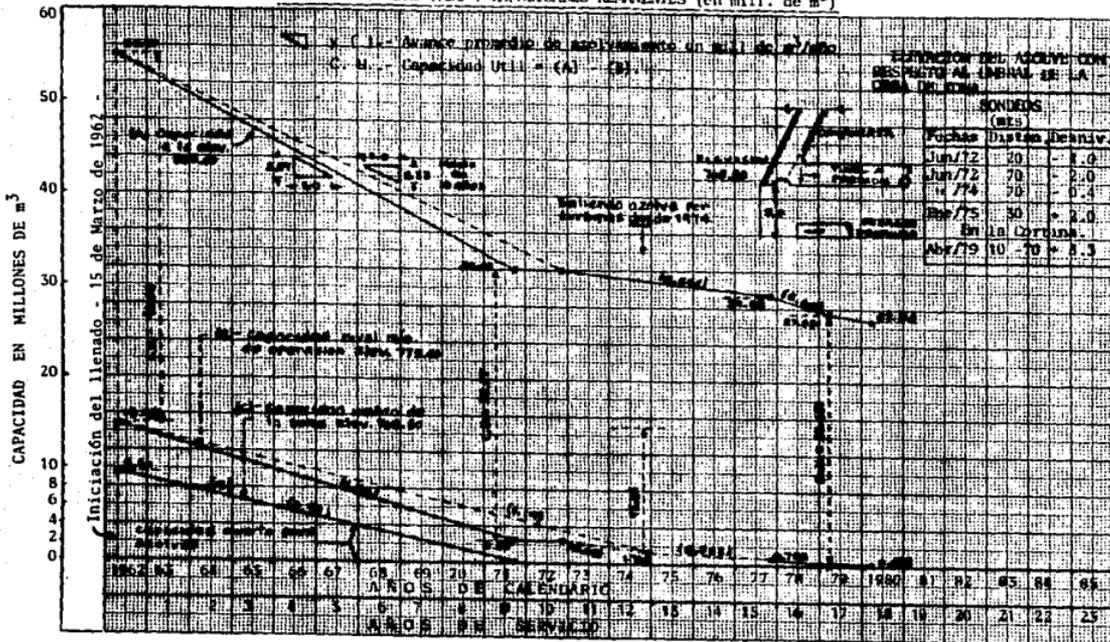


TABLA A.1

DATOS GENERALES DE VASOS CON PROBLEMAS DE AZOLVAMIENTO						
VASO	N.A.M.O.	NAMINO	N. Umbral Obra de Toma	Vol medio anual de azolve (x 10 ⁶ m ³)	Ulti- ma ba- time- tría	Nivel de azolve en Obra de Toma
1. La Soledad	798.40	775.00	768.80	1.00	---	774.30 *
2. Tuxpango	997.25	995.75	980.15	0.017	---	989.80 *
3. Santa Rosa	731.50	710.00	700.00	9.130	1983	701.20 *
4. Colimilla	1220.5	1212.92	1202.00	0.153	1977	---- *
5. Colorines	1676.9	1674.50	1666.00	0.125	---	----
6. Santo Tomás	1097.0	1090.00	1082.30	0.330	1982	----
7. Pinzanes	1081.5	1068.00	1063.65	0.024	1982	---- *
8. Ixtapantongo	1356.4	1346.00	1342.00	---	1983	----
9. Cupatitzio	1371.5	1368.00	1365.45	0.081	---	----

(*) Conducto de fondo taponeado por el azolve.

VASO DE TUXPANGO.

Se han realizado levantamientos batimétricos desde 1978 hasta el último en agosto de 1983 efectuados con equipo de eco-sonda⁽³⁾, en forma anual; como índice de aportación de azolve se determina un volumen medio anual del orden de 200 a 300 -- miles de m³. Los desazolves del vaso que se han venido realizando por dragado y por conductos de fondo, ha permitido mantener en operación la central.

- (3) El funcionamiento de la eco-sonda se basa en la emisión de un sonido dirigido hacia el fondo del vaso que al tocarlo se refleja recibiendo la señal a través de un transductor que lo transmite a un registrador. Las formas de registro pueden ser de: Destello, Gráfica ó Digital.

La distribución del azolve según el perfil batimétrico es como sigue: del orden del 60 % de las aportaciones se deposita en una distancia de 1.0 Km de la cortina hacia aguas arriba, un 20 % a 30 % se acumula en la cola del vaso y de 10 % a 20 %, pasa por la turbina.

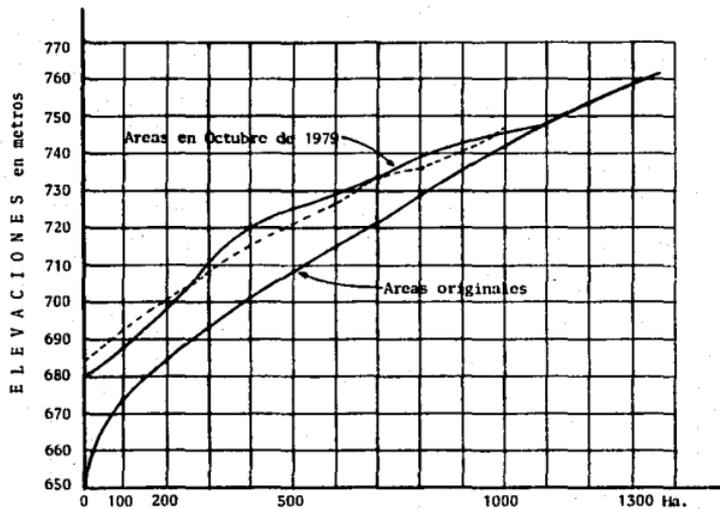
El azolve esta constituido principalmente por material derivado de las rocas ígneas extrusivas que afloran en la mayor parte de la cuenca, representadas por basaltos que debido a su escaso recorrido desde su fuente de origen da lugar a gravillas y arenas gruesas entre 1 y 2 mm y arenas finas en menor proporción; tobas y lateritas que se forman por procesos de intemperismo, desechos industriales procedentes de diversas factorías como por ejemplo; la materia prima para la fabricación del papel y cemento; y gran parte de los desechos de basura de las ciudades de Mendoza y Orizaba como latas, llantas, plásticos, botes, etc.

VASO SANTA ROSA.

Se han realizado dos levantamientos batimétricos, el primero corresponde a octubre de 1979 y el segundo a mayo de 1983, elaborados con equipo de eco-sonda.

Del análisis de las batimetrías se ha determinado que el volumen de azolve que entra al vaso anualmente es del orden de $9.13 \times 10^6 \text{ m}^3$.

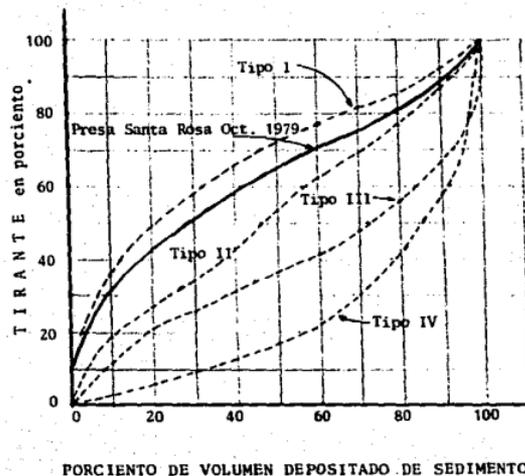
Con base al levantamiento batimétrico realizado en 1983 se determinó la distribución del azolve en el fondo del vaso, en porcentajes aproximados como sigue:



E.N.E.P.
ACATLAN

SUPERFICIE DE INUNDACION
PRESA SANTA ROSA

Nº FIGURA
A.4



CURVAS TIPO PARA DISEÑO DE DISTRIBUCION DE SEDIMENTOS EN ALMACENAMIENTOS.

E.N.E.P.
ACATLAN

DISTRIBUCION DE SEDIMENTO DEPOSITADO
EN ALMACENAMIENTOS

Nº FIGURA
A.5

P R E S A MANUEL M. DIEGUEZ (STA. ROSA)

Area de la cuenca propia _____ km²

REGION BALSAS SANTIAGO.

tributaria _____ km²

CAPACIDADES REMANENTES POR AZOLVAMIENTO (en mill. de m³) Total (A) _____ km²

FEJIAS	INTERVALO EN AÑOS	A LA ELEV. 746.50 MAX ORD DE OPERACION			A LA ELEVACION 710.00 NIVEL MIN DE OPERACION- NAMINO			A LA ELEV. 700.00 UMBRAL OBRA DE TOMA			VIDA PROBABLE		EROSION ESPECIFICA m ² /año km ²	
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPACIDAD	REDUCCION		CAP PARA REGULACION.	CAP. MUERTA	REDUCCION		CAP. TOTAL		CAP. MUERTA
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL			
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3:6	10	11	12	13=3:5	14=10:2	15=5:A
1961	15	400.00	- 137.01	9.13	112.56	- 65.65	4.38	287.64	67.24	- 45.31	3.02			
Oct/79		262.99			46.71			216.28	21.93			28.8	7.3	

NOTAS:

1979. Las capacidades originales fueron tomadas del plano G2252-13-C-22709 de feb/54 con valores tabulados que confirma la curva del acordeon y diferentes de otra gráfica en plano de Mar/53 con 380 mill de m³ (que debe retirarse del archivo) y del libro de Grandes Presas que señala 420 de capacidad total inicial.

2.- La reducción de la capacidad total a razón de 9.13 mill m³/año (col. #5) es la mayor de todas las presas de la CFE con resultados batimétricos. El conducto de fondo está cubierto de azolve con espesor de 16.m. Por falta de datos -- confiables se omiten las áreas de la cuenca y los valores de la col. # 15

- 1 § del Km 0+000 (cortina) al 0+100 (recargue en cortina y obra de toma).
- 15 § del Km 0+100 al Km 1+500
- 84 § del Km 1+500 a la cola del vaso (confluencia del río Tecolo).

El azolve que entra al vaso es de diferentes orígenes, predominando rocas extrusivas principalmente de tipo riolítico y de material piroclástico. Existen cantos rodados, gravas, -- arenas y arcillas. En el sedimento se encuentran también materiales que desecha en parte la ciudad de Guadalajara como son: plásticos, botes, llantas, etc. de productos químicos que desechan las zonas industriales. Todo el material sedimentado es -- heterogéneo y depositado y mezclado dependiendo de la época del año.

Mediante la batimetría efectuada en octubre de 1979, se determinó el volumen de sedimento que ha quedado atrapado en el vaso, siendo este de $140.95 \times 10^6 \text{ m}^3$, el cual esta compuesto -- por sedimento es suspensión y al arrastre de fondo (ver Tabla A.2).

VASO DE COLIMILLA.

Del análisis de la última batimetría realizada en 1977 -- se estima la entrada media anual de azolve del orden de 0.15 -- millones de m^3 . En la actualidad el vaso está prácticamente --- azolvado el conducto de fondo obturado y parte de la obra de -- toma se encuentra azolvada, además una cantidad considerable de azolve pasa ya por las turbinas.

C.F.E.
DEPTO. ING.
CIVIL DE
OPERACION

PRESA COLIMILLA, Jal.

Div. Jalisco.

Area de la
Cuenca (A) = _____ km²

AVANCE DEL AZOLVE Y CAPACIDADES REMANENTES (en mill. de m³)

FECHAS	INTER- VALOS en AÑOS	A LA ELEV. 1 220.50 MAX ORD DE OPERACION			A LA ELEVACION 1 206.65 NIVEL MIN DE OPERACION - NAMINO				A LA ELEVACION 1 202.00 UMBRAL A LA OBRA DE TOMA			EROSION ESPECIFICA m ³ /año km ²	
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPA- CIDAD	REDUCCION		CAP. UTIL	CAP. MUERTA	REDUCCION			DURACION en AÑOS
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL		
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3-6	10	11	12=11:2	13=10:12	14=5:A
inicial													
Abr/50	19	4.830	2.530 (100%)	0.133	1.930	1.720 (68%)	0.090	2.900	1.340	1.295 (51%)	0.068	Prácticamente agotada.	
Mzo/69	4	2.300	0.135	0.030	0.210	0.100	0.025	2.090	0.045	0.030	0.075		
Ago/73	2	2.165	0.698	0.349	0.110	0.104	0.052	2.055	0.015				
Sep/75	2	1.467	0.359	0.179	0.006	+0.378	+0.189		0.001				
Dic/77		1.826			0.384				0.000				

NOTAS:

- El análisis del azolve observado en 1972 señala: 79% de arcilla limosa de alta plasticidad (muy compactada) y 21% de -- material con granulometría mayor de la malla # 200.
 - La capacidad muerta está agotada; el azolve se encuentra prácticamente a la elevación del umbral de la obra de toma y -- con un espesor de 49 m sobre la válvula de fondo, formando un tiro vertical por el que se expulsa con dificultad.
 - En Noviembre de 1975 el azolve invadió totalmente la torre de toma, quedando a 6 m arriba del asiento de las rejillas. Tuvo que forzar el paso del lirio y azolve por las rejillas que pasaron por las turbinas, ocasionándoles perjuicios.
- 1977.- La capacidad aumentó en 0.359 y en 0.179/año, debido a la continua extracción de azolve a través de las rejillas y -- turbinas. Con 31.5 millones de segundos por año, el "gasto" medio de salida de azolve resulta de 0.179:
31.5 = 0.00568 m³/seg. = 6 dm³/seg. (Ejecutada por la Sub Gerencia de Ingeniería Básica).

HCM/jmsa.-

P R E S A "COLIMILLA" - CENTRAL COLIMILLA JAL.
REGION BALSAS SANTIAGO.

Area de la cuenca propia _____ km²
tributaria _____ km²
Total (A) _____ km²

CAPACIDADES REMANENTES POR AZOLVAMIENTO (en mill. de m³)

FECHAS	INTERVALO en AÑOS	A LA ELEV. 1 220.50 MAX ORD DE OPERACION			A LA ELEVACION 1 206.65 NIVEL MIN DE OPERACION				A LA ELEV. 1 202.00 UMBRAL OBRA DE TOMA			VIDA PROBABLE		EROSION ESPECIFICA
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPACIDAD	REDUCCION		CAP PARA REGULACION	CAP. MUERTA	REDUCCION		CAP. TOTAL	CAP. MUERTA	m ³ /año km ²
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL			
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3-6	10	11	12	13=3:5	14=10:2	15=5:A
Dic/77	1	1.826	- 0.091	- 0.091	0.384	- 0.349	- 0.349	1.442	0.00					
Feb/79		1.735			0.035			1.700	0.00			19.1	0.0	

NOTAS:

1979.- Col. # 2.- Solo un año de intervalo con una temporada de lluvias. La aportación anual de azolve al vaso podría estimarse en 91,000 m³/año, si no fuera por las grandes variaciones registradas en perfil del fondo (batimétrías) que acusan traslado de sedimento hacia la cortina, en casi todo el desarrollo del vaso, desde el km 0.7 hasta el km 3.4 y por la elevación del "NAMINO" con tirante de agua mínimo. No se puede estimar la aportación de sedimento, sino se miden las extracciones importantes por las turbinas y vertedor.

TABLA A.2 AREAS DE INUNDACION Y VOLUMENES DE SEDIMENTACION

PRESA SANTA ROSA					
CUENCA DEL RIO SANTIAGO					
ELEV. m.	Area original Ha.	Area ba- timetría oct 1979 Ha.	Area de sedimen- tación Ha.	Volumen parcial 10^6 m^3	Volumen acumulado de sedimentación $\times 10^6 \text{ m}^3$
650	00	0	0	0	0
660	12	0	12	0.58	0.6
665	35	0	35	1.18	1.78
670	57	0	57	2.30	4.08
678	128	0	128	7.40	11.48
680	145	7	138	2.66	14.14
685	204	66	138	6.90	21.04
690	263	111	152	7.25	28.29
695	327	162	165	7.93	36.22
700	390	204	186	8.78	44.99
705	451	250	201	9.68	54.68
710	513	289	224	10.63	65.31
715	594	326	268	12.30	77.61
720	676	397	279	13.67	91.28
725	753	483	270	13.73	105.00
730	829	631	198	11.70	116.70
735	904	727	177	9.38	126.09
740	979	837	142	7.98	134.07
745	1061	962	99	6.03	140.10
746.5	1085	1071	14	0.85	140.95
750	1142	1142	0	0	140.95

Como es casi imposible reducir el ritmo de azolvamiento del vaso, se ha estudiado como alternativa de solución efectuar un dragado intenso del vaso y construir un nuevo conducto de fondo con compuertas desarenadoras, para que con operación sistemática se este extrayendo el azolve que ingresa.

VASO DE CUPATITZIO.

La aportación de azolve medio anual fué de 0.3 millones de m³ en los primeros 7 años de operación. De 1970 a 1976 el ritmo de azolvamiento se redujo a 0.03 millones de m³ anuales. Actualmente el volumen de azolve que entra al vaso anualmente es del órden de 0.08 millones de m³.

En este vaso se han realizado estudios para el control de azolve y desde 1971 se han iniciado trabajos en diferentes partes de la cuenca como por ejemplo, la construcción de represas de mampostería y de troncos y ramas, reforestación y producción intensiva de viveros frutícolas.

Existe duda en el comportamiento de la capacidad de --- otros vasos, de los cuales casi nada ó nada se tiene información, pero es de suponerse que en mayor ó menor grado se estan azolvando.

Por lo anterior es necesario recabar información y efectuar mediciones para implementar los análisis y estudios para que con el tiempo se tomen las decisiones más adecuadas.

C.F.E.
DEPTO. ING.
CIVIL DE
OPERACION

PRESA CUPATITZIO, Mich. Div. Centro-Occidente

Area de la

Cuenca (A) = 359.0 km²

AVANCE DEL AZOLVE Y CAPACIDADES REMANENTES (en mill. de m³)

FECHAS	INTERVALOS en AÑOS	A LA ELEV. 1 371.50 MAX ORD DE OPERACION			A LA ELEVACION 1 368.00 NIVEL MIN DE OPERACION - NAMINO				A LA ELEVACION 1 365.45 UMBRAL A LA OBRA DE TOMA				EROSION ESPECIFICA m ³ /año km ²
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPACIDAD	REDUCCION		CAP. UTIL	CAP. MUERTA	REDUCCION		DURACION en AÑOS	
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL		
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3-6	10	11	12=11:2	13=10:12	14=5:A
Inicial 1963		5.585			4.720			0.865	4.050				
Nov/66	3	3.091	-2.494	-0.851	3.050	-1.670	-0.557	0.041	2.620	-1.430	-0.477	5.5	
Dic/69	3	1.870 3.845	+0.754 0.234	+0.251	1.745 3.090	+0.040	0.218 +0.013	0.755	1.585 2.595	-0.025	+0.008	0.194	
Sep/71	2	3.715 (3.730)	+0.110	-0.065	2.975 (2.965)	+0.155	-0.057	0.740 (0.765)	2.495 (2.393)	-0.100	-0.050	13.0	625 promedio.
Jul/72	1	3.840	-1.745	0.194	3.120	-1.600	-0.178	0.720	2.536	-1.514	-0.168	10:5=13	(540)
Jul/74	2	3.662	-0.178	0.089	2.965	0.155	-0.078		2.492	-0.440	0.022		248
	4		-0.469	0.117		-515	-0.129			-480	0.120		325

NOTAS: 1971.-

- Con los levantamientos batimétricos de 1966, 69 y 71 se formaron en el Depto. secciones transversales en las que el fondo del azolve en varios tramos, se encuentra considerablemente arriba del registrado anteriormente; el aumento de capacidad que se obtiene en el período 1966-69, tampoco es posible, pues en esta presa no hay forma de hacer extracciones considerables de azolve. En consecuencia debe haber error en esos levantamientos.
- Considerando solamente los datos inicial y final de 1963 y 1971 se obtienen los resultados colocados verticalmente en las columnas de las que se deduce:
 - Una aportación media de azolve de : 324 000 m³/año en todo el vaso (col. #4).
 - La capacidad muerta podrá llenarse de azolve en 13 años, si el sedimento de la parte alta no se precipita hacia abajo.
- En el registro gráfico se aprecia mejor la reducción del ritmo de azolvamiento, excepto en la capacidad muerta en que resulta aumento de capacidad de 99 000 m³. En relación con la de 1971, (en 3 años); de haber salido en la obra de toma 33 000 m³/año, se habría apreciado en los tanques de regulación.
- En la batimetría se registra un aumento pronunciado en el ritmo de azolvamiento a pesar de los trabajos de conservación de suelos en la cuenca (?). El ritmo de azolvamiento desde 1971-1977 resulta de 81 500 m³/año. Seleccionando como batimetrías más confiables las de 1962, 1971 y 1977 el ritmo anual de azolvamiento en 2 periodos.....

P R E S A CUPATITZIO - CENTRAL CUPATITZIO MICH.
 REGION BALSAS SANTIAGO.

Area de la cuenca propia 359.0 km²
 tributaria ----- km²

CAPACIDADES REMANENTES POR AZOLVAMIENTO (en mill. de m³)

Total (A) 359.0 km²

FECHAS	INTER- VALO en AÑOS	A LA ELEV. 1 371.50 MAX ORD DE OPERACION				A LA ELEVACION 1 368.00 NIVEL MIN DE OPERACION - NAMINO				A LA ELEV. 1 365.45 UMBRAL OBRA DE TOMA			VIDA PROBABLE		EROSION ESPECIFICA
		CAP. TOTAL	REDUCCION		CAPA - CIDAD	REDUCCION		CAP PARA REGULA- CION.	CAP. MUERTA	REDUCCION		CAP. TOTAL	CAP. MUERTA	m ³ /año km ²	
			DEDUCIDA	ANUAL		DEDUCIDA	ANUAL			DEDUCIDA	ANUAL				
1	2	3	4	5=4:2	6	7	8=7:2	9=3-6	10	11	12	13=3:5	14=10:2	15=5:A	
Nov/77		3.193			2.450			0.743	2.012						
	2		- 0.295	0.147		- 0.204	0.102			- 0.180	0.090				
Abr/79.		2.898			2.246			0.652	1.832			9.8	20.3	409	

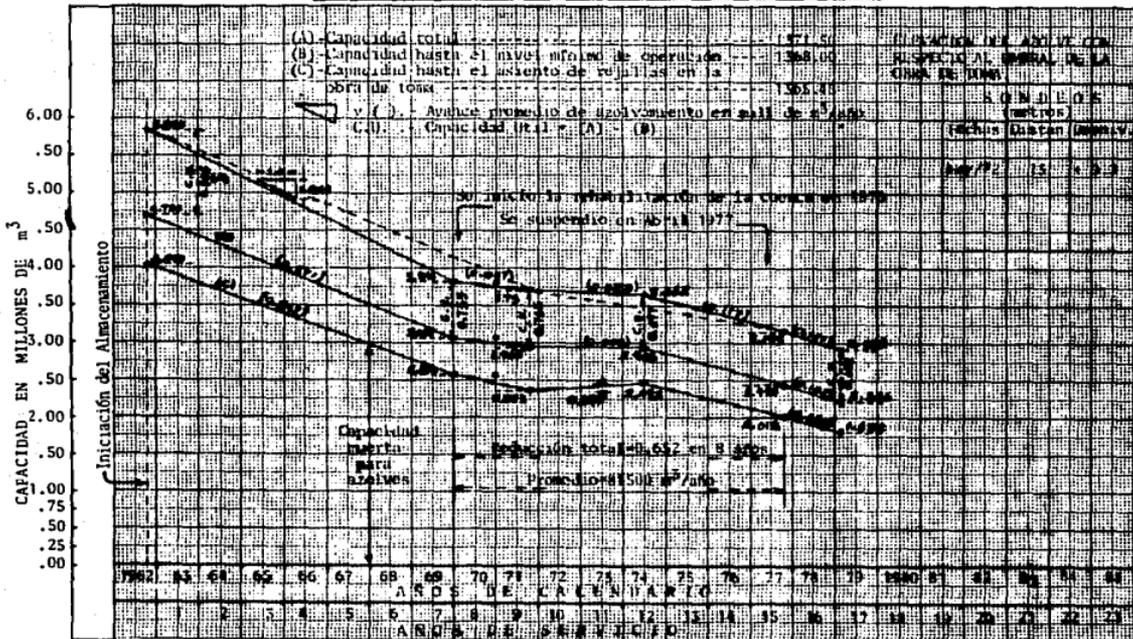
NOTAS:

1979.- En el plano de conjunto se aprecia gran acumulación de sedimento en los primeros 200 m. de la entrada del Río Cupatitzio principalmente en la margen derecha. En esta misma hoja, los sondeos frente al vertedor llegan a la elevación 1350.50 ligeramente más abajo de la cresta vertedora. Sin embargo, en el "Área Crítica" la curva 1372 invade al vertedor y debe estar equivocada esta configuración. En el perfil se aprecia que el azolve en el fondo, ha subido en más de 3 m. en -- casi todo el desarrollo por el fondo.

C. F. E.
Gerencia Gral de Operación
Sub Gerencia de Producción
Depto. de Ing. Civil

PRESA CUPATITZIO DE LA PLANTA CUPATITZIO MICH.
"División Centro Occidente"

AZOLVAMIENTO DEL VASO Y CAPACIDADES REMANENTES (en mill. de m³)



En los deportes, como en el juego y como en la vida misma, hay que saber perder con elegancia, antes de merecer una victoria.

anónimo.

ANEXO B. PREDICCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE SEDIMENTOS EN UN EMBALSE.

GENERALIDADES.

Contrariamente a la creencia general, los sedimentos no siempre se depositan en las partes más bajas de un embalse, -- sino que lo hacen en diferentes partes del vaso. La manera como éstos son eventualmente distribuidos depende de varios factores, tales como: tamaño y textura del sedimento, relaciones escurrimiento-descargas, tamaño y forma del embalse y política de operación del mismo.

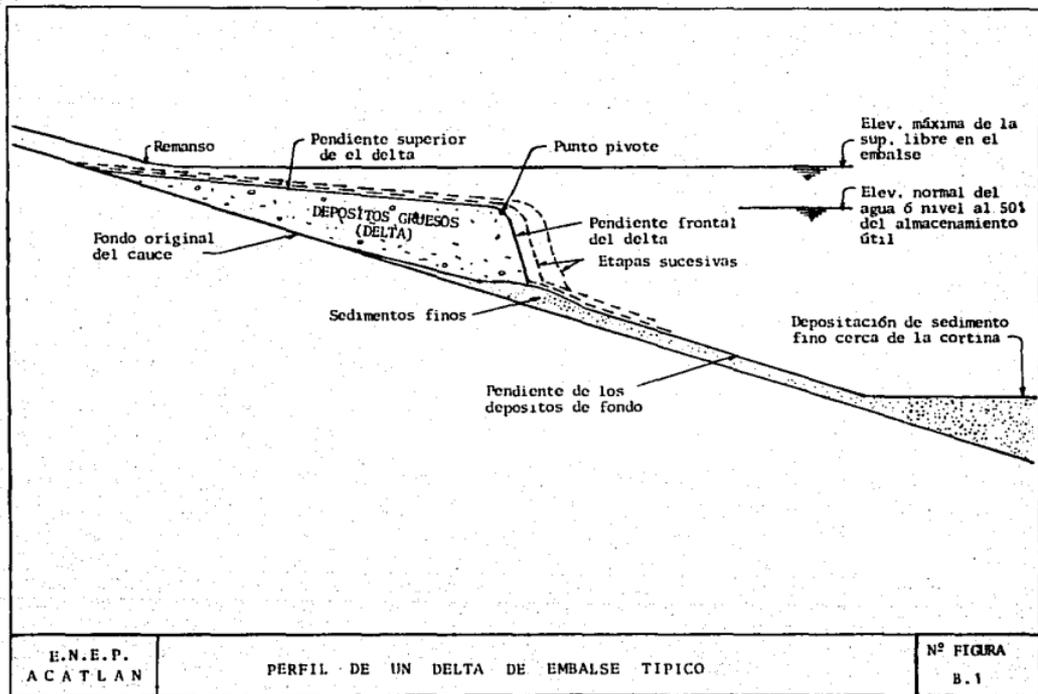
Cuando el sedimento que llega al vaso contiene una apreciable cantidad de materiales gruesos ó finos coagulados, ocurre una depositación máxima en la entrada al embalse, donde la velocidad de la corriente es disminuida súbitamente; entonces, --

arenas y materiales más gruesos son sedimentados primeramente, formando un DELTA (ver Figura B.1). Por otra parte, si los sedimentos consisten principalmente de materiales finos (limos y arcillas), la depositación máxima ocurrirá en las partes bajas del vaso, donde las velocidades del flujo son muy bajas.

CRITERIOS PARA PREDECIR LA DISTRIBUCION DE LOS SEDIMENTOS.

El objetivo ó finalidad de la aplicación de determinados criterios para predecir la distribución de los sedimentos en el vaso, es la modificación ó corrección de las curvas Elevaciones-Areas-Capacidades, para asemejarlas a las condiciones del vaso después de ocurrida cierta acumulación de sedimentos, en cualquier número de años específico.

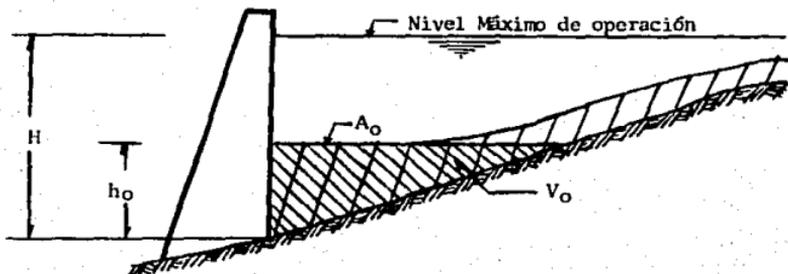
A continuación serán expuestos dos métodos empíricos de predicción de la probable distribución de los materiales en el vaso. El primero fué desarrollado por Eugene A. Cristofano en 1953, el cual lo llamó "Método de Incremento de Area". El segundo método es un procedimiento matemático, desarrollado con base al análisis de datos reales de grandes almacenamientos y se le identifica como el "Método Empírico de Reducción de Area", desarrollado por W. M. Borland y C. R. Miller en 1960; ambos procedimientos permiten ajustar las áreas originales del vaso para determinar su reducción debida a la sedimentación.



METODO AREA - INCREMENTO.

Está basado en la suposición de que el sedimento se deposita en una cantidad fija constante para cada elevación del almacenamiento. Esto involucra una serie de tanteos para llegar a igualar el volumen de sedimento propuesto. La ecuación básica que resuelve este proceso es la siguiente:

$$V_s = A_o (H - h_o) + V_o \text{ ----- (B.1)}$$



donde:

V_s = Volumen de sedimento total que será distribuido en el vaso, en m^3 ó Hm^3 .

A_o = Área en el embalse correspondiente a la elevación del fondo después de la sedimentación, en m^2 ó Ha .

H = Profundidad máxima del embalse; es la diferencia máxima de elevaciones entre el fondo original del vaso y el nivel de aguas normales (capacidad total), en mts.

h_o = Profundidad alcanzada por el volumen de sedimentos (V_s) en el vaso, en mts.

V_o = Volumen de sedimento bajo la nueva elevación (h_o), en m^3 .

Esta ecuación matemáticamente establece que el volumen total de sedimento (V_s) consiste de una parte, la cual se distribuye vertical y uniforme a lo largo de la altura ($H - h_0$), más otra parte de volumen que queda abajo de la nueva elevación cero (h_0). Los datos requeridos para su aplicación son:

- 1.- Elevación del punto más bajo del embalse, en mts.
- 2.- Elevación del agua en el embalse, para las condiciones normales (a capacidad total), en mts.
- 3.- Volumen de sedimentos que serán depositados en el vaso, durante un cierto número de años, en m^3 .
- 4.- Curvas Elevaciones-Areas-Capacidades del vaso original.
- 5.- El valor de H , se obtiene de los datos 1 y 2.

PROCEDIMIENTO DE APLICACION.

Paso 1: se supone un valor para h_0 , en metros. En base a las -- curvas de Elevaciones-Areas-Volúmenes del vaso, se obtienen:

A_0 , en m^2 y V_0 , en m^3 ; a tal elevación.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (B.1) se obtiene un valor para V_s , el cual debe de coincidir -- con el volumen de sedimentos que será depositado, de no ser así, se efectúan tanteos para finalmente llegar a -- las determinaciones siguientes:

- h_0 : valor que sumado a la elevación del punto más bajo -- del vaso, permite obtener la llamada: ELEVACION DEL PISO DEL EMBALSE, después o al final de la sedimentación, en metros.
- A_0 : valor denominado: FACTOR DE CORRECCION DE AREAS, en m^2
- V_0 : volumen bajo la elevación del piso del embalse, en m^3 .

Paso 2: se completa la FORMA DE CALCULO N°. 1, como sigue:

COLUMNA 1: Elevaciones por analizar, en metros. Se deberán de seleccionar arbitrariamente, alrededor de 10, abarcando todo el vaso.

COLUMNA 2: Profundidades (h) en el embalse, en metros. Diferencia entre cada una de las elevaciones de la columna 1 y la cota mínima del vaso original (antes de la sedimentación).

COLUMNA 3: Areas originales del embalse correspondientes a las distintas elevaciones seleccionadas, en m^2 . Se obtienen de la curva Elevaciones-Areas del vaso original.

COLUMNA 4: Volúmenes ó capacidades iniciales del embalse para las diferentes elevaciones adoptadas, en m^3 . Se obtienen de la curva Elevaciones-Volúmenes del vaso original.

COLUMNA 5: Valores para corregir las áreas originales -- del embalse. Para todas las elevaciones SUPERIORES a la llamada anteriormente: Elevación del Piso del Embalse, - la reducción es el factor de corrección de áreas A_0 (determinado en el paso 1) y para las cotas inferiores, su corrección es su correspondiente valor de la columna 3.

COLUMNA 6: Valores a corregir en los volúmenes originales del embalse. Para todas las elevaciones superiores a la denominada: Elevación del Piso del Embalse, la corrección (V) se evalúa con la ecuación (B.2) modificada, ésta es:

$$V = A_0 (h - h_0) + V_0 \quad \text{----- (B.2)}$$

en donde:

A_0 = factor de corrección de áreas, en m^2

h = profundidad en el embalse (columna 2), en mts

h_0 = profundidad alcanzada por los sedimentos en el vaso, en mts

V_0 = volumen bajo el piso del embalse, en m^3

Forma de cálculo Nº 1

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE LOS SEDIMENTOS

(Método Area - Incremento)

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
PUNTO Nº	ELEVACIONES m	PROFUNDIDAD m	AREA DEL VASO 10^6 m^2	CAPACIDAD DEL VASO 10^6 m^3	A_0 10^6 m^2	V 10^6 m^3	VALORES CORREGIDOS		
							AREAS $A_c - 10^6 \text{ m}^2$	CAPACIDAD $C_c - 10^6 \text{ m}^3$	
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Para las cotas inferiores a la elevación del piso del embalse, su corrección es su respectivo volumen de la columna 4.

COLUMNA 7: Nuevas áreas del embalse. Se calculan por la diferencia entre los valores de la columna 3 menos los de la columna 5.

COLUMNA 8: Nuevas capacidades ó volúmenes del embalse. Resultan de la resta a los valores de la columna 4 los de la columna 6.

Paso 3: Los valores obtenidos en las columnas 7 y 8, se dibujan en las curvas Elevaciones-Areas-Capacidades, respectivamente.

De esta manera se podrá apreciar objetivamente, la variación que ha sufrido el vaso (pérdida de capacidad en sus distintas elevaciones, como consecuencia de la sedimentación).

METODO AREA - REDUCCION.

En general, el procedimiento de aplicación de este método para determinar la probable distribución de sedimentos se basa en dos pasos principales:

- 1º. CLASIFICACION DE LA FORMA DEL EMBALSE, dentro de alguno de los cuatro tipos que serán definidos.
- 2º. CALCULO POR TANTEOS DEL METODO, hasta que el volumen depositado iguale al valor previsto de acumulación de sedimentos (V_s).

La forma del embalse es definida por medio de una gráfica logarítmica, en cuyo eje de las ordenadas se llevan las profundidades del vaso, contra sus respectivas capacidades en las abscisas. Generalmente los puntos dibujados definen una línea recta, -

cuyo valor recíproco "m" de su pendiente, indica el tipo de -- embalse según la Tabla B.2 ó la Figura B.3 .

TABLA B.2

Tipo de embalse	Nombre Descriptivo para el Embalse	Valor de "m"
I	de lago	3.5 a 4.5
II	Planicie de Inundación Pie de Montaña	2.5 a 3.5
III	de colina	1.5 a 2.5
IV	de cañada	1.0 a 1.5

Ocasionalmente, el tipo de operación del embalse ó el tamaño de los sedimentos pueden cambiar ó modificar la clasificación del embalse. Por ejemplo, si un vaso que se ha clasificado como tipo III, recibe sedimentos arcillosos, o si el embalse tiene severos descensos de nivel frecuentemente, debe ser clasificado como tipo IV porque la mayor parte de los sedimentos serán depositados cerca de su fondo, como en los embalses de cañada.

Los datos requeridos para el desarrollo de este método, son los mismos que para el método Area-Incremento citados anteriormente.

PROCEDIMIENTO DE APLICACION.

Paso 1: Clasificación del embalse de acuerdo a los cuatro tipos descritos y con el procedimiento también mencionado.

Conviene aclarar, que para algunos embalses su relación profundidad-capacidad al ser dibujada en papel logarít-

-mico, define dos rectas. Esto ocurre cuando existe una diferencia notoria entre las relaciones alturas-capacidades de la zona inferior del vaso con las de su zona inferior del vaso con las de su zona superior.

Cuando no se concluya considerar al embalse en alguno de los tipos definidos debido a la presencia de los tramos de rectas, habrá que aceptar a cada zona enclavada en tipos distintos de embalses.

Paso 2: Cálculo de la elevación del piso del embalse. Primeramente se calculan varias parejas de valores del tirante relativo (P) y de la función $h'(P)$ del embalse estos cálculos se llevan a cabo en la FORMA DE CALCULO N° 2.

Las parejas de valores de (P) y $h'(P)$ se dibujan en la Fig. B.4 y se traza por ellas una línea que intercepte la curva tipo correspondiente a la clasificación anterior del embalse (paso 1). A partir del punto de corte se determina:

P_0 , valor del tirante relativo en el punto de intersección ya citado. Con el valor anterior se calcula la profundidad alcanzada por los sedimentos en el vaso (h_0), al final del período considerado, igual a:

$$h_0 = P_0 (H) \text{ ----- (B.3)}$$

siendo H el desnivel entre el fondo del vaso y la elevación a capacidad total.

Paso 3: Cálculo de la distribución de los sedimentos en el vaso. Este cálculo se realiza efectuando tanteos, hasta hacer que el volumen de sedimentos distribuido en el vaso según el método Area-Reducción, sea igual ó aproximado al volumen que se prevee se deposite, en el período de años considerado.

Los cálculos se realizan en la FORMA DE CALCULO N° 3 -- diseñada para tal efecto como sigue:

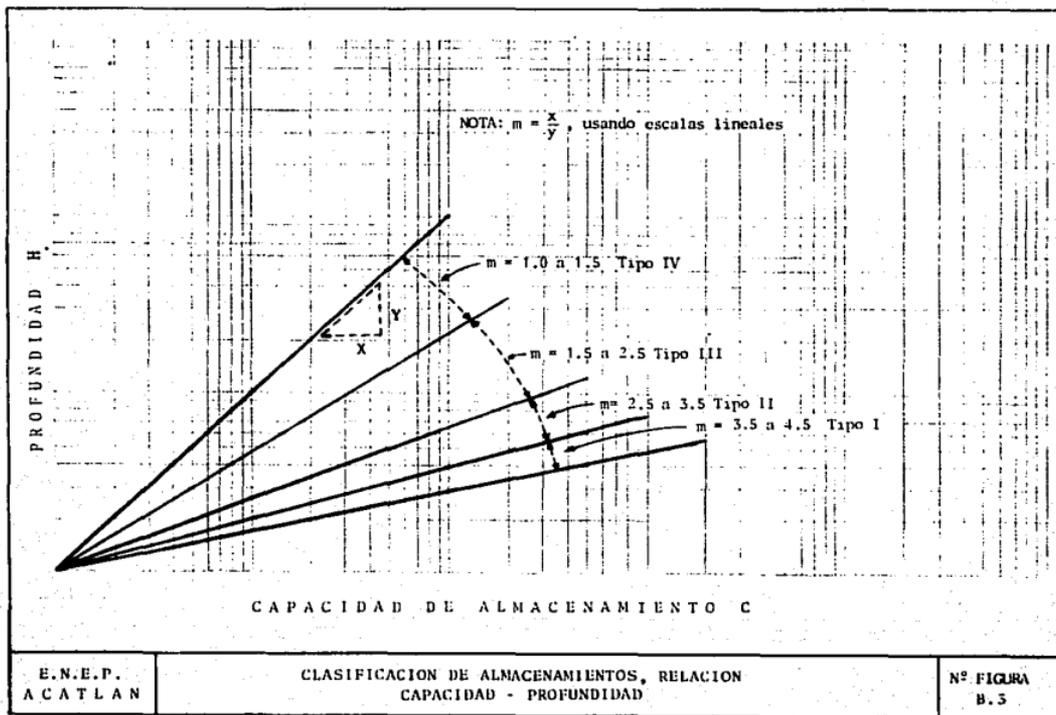
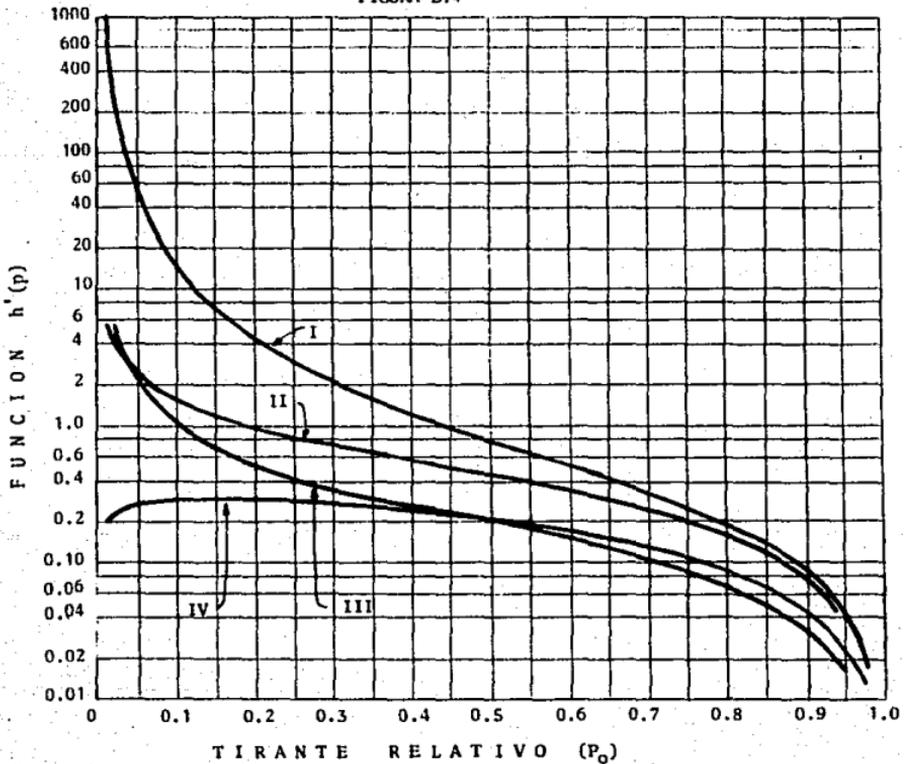


FIGURA B.4



COLUMNAS 1,2,3 y 4: Valores tomados de las gráficas ----
 Elevaciones-Areas-Capacidades del vaso original. En la columna 1 se debe de tener cuidado de tomar alrededor de 10 elevaciones, una de las cuales sea la elevación 6 cota del llamado: piso del embalse (h_0), encontrada en el paso 2.

COLUMNA 5: Valores calculados de la profundidad relativa (P), obtenidos dividiendo las cantidades de la columna 2 entre H (profundidad máxima del vaso).

COLUMNA 6: A partir de los tirantes relativos (COLUMNA 5) de las elevaciones "superiores" al piso del embalse, únicamente, se obtienen los valores del AREA RELATIVA (a), - leídos en la Fig. B.5 para la curva correspondiente al -- tipo de embalse, definido previamente.

Cuando se requiera una mayor precisión en el valor de "a", o bien, cuando se desee programar el método Area-Reducción, se pueden utilizar las ecuaciones que definen a las curvas adimensionales de áreas relativas de diseño, éstas son:

Tipo de Embalse	C	m	n	Lugar de deposición.	Tipo de Ecuación
I	5.047	1.85	0.36	superficie	$a = C p^m (1 - p)^n$
II	2.487	0.57	0.41	mitad superior	a = área relativa
III	16.967	+1.15	2.32	mitad inferior	p = prof. relativa
IV	1.486	-0.25	1.34	fondo	C,m,n son constantes

COLUMNA 7: Primeramente se debe de calcular el valor de - la constante de proporcionalidad (K), que convierte las - áreas relativas del sedimento a áreas actuales para un -- almacenamiento dado. Este calculo se lleva a cabo al final de la FORMA DE CALCULO N° 3, dividiendo el área real del vaso correspondientes a la elevación del piso del embalse entre el área relativa (a) a tal cota. Las áreas pertenecientes a cotas inferiores al piso del embalse, son iguales a las de la columna 3.

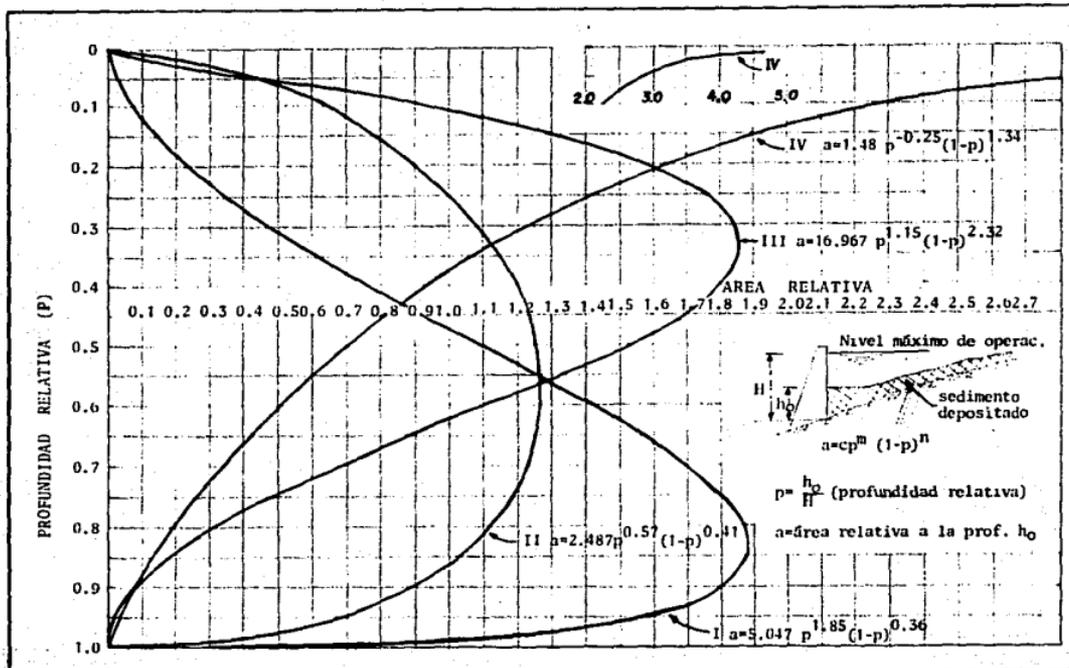
Para formar la columna 7 se multiplica cada uno de los -- valores de la columna 6 por la constante K.

COLUMNA 8: Se calculan los volúmenes de sedimento, con la fórmula del prismoide, ésta es:

$$\text{volumen de sedimento} = 1/2 (A_1 + A_2) \quad \text{----- (B.4)}$$

donde:

A_1, A_2 = áreas de sedimentos correspondientes a las elevaciones inicial y final de cada incremento entre elevaciones.



E.N.E.P.
ACATLAN

CURVAS DE DISEÑO DE AREAS PARA DISTRIBUCION DE
SEDIMENTO

Nº FIGURA
B.5

= incremento de elevación, calculada como la diferencia entre los valores respectivos en la columna 2.

Si el volumen total acumulado de sedimentos, V_{S1} (suma de valores en la columna 8) no coincide ó se aproxima al valor dato del volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso, se calcula una nueva constante K , definida como:

$$K_2 = K_1 (V_S/V_{S1}) \quad \text{----- (B.5)}$$

y se repiten las columnas 7 y 8.

El procedimiento anterior se continúa hasta que los volúmenes V_S y V_{S1} se asemejen satisfactoriamente.

COLUMNA 9: Se evalúan los volúmenes acumulados de sedimentos en el vaso, a partir de las cantidades finales de la columna 8 (determinadas por tanteos).

COLUMNA 10: Las magnitudes de esta columna se determinan por las diferencias entre los valores de la columna 3 -- menos la columna 7.

COLUMNA 11: Esta columna se completa con los valores obtenidos al restar la columna 9 a la 4.

Paso 4: Corrección a las curvas Elevaciones-Areas-Capacidades -- del embalse.

Las nuevas curvas de áreas y volúmenes del vaso ya ocurrida la sedimentación, son dibujadas a partir de los -- valores de las columnas 10 y 11, respectivamente, para -- las elevaciones adoptadas en la columna 1.

COMENTARIOS GENERALES A LOS METODOS EXPUESTOS.

METODO AREA - INCREMENTO. Este método es sólo una aproximación -- de la probable localización de los depositos del sedimento, pues es conocido que éstos, generalmente no reducen las áreas del vaso en la misma cantidad en cualquier elevación.

Sin embargo, este método ha dado buenos resultados en la mayoría de los casos, siempre y cuando el embalse en cuestión - sea más o menos de un tipo estándar.

De manera general, se puede decir que si el volumen de sedimentos que se acumulará en 100 años excede del 15% de la capacidad original, dicho método ya no brinda resultados confiables, pero puede ser utilizado por su sencillez de aplicación para obtener una primera idea sobre la probable distribución de los sedimentos.

METODO AREA-REDUCCION. Este método presenta varias ventajas respecto al criterio anterior; por ejemplo, permite la clasificación del embalse en cuestión dentro de una forma tipo, que inmediatamente da una indicación de la manera en la cual los sedimentos se distribuirán, además, prácticamente no tiene limitación en su aplicación, pues los datos con los cuales fue deducido cubren un amplio rango de capacidades y otras características.

Por otra parte, tanto el método Area-Incremento como el de Area-Reducción, tienen como desventaja común el no considerar ciertos factores que definitivamente influyen en la distribución de los sedimentos en el vaso, como son: las corrientes de densidad, el desarrollo de los deltas y la evolución de la densidad de los depósitos en el tiempo.

CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.

México es un país que se aprecia y con justificación de tener obras hidráulicas ejemplares y así lo reconocen los demás países que lo alaban; pero en lo que se ha fallado con respecto al tema, es en no haber implantado integralmente un buen sistema de conservación y mantenimiento, para frenar la erosión en enormes extensiones y con ello la acumulación de azolve en los embalses.

En un estudio de sedimentación en embalses, el cálculo más importante y a la vez más difícil, es la cuantificación de la aportación de sedimentos de la cuenca, por ser un tema poco tratado en la literatura por lo que desde el punto de vista práctico en la mayoría de los casos es difícil de abordar.

Los mejores criterios para la estimación de la aportación de sedimentos, son aquéllos que se basan en la información del muestreo de sedimentos en las corrientes, como por ejemplo: las técnicas de procesamiento de tales datos y los métodos ó criterios de la Hidráulica Fluvial; tomando en cuenta que siempre se deberá de procurar instalar como mínimo una estación de registro ó muestreo de sedimentos en el sitio propuesto para el embalse - y preferentemente ubicar varias en el área, para poder seleccionar el mejor sitio para las obras.

En el muestreo de sedimentos se cometen errores que pueden y deben corregirse, mediante el uso de técnicas de medición de los arrastre de fondo en los ríos, ya desarrollados en otros países, por lo que deben efectuarse investigaciones amplias al respecto.

Respecto a los dos métodos presentados para llevar a --- cabo la distribución de los sedimentos en el vaso, son técnicas aproximadas para realizar el pronóstico requerido y se deben de tomar con reservas sus resultados. En todos los casos, la información que proporcionan los reconocimientos batimétricos en embalses, es una importante ayuda para llegar a valores más ape-- gados a la realidad.

Como se mencionó anteriormente, la sedimentación en los embalses es consecuencia directa de la erosión en las cuencas - y en la medida en que ésta se evite se redujera el problema. - Por lo anterior la solución es perfectamente clara: se recomiend a efectuar acciones efectivas para disminuirla, lo cual puede

conseguirse mediante estudios sobre las técnicas adecuadas y construcción de obras para disminuir la aportación de sedimentos, siendo éstas una labor imprescindible para la preservación de los embalses.

En cuanto al desazolve de las presas existentes el problema es difícil y costoso; pero debe emprenderse. Una solución alternativa es la que siempre que se pueda, sobreelevar la estructura de la presa con objeto de recuperar las condiciones -- originales.

En lo relativo a una previsión para un desazolve continuo en las presas, no podrá conseguirse al principio en un --- ciento por ciento, pero si convendría efectuar investigaciones necesarias, en donde el auxilio de modelos reducidos puede ser valioso. Es evidente que para ello, se tiene que invertir tiempo, dinero y mucha investigación.

La problemática existente en México referente a los conductos de fondo, es el hecho de que la mayoría de las presas -- construidas no disponen de ellos y en las que sí se tiene, no -- existe un programa de operación y mantenimiento adecuado que -- permita sean utilizados con frecuencia.

Por tanto, si todas éstas labores se manejan conjuntamente con sentido técnico, económico y social, no solo se salvarán las presas de los azolves, sino que se sentarán las bases para mejorar en forma efectiva, permanente y muy amplia la rentabilidad de obras de esta índole.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- a. APARICIO M., F.J. "análisis de la producción de sedimentos mediante el Modelo de Stanford" Tesis presentada para obtener el Título de Ing. Civil, en la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México D.F., 1979
- b. BELLESSERT, B. "Bed-Load Transport Formulae" Page. 41 to 47 in the tracer techniques in sediment Transport, Technical -- Reports series N° 145, International Atomic Energy Agency. Vienna, Austria 1973
- c. EINSTEIN, H.A. "River Sedimentation". Section 17, part II in Handbook of Applied Hidrology, editor in chief, Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y., U.S.A. 1964
- d. MEYER-PETER, E., AND MULLER, R., "Formulas for bed-load transport", Report on Second Meeting of International Association for Hydraulic Research, Estocolmo, Suecia, 1948. pp 39-64
- e. ENGELUND, F., "Hydraulic Resistance of alluvial streams", --- Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E., vol 93, N° HY4, Proceedings paper 4739, marzo 1966, pp 315-327
- f. CHOW, V., "Handbook of Applied Hidrology", McGraw-Hill Book Co. New York, 1964
- g. EINSTEIN, H., "The bed-load function for sediment transportation in open channel flows", Technical Bolletin N° 1026, Department of Agriculture, U.S.A., 1950
- h. HEINEMANN, H.G. and RAUSCH, D.L. "Reservoir Sedimentation -- Survey Methods". Chapter IV in Hydrologycal Techniques for Upstream Conservation FAO conservation Guide N° 2. Food and --- Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy 1976
- i. KLOHN, W.E. "Medición de Sedimentos en Lagos y Embalses". pags 38 a 62 en la publicación Aperiodica N° 22 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogota, Colombia 1971

- j. SANCHEZ CHAGOLLAN, A. "Levantamientos Hidrográficos en Vasos de Almacenamiento". Págs 175 a 187 del vol XXIV, N° 2 de la revista Ingeniería Hidráulica en México. México D.F. 1970
- k. SHEN, H.W. "Wash load and Bed load" "Total Sediment load" - Chapter 14 and 13 in the river Mechanics, Vol I, edited and published by Hsieh Wen Shen. Fort Collins, Colorado U.S.A. 1971
- l. SMITH D.I. and STOPP, P. "The River Basin An Introduction to the Study of Hydrology". Cambridge University Press. Great Britain, 1978
- m. TYWONIOK, N. "Sediment Discharge Computation Procedures". Journal of Hydraulics Division of the ASCE., N° 3, page 521 to 540, 1972
- n. MAZA A., J.A. "Evaluación de los Métodos para determinar la cantidad de Azolve en las Presas". Capítulos 1 y 2 del contrato N° SP-75-65 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. trabajo patrocinado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D.F. Noviembre 1976
- p. SHEN, H.W. and LI, R.M. "Watershed Sediment Yield". Chapter 21 volume II in Stochastic Approaches to Water Resources, edited and published by Hsieh Wen Shen. Fort Collins, Colorado U.S.A
- q. JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ, "Mecánica de Suelos". Capítulo III del Tomo I. Editorial Limusa, México, D.F. 1984

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS CONSULTADAS

1. VAZQUEZ GARCIA J.J. "La Sedimentación en los Embalses". Ponencia presentada en la III Reunion Nacional de Ingenieros Civiles en Operación, Chicoasen, Chis. Junio 22, 1983
2. VAZQUEZ GARCIA J.J. "Sedimentación en Embalses". Ponencia presentada en la III Reunion Nacional de Ingenieros Civiles en Operación, Chicoasen, Chis., Junio 15, 1983
3. GONZALEZ MAAS HORACIO. "Azolvamiento de Presas su Inutilización ó Restitución". Gerencia de Generación y Transmisión. Depto. de Ing. Civil. Subdirección de Operación. C.F.E. --- México, D.F. 1986
4. E.P.V./C.S.R. "Azolvamiento de los vasos, en los Aprovechamientos Hidroeléctricos de C.F.E.". Gerencia de Generación y Transmisión. Depto. de Ing. Civil. Oficina de Conservación C.F.E., México, D.F. Marzo 1987
5. E.P.V. "Propuesta de la Gerencia de Generación y Transmisión sobre el problema de Azolvamiento de Vasos". Gerencia de Generación y Transmisión. Depto. de Ing. Civil. Oficina de -- Conservación. C.F.E., México, D.F. Mayo 1987
6. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. "Sedimentation Engineering". ASCE - Manuals and Reports on Engineering Practice -- Nº 54. Editor Vito A. Vanoni., New York, 1975
7. FRANK PRESS, RAYMOND SIEVER. "Earth". A series of Books in Geology. Editors: James Gilluly and A.O. Woodford. Library of Congress Cataloging in Publication Data. W.H. Freeman - and Company, San Francisco, Cal. U.S.A. 1974
8. DON LEET L. and SHELDON JUDSON. "Fundamentos de Geología -- Física". Ed. Limusa, México 1981

9. H.H. READ, WATSON JEANET. "Introducción a la Geología". Ed. - Alhambra. Traducción de Brunet Puyuelo A. y Eiroa García J. 1978. pp. 158-176
10. CAMPOS ARANDA DANIEL F. "Dimensionamiento de la Capacidad -- Para Sedimentos En Los Embalses". Tesis presentada para obtener el Título de Maestro en Ingeniería, en la División de -- Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la --- U.N.A.M., México D.F. 1980
11. "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA. HIDRAULICA FLUVIAL". Comisión Federal de Electricidad. Instituto de -- Investigaciones Electricas. México, 1981
12. COMISION ECONOMICA PARA ASIA Y EL LEJANO ORIENTE. "Rehabilitación de cuencas. El problema del sedimento". Naciones Unidas, Bangkok, 1953. Traducción por Jesus Medina Valdez
13. A.E.C. "Especificaciones de Inspección y Conservación de -- Obras Civiles en Centrales Hidroeléctricas. Cuencas". Gerencia de Generación y Transmisión. Depto. de Ing. Civil. C.F.E. México, junio 1982
14. GRUPO OFICINA DE CONTROL DE AZOLVES. "La sedimentación en las Presas de la C.F.E.". Departamento de Ingeniería Civil en -- Operación. Comisión Federal de Electricidad, México 1977
15. GONZALEZ MAAS HORACIO. "Experiencias en el Desazolve de Presas Por el Conducto de Fondo". Comisión Federal de Electricidad, México D.F. 1971
16. BASSI MOGUEL J. CARLOS. "Diseño Hidráulico de las Obras para Descarga de Sedimentos en Presas". Tesis Presentada para --- obtener el Título de Ing. Civil, en la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México D.F. 1988

17. TORRES HERRERA FRANCISCO. "Conveniencia de Disponer de Descargas de Fondo en Presas de Almacenamiento". Recursos Hidráulicos. Publicación técnica N° 2 Vol. VII, México 1978
18. I H C HOLLAND. "Ports and Dredging". Revista trimestral para la Industria de Dragado. Rotterdam, Holanda 1978
19. PRINCIPALES CARACTERISTICAS Y APLICACIONES DEL GAVION LEMAC. Artículo de Publicación Técnica, México 1982
20. HECTOR GARCIA G. y RAUL DE LA PARRA D. "Análisis de Sedimentos en la Cuenca del Río Santiago". Comisión Federal de Electricidad. Subdirección de Construcción. Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos. Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos Zona - Pacífico-Norte. México D.F. 1982
21. MORAZAN ESPINAL FELIX. "Estudio Económico en el Sistema Miguel Alemán". Depto de Ingeniería Civil, Rehabilitación de Cuencas. Comisión Federal de Electricidad, México D.F. 1975
22. "ESTUDIO DE DEPOSITO DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE DEL P.H. ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA". Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y Geotecnia. Depto. de Estudios Hidrometeorológicos. C.F.E. México D.F. 1984
23. I. MAYCOTTE JORGE. "Geología y Geotecnia del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, Guerrero". Presentación por Carrión Hernández Joaquin. C.F.E., México 1984
24. INSTRUCTIVO PARA ESTUDIO DE AZOLVES. IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS. Dirección General de Hidrología. Secretaría de Recursos Hidráulicos. 2a. Edición, México 1948
25. "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS FLUVIALES PARA LA PROTECCION CONTRA INUNDACIONES". Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica. Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica. Tomo I. S.A.R.H., México D.F. 1981