

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**Efecto de Regulación de Cuerpos de Agua en la
Producción de Sedimentos en Cuencas Hidrográficas.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
(HIDRÁULICA)

PRESENTA:

ZENAIDA MONTES ZARAZÚA

DIRIGIDA POR: DR. NABIL MOBAYED KHODR

SANTIAGO DE QUERÉTARO. JUNIO DE 2009



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias en Ingeniería con Línea Terminal en Hidráulica

Efecto de Regulación de Cuerpos de Agua en la Producción de Sedimentos en
Cuencas Hidrográficas.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias en Ingeniería con Línea Terminal en Hidráulica

Presenta:
Ing. Zenaida Montes Zarazúa

Dirigido por:
Dr. Nabil Mobayed Khodr

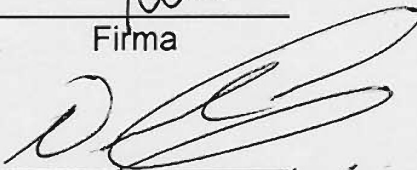
SINODALES

Dr. Nabil Mobayed Khodr
Presidente



Firma

Dr. Roberto de la Llata Gómez
Secretario



Firma

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos
Vocal



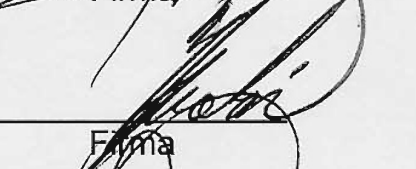
Firma

Dr. Alfonso Gutiérrez López
Suplente



Firma

Dr. Nicolás Caballero Guerrero
Suplente



Firma

Dr. Gilberto Herrera Ruiz
Director de la Facultad

Dr. Luis Gerardo Hernández Sandova
Director de Investigación y
Posgrado

RESUMEN

La mejor manera de conocer el impacto de la erosión hídrica en una cuenca es estudiar el proceso de azolvamiento de los embalses existentes, pues con trabajos topo-batimétricos se puede cuantificar la cantidad (en peso) del material retenido y analizar la forma como se distribuye dentro del vaso. También es factible hacer un ajuste entre los volúmenes retenidos y la producción de sedimento en la cuenca. La calibración de parámetros basada en la cuantificación de sedimentos por evento de tormenta, según la fórmula modificada de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (MUSLE), se refiere al ajuste de un coeficiente que agrupe todos los factores multiplicativos relacionados con los atributos físicos de una cuenca, supuestos constantes, después de ponderarlos en función del factor de erosividad por escurrimiento de todas las áreas tributarias en que se divida la superficie. El ajuste se obtiene cuando la aportación, retención parcial y consolidación de sedimentos en el embalse resulta equivalente a la pérdida de capacidad observada. En cuanto a la forma en que se deposita el material, se puede construir una curva tipo (como las propuestas en el método de área-reducción) con base en valores adimensionales de pérdida de área en el vaso a distintas alturas, medidas a partir del fondo original. Para probar los criterios propuestos, se ha elegido el caso de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro (México). Ya que la curva tipo puede indicar la cercanía (o no) de los depósitos a pie de presa, la diferencia entre los ajustes para dos batimetrías históricas (de 1992 y 2001) probó que ha ocurrido un desplazamiento paulatino del sedimento hacia la presa, tendiendo a su distribución final. En cuanto a la calibración, el coeficiente basado en la fórmula MUSLE se ha incrementado más del 55% para la última década (del período 1971-2000, esto es de 0.426 a 0.665). Con seguridad la superficie ha experimentado un deterioro importante, con pérdida de bosques (de pino y encino), abandono de tierras temporaleras (pastizales inducidos), sobrepastoreo y ausencia (o descuido) de prácticas de conservación.

Palabras clave: (Erosión hídrica, producción de sedimentos en cuencas, distribución del sedimento en embalses).

ABSTRACT

The best way of knowing the impact of water erosion in a watershed is by studying the sedimentation process in existing reservoirs, since the topo-batimetry works can be used to quantify the amount (in weight) of the retained material and analyze the way it is distributed within the reservoir. It is also feasible to make adjustments among retained volumes and sediment yield in the watershed. The calibration of parameters based on the quantification of sediments per storm event, according to the Modified Universal Soil Loss Equation (MUSLE), refers to the adjustment of a coefficient that lumps all the multiplicative factors related to the physical attributes of a watershed, supposedly constant, after they are weighted as a function of the erosivity factor from all the tributary areas the surface was divided in. The adjustment is obtained when the input, partial retention, and sediment consolidation in the watershed equals the observed loss of capacity. Regarding the way the material is deposited a type curve (such as the proposed in the area- reduction method) can be built based on dimensionless values of area loss in the reservoir at different levels, starting from the original bottom. In order to test the proposed criteria, the San Pedro Huimilpan reservoir in Queretaro, Mexico was chosen. Since the type curve may indicate how close the deposits are to the reservoir wall bottom, the difference between adjustments for two historic batimetric studies (1992 and 2001), prove there has been a gradual displacement of the sediments towards the reservoir wall bottom producing their final distribution. In regards to the calibration the coefficient based on the MUSLE formula has increased over 55% during the last decade (1971-2001) from 0.426 to 0.665. It is certain that surface deterioration has been important, with the loss of forest (pine and oaks), abandoning of rainfed lands (induced grasslands), overgrazing and the absence of conservation practices.

Key words: (water erosion, sediment yield, reservoir sediment distribution)

DEDICATORIAS

A Dios por darme la oportunidad de vivir este hermoso sueño que es la vida misma y estar conmigo a cada momento, impulsándome a seguir en cada instante, y haciéndome sentir como el León, el más valiente de los animales, que no retrocede ante nada.

A mis padres J. Pueblito Montes (†) quien se fue para convertirse en mi ángel inseparable y desde haya cuidarme en cada paso que doy, y Ofelia Zarazúa por su confianza, apoyo y amor incondicional en cada etapa de mi vida.

A mis hermanas Elda, Cary, y a mi hermano Franky, por ser más que hermanos amigos, guías, consejeros y por brindarme ese cariño tan especial siempre.

A mis Sobrinitos Ricky, Alex y Toñito, por darle a mi vida una enorme alegría y felicidad con solo una sonrisa o abrazo suyo.

A mi amigo Ing. Ricardo Bustos por sus consejos, paciencia y apoyo en esta etapa, y por estar siempre disponible cuando necesito ayuda.

A mi Jefe inmediato Ing. Benhur A. e Ing. José Luis y a el Presidente Municipal C. Ernesto Reyes (Administración 2006-2009) por su apoyo y comprensión de mis ausencias en el trabajo, para la realización de esta tesis.

Y a todos mis amigos (as) que de una manera u otra influyeron para que esta tesis llegase a buen término, solo quiero decirles que sin su apoyo no lo hubiese logrado, por todo ello, gracias.

AGRADECIMIENTOS

A mi padre Dios por darme la oportunidad de disfrutar una etapa más en mi vida.

A mis Padres J. Pueblito Montes (†) y Ofelia Zarazúa por confiar en mí y darme todo su apoyo incondicional siempre.

A mis Hermanas Elda, Cary y mi hermano Franky, por sus consejos y estar siempre unidos en las buenas y las malas.

A mis sobrinitos Ricky, Alex y Toñito, por sus sonrisas y hacer mi vida más feliz.

A él Dr. Arturo Dávila por ser un ejemplo de perseverancia y dedicación.

A mi amigo Ing. Ricardo Bustos por su gran apoyo y compartir conmigo este sueño.

A mis maestros, que me brindaron gran parte de sus conocimientos y tiempo, que ha contribuido en mi formación tanto profesional como personal, Dr. Eusebio Ventura, Dr. Alfonso Gutiérrez, Dr. Roberto de la Llata, Dr. Nicolás Caballero, M. en I. Filiberto Luna, Dr. Enrique González, y M. en I. Enrique San Román.

Y de manera súper especial a él Dr. Nabil Mobayed, por recibir de él todo su apoyo, conocimiento y confianza para la realización de la presente tesis.

ÍNDICE GENERAL

	Página
RESUMEN	I
ABSTRACT	II
DEDICATORIAS	III
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE GENERAL	V
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes y Justificación	1
1.2 Objetivos e Hipótesis	5
1.3 Programa de trabajo	6
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	8
2.1 Generalidades	8
2.2 Producción de Sedimentos por Evento de Tormenta	11
2.3 Producción Anual de Sedimentos	14
2.3.1 Formulaciones empíricas	15
2.3.2 Relación entre transporte de sedimentos y escurrimiento	18
2.4 Sedimentación de Embalses	21
2.4.1 Peso específico de los sedimentos	23
2.4.2 Eficiencia de retención de un embalse	25
2.4.3 Distribución de sedimentos en un embalse	33

3.	PROPUESTA METODOLÓGICA	44
3.1	Análisis de Datos Topo-Batimétricos	44
	3.1.1 Pérdida de capacidad en embalses	44
	3.1.2 Variación temporal de la pérdida de capacidad	48
3.2	Estimación de la Producción de Sedimentos	50
	3.2.1 Estimación por evento de tormenta	50
	3.2.2 Estimación mediante precipitación anual	57
	3.2.3 Calibración de parámetros basada en datos batimétricos	60
3.3	Distribución del Azolve Según Datos Batimétricos	66
3.4	Programa <i>RET_SED</i>	69
4.	CASO DE ESTUDIO. PRESA SAN PEDRO, HUIMILPAN	71
4.1	Descripción del Medio Físico	72
	4.1.1 Cuenca hidrográfica	72
	4.1.2. Presa San Pedro Huimilpan	76
4.2	Trabajos de Campo	78
	4.2.1. Levantamientos topo-batimétricos	78
	4.2.2. Muestreo del Sedimento	80
4.3	Información Pluviométrica	82
4.4	Resultados Producción y Retención de Sedimentos	86
	4.4.1 Producción anual de sedimentos	89
	4.4.2 Retención de sedimentos en el embalse	95
5.	CONCLUSIONES	104
	BIBLIOGRAFÍA	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		Página
2.1	Factores K y ω para estimar la densidad de los sedimentos.	24
2.2	Tipo de vaso según diversas características.	38
2.3	Altura y volumen de sedimento remanente (relativos), por tipo de vaso.	40
2.4	Coefficientes de ajuste a la ecuación de decremento de área a_j , según tipo de vaso (Método área-reducción).	42
3.1	Criterios para la distribución temporal (según el método SCS) y espacial (según programa HIDRAS) de la humedad antecedente.	56
3.2	Valores del parámetro k . Método de la SARH.	59
4.1	Cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan. Atributos físicos por microcuencas.	75
4.2	Presa San Pedro Huimilpan. Curvas elevación-área-capacidad del vaso.	78
4.3	Estación Huimilpan, Querétaro. Precipitación mensual del período 1973-1995.	82
4.4	Días con lluvia en el sitio de la estación climatológica Huimilpan, Qro., para el período 1971-2001, diferenciados según condiciones de humedad precedente.	85
4.5	Resultados del modelo hidrológico distribuido HIDRAS para simulación de eventos de lluvia-escorrentía en la cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan (Querétaro).	87

4.6	Estructura y contenido general del archivo de datos (en formato ASCII) para ejecución del programa RET_SED .	88
4.7	Calibración de los coeficientes δ_{USLE} y δ_{DB} relacionados con el cálculo de la producción de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro.	90
4.8	Cálculo de la producción anual de sedimento (Gs_k) en la cuenca del arroyo San Pedro y pérdida de capacidad (ΔV_k) en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan.	92
4.9	Presa San Pedro Huimilpan, Qro. Coeficientes de ajuste a la ecuación de decremento de área (Método área-reducción).	96
4.10	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Resultados al año 2030 para el nivel de azolve a pie de presa y pérdida de capacidad.	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	Componentes del transporte de sedimentos en una corriente.	10
2.2	Relación entre producción media de sedimento anual y tamaño de cuenca para regiones semi-áridas.	16
2.3	Distribución teórica de sedimentos en los embalses.	22
2.4	(a) Hidrogramas ejemplo de entrada y salida, generados mediante funcionamiento de vaso. (b) Hidrogramas acumulados, mostrando mostrando las cargas (plugs).	27
2.5	Curva de eficiencia de retención de Churchill.	30
2.6	Curva de eficiencia de retención de Brune.	31
2.7	Distribución de azolves en el método de área-incremento.	36
2.8	Distribución de sedimento en el método de área-reducción.	37
2.9	Altura y volumen acumulado (relativo) de azolve por tipo de vaso.	38
2.10	Altura a pie de presa y volumen remanente (relativos) por tipo de vaso.	39
2.11	Fracción de pérdida de área y altura (relativos) por azolvamiento, según el tipo de vaso.	42
3.1	Curva <i>elevación-capacidad</i> del embalse, antes y después del proceso de sedimentación en el embalse.	45

3.2	Ejemplo de relación característica entre gasto y concentración de sedimento en suspensión.	63
3.3	Formulario general de aplicación del programa RET_SED .	69
4.1	Cuenca tributaria de la presa San Pedro Huimilpan.	74
4.2	Cuenca tributaria de la presa San Pedro Huimilpan, sobrepuesta a la carta de uso del suelo.	74
4.3	Zona erosionada en la cuenca alta del arroyo San Pedro, Huimilpan.	75
4.4(a)	Vista general de la presa San Pedro Huimilpan.	76
4.4(b)	Vista general de la presa San Pedro Huimilpan.	77
4.5	Curvas originales elevación-área-capacidad, Presa San Pedro (1971).	77
4.6	Levantamiento topo-batimétrico de la presa San Pedro Huimilpan.	79
4.7	Curvas elevación-área-capacidad, Presa San Pedro Huimilpan (2001).	80
4.8	Resultados del análisis granulométrico de sedimento Presa San Pedro.	81
4.9	Tren de lluvias diarias en el sitio de la estación climatológica Huimilpan.	83
4.10	Producción anual de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro Huimilpan.	93
4.11	Acumulación neta de azolve en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan.	93
4.12	Acumulación neta de azolve en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan.	94

4.13	Relación entre escorrentía anual y producción de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro Huimilpan, con ajuste potencial indicativo (1971-2000).	94
4.14	Presa San Pedro Huimilpan. Curva altura-capacidad en escala logarítmica.	96
4.15	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Altura y volumen acumulado (relativo) del azolve con información topobatemétrica del año (a) 1992 y (b) 2001.	97
4.16	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Altura a pie de presa y volumen remanente (relativos) del sedimento, con información topobatemétrica del año (a) 1992 y (b) 2001.	98
4.17	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Fracción de pérdida de área y altura (relativos) por azolvamiento con información topobatemétrica del año (a) 1992 y (b) 2001.	99
4.18	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Curvas elevación área del embalse según datos de campo y pronosticadas al año 2030, según pérdida de capacidad del vaso en (a) 1992 y (b) 2001.	101
4.19	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Curvas elevación-capacidad del embalse según datos de campo y pronosticadas al año 2030, según pérdida de capacidad del vaso en (a) 1992 y (b) 2001.	102
4.20	Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Variación temporal del nivel de azolve a pie de presa en el período 1971-2030, con calibración de datos al año 2001.	103

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Debido a la preocupación que existe con relación a la pérdida de suelos en áreas afectadas por la intervención del hombre (deforestación, principalmente, y alteraciones de carácter morfológico) o efectos naturales que incidan en este fenómeno, resulta fundamental conocer los procesos que tienen lugar al momento de producirse la erosión hídrica y el transporte de sedimentos a nivel de cuencas hidrográficas. Uno de los procesos que puede mitigar el impacto generado por la producción de sedimento se relaciona con el efecto de regulación que ejercen los cuerpos de agua, artificiales (bordos, presas) o naturales (lagos, lagunas), en la cantidad de material de acarreo que aportan las corrientes como consecuencia de los procesos de erosión hídrica y socavación de los mismos cauces. Los sedimentos que pueden ser transportados son los que aportan el fondo y las orillas del cauce, además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca. Asimismo, el fenómeno puede impactar de manera adversa a dichos embalses, a medida que son objeto de un proceso de azolvamiento continuo que reduce su capacidad de almacenamiento.

Con frecuencia encontramos presas inutilizadas por el exceso de azolve; especialmente en zonas críticas como la región del Bajío, donde la precipitación es escasa (menor de 750 mm/año, de acuerdo con CONAGUA, 2008) y donde los eventos pluviales suelen ser torrenciales, produciendo erosión excesiva y crecientes que arrastran gran cantidad de sedimento. La hidráulica fluvial ha indagado cada vez más acerca del transporte y depósito de partículas, aunque todavía falta mucho por investigar en cuanto a la estimación de volúmenes anuales aportados y a la forma en la que ocurre la acumulación del azolve en los cuerpos de agua, ya sean naturales o artificiales.

La mayoría de los modelos comerciales que evalúan la llamada producción de sedimentos toman en cuenta la capacidad de transporte del sistema de drenaje y el efecto de regulación de los cuerpos de agua; sin embargo, pocas veces hacen una simulación de tipo “extendido” a nivel de embalses, en la que se evalúa el proceso de transporte y depositación del azolve y se estima qué fracción es aportada hacia aguas abajo de las estructuras de control. El conocimiento más aproximado de los fenómenos de erosión, transporte y depósito de partículas, con énfasis en el comportamiento del material en presencia de un cuerpo de agua, será fundamental para lograr mejores pronósticos, ya sea para evaluar el grado de impacto que trae consigo la pérdida de tierras en cuencas poco conservadas, o sea para diseñar la capacidad de retención de azolves en el caso de proyectos y obras hidráulicas.

Como antecedentes para esta tesis, el posgrado cuenta con: la investigación denominada *Técnicas de bajo costo para determinar la sedimentación de embalses* (Mobayed 2001 y López, 2002), en la que se logró obtener una metodología para evaluar el proceso de sedimentación en embalses existentes basada en la curva elevación-capacidad de los vasos, la medición del nivel de fondo y la granulometría característica del sedimento; y la tesis titulada *Modelo para estimar la tasa de entrega de sedimentos en cuencas, Caso de la presa El Batán, Querétaro* (Rivas, 2004), donde se ha formulado un modelo que aprovecha los resultados de la investigación antes mencionada, para evaluar el proceso continuo de erosión y transporte de partículas y determinar con ello el comportamiento de la llamada tasa efectiva de aportación de sedimentos.

Existen algunos modelos matemáticos que simulan, con bases físicas, la erosión y sedimentación por evento de tormenta a nivel de cuenca (por ejemplo, SEDIMOT (Wells *et al*, 1980, y Barfield *et al*, 1980) y DEPOSITS (Ward *et al.*, 1977). Sin embargo estos modelos requieren, como base de datos, información fisiográfica

e hidrometeorológica completa (con la cual no siempre se cuenta), cuya preparación y habilitado se llevan a cabo prácticamente en forma manual.

En contraste, el presente trabajo se basará en los modelos previamente habilitados para estudiar el comportamiento del azolve dentro de los embalses; y se desarrollarán nuevos procedimientos para ajustar parámetros característicos en ecuaciones que determinan la producción de sedimentos –por eventos de precipitación o en forma anualizada– con base en la pérdida de capacidad medida en los embalses mediante trabajos de levantamiento topo-batimétrico. Todas las evaluaciones habrán de ser sistematizadas para facilitar los procedimientos de calibración de parámetros (en cuanto a producción de sedimentos), las técnicas de inferencia (que determinan la cantidad neta de azolve depositada) y el pronóstico de la capacidad remanente del embalse a largo plazo.

De acuerdo con estos antecedentes, el trabajo debe abordar aspectos físicos, experimentales y estadísticos relacionados con la ecuación universal de pérdida de suelos (*USLE*, Wischmeier y Smith, 1965, 1978), con la ecuación universal de pérdida de suelos modificada (*MUSLE*, Williams, 1977), y con la fórmula de transporte de sedimentos propuesta por Williams (1978). Asimismo, tomará en cuenta los componentes de lluvia, escurrimiento, sedimentación y control de azolves que forman parte del modelo de depositación que se pretende habilitar.

El trabajo involucra tópicos de la hidráulica fluvial relacionados con la sedimentación de embalses. Se hace un análisis acerca de la aportación de sedimentos en las cuencas hidrográficas, en especial con respecto a la llamada producción de sedimentos. De manera particular, se tratan temas relacionados con la eficiencia de retención y con la distribución del sedimento en los embalses; se hacen planteamientos teóricos, tanto para flujo permanente como transitorio, y se revisan los modelos empíricos alternativos más conocidos en la materia.

Se da énfasis al comportamiento del azolve depositado en los embalses, no sólo para conocer la forma en que habrá de evolucionar la capacidad remanente del vaso por la retención de más sedimento sino también para inferir de mejor manera la cantidad acumulada en el cuerpo de agua, esto en función de: la forma del embalse mismo, sus condiciones habituales de operación, las características granulométricas del sedimento acumulado y, en fin, conforme a la modificación observada en las curvas de elevación-área-capacidad que se reconstruyan con base en trabajos recientes de levantamiento topo-batimétrico.

La pérdida de capacidad que se determine por comparación entre las condiciones originales del vaso y las actuales, permite estimar una cantidad neta –en peso– del sedimento aportado durante cierto número de años, el cual puede ser relacionado con los volúmenes de escurrimiento superficial que, en ese tiempo, hayan reconocido al embalse. Tal información se puede obtener de registros hidrométricos (por ejemplo, en una estación de aforos) o inferir mediante técnicas de simulación, sea por eventos (como una modelación de período extendido basada en el tren histórico de lluvias y en las características fisiográficas de la cuenca tributaria) o en forma anualizada (con base en modelos de cuantificación de la esorrentía estimada en función de la precipitación anual y coeficientes de escurrimiento característicos).

Expresiones conocidas para estimar la producción de sedimentos, por eventos (como la forma modificada de la ecuación de pérdida de suelos, o MUSLE) o en forma anual (según ecuaciones semi-empíricas que la relacionan con diversidad de variables), pueden ser re-calibradas en función de la cantidad real neta acumulada en los embalses y, con ellas, hacer pronósticos más confiables del proceso de sedimentación a largo plazo, tendientes a conocer la vida útil esperada de la obra de regulación.

Por la importancia de saber cuál es el nivel que puede alcanzar el azolve a “pie de presa”, en especial porque compromete la operación de las estructuras de control (vertedor y, sobre todo, la obra de toma), resulta fundamental el análisis detallado de la forma en que se distribuye el sedimento a lo largo del embalse, esto es en la que se modifica la dimensión de las superficies del vaso para diferentes alturas del mismo por depositación (irregular y heterogénea) del material sedimentario.

1.2 OBJETIVOS E HIPÓTESIS

El objetivo general del estudio consiste en proponer una metodología para evaluar la producción de sedimentos en una cuenca, en función de la capacidad de regulación y forma de retención del azolve en cuerpos de agua. Los objetivos específicos son: (1) efectuar un pronóstico del proceso de azolvamiento futuro en vasos que involucre la producción de sedimentos, eficiencia de retención, consolidación del material y, sobre todo, forma particular de distribución del sedimento a lo largo del embalse definida mediante trabajos de levantamiento topo-batimétrico; (2) integrar metodología para calibrar parámetros de las ecuaciones que cuantifican la producción de sedimentos, a las técnicas que analizan la sedimentación en cuerpos de agua, esto para tener una herramienta capaz de efectuar una evaluación conjunta de los procesos mencionados; (3) probar las formulaciones metodológicas propuestas en algún embalse de la región que cuente con información fisiográfica de su cuenca, datos de precipitación y, al menos, un trabajo de levantamiento topo-batimétrico.

HIPÓTESIS. La cantidad neta (en peso) y forma de distribución del azolve retenido en un embalse permite determinar la producción de sedimentos en su cuenca vertiente, por eventos y anualizada, además de pronosticar su capacidad remanente y condiciones de operación a largo plazo.

1.3 PROGRAMA DE TRABAJO

En principio, se hace una recopilación de datos relacionados con la sedimentación de embalses que se encuentran en el estado de Querétaro, particularmente dentro de la región hidrológica de la cuenca Lerma-Chapala. Se busca información bibliográfica y se trata de tener acceso a bases de datos (si es que existen) a través de *Internet*. Se establece contacto con la Comisión Nacional del Agua, Comisión Estatal de Aguas y Gobierno del Estado para recopilar más información, en especial sobre trabajos de batimetría.

Las presas o bordos que se lleguen a estudiar (presa San Pedro Huimilpan y, como segunda opción, la presa El Batán), deben disponer de información sobre su curva original de elevación-área-capacidad. Posteriormente, se procede a cuantificar las áreas y volúmenes actuales de los vasos, con el fin de evaluar su pérdida de almacenamiento a lo largo de los años. Paralelamente, se toman muestras granulométricas del sedimento para hacer después una caracterización y relacionarla con la cantidad acumulada de azolve. Tales muestras, por cierto, son analizadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad.

Paralelamente, se hace un análisis de los métodos existentes más reconocidos (de acuerdo con la revisión bibliográfica que se realice, lo que incluye los trabajos antecedentes desarrollados dentro del posgrado), mediante los cuales se puede conocer la producción de sedimentos en una cuenca, ya sea por eventos de precipitación o en forma anualizada. Se aplican diversas pruebas para verificar la bondad de estos métodos al momento de estimar la cantidad neta de azolve acumulado en los embalses, aunque se plantean procedimientos tendientes a recalibrar sus parámetros más característicos hasta obtener cantidades similares entre aporte de sedimentos y volumen del material retenido en los cuerpos de agua.

Además de estudiar la producción de sedimentos a nivel de cuenca, se analizan el comportamiento del azolve dentro de los embalses (particularmente, para el caso de estudio) a partir de la información que se obtenga mediante trabajos de levantamiento topo-batimétrico. Tomando en cuenta las técnicas de análisis existentes (como los conocidos métodos de área-incremento y área-reducción), se hace una caracterización propia de la forma en que se ha distribuido el material sedimentario, a fin de que el resultado sea utilizado para determinar curvas de elevación-área-capacidad más acordes a la morfología actual del embalse.

Con todo lo anterior, puede configurarse una herramienta de cálculo que sirva para calibrar parámetros de las ecuaciones que cuantifican la producción de sedimentos, a las técnicas que analizan la sedimentación en cuerpos de agua, logrando con ello hacer una evaluación conjunta de los procesos mencionados.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1 GENERALIDADES

Para abordar la temática relacionada con los fenómenos inherentes a los procesos de erosión hídrica, transporte y depósito de sedimentos, se darán primero algunas definiciones básicas:

EROSIÓN. Es un proceso de degradación, transporte y depositación de materiales del suelo por agentes erosivos (Ellison, 1947). Tal erosión puede ser producida principalmente por la acción del viento (eólica) y del agua (hídrica). La erosión hídrica se genera cuando las gotas de lluvia que caen sobre un suelo tienen suficiente energía para remover partículas del mismo, dejándolas libres para que puedan ser transportadas por la escorrentía superficial hacia las corrientes de drenaje. En la actualidad la magnitud de la erosión hídrica se mide por medio de la pérdida de suelo. Esta pérdida es un índice medio anual del potencial erosivo de la cuenca; se calcula por medio de fórmulas semiempíricas y se expresa en toneladas por hectárea por año (ton/ha/año).

Los estudios semiempíricos que existen sobre el tema consideran que solamente un pequeño porcentaje de la pérdida de suelo llega hasta la corriente de drenaje y puede entrar a formar parte de la carga en suspensión. Los factores que actúan en la generación de la pérdida de suelo en una cuenca son los siguientes:

- a) Lluvia. Es el agente que inicia el proceso erosivo. La magnitud de su efecto depende de su distribución temporal y espacial sobre la cuenca; y para cuantificarla es indispensable analizar las intensidades de lluvias de corta duración, su frecuencia y cobertura sobre el área de la cuenca.

- b)** Morfometría del área vertiente. Las características morfométricas de la zona potencialmente erosionable son el área, longitud de recorrido de la escorrentía y pendiente del terreno.
- c)** Suelo. Es un factor que incluye textura y estructura del propio suelo al momento de comenzar las lluvias.
- d)** Cobertura vegetal. Es un factor importante en la generación y transporte de la erosión pluvial, especialmente en el período inicial del aguacero. Depende del tipo de cultivo (cuando tal cobertura corresponde a zonas agrícolas), el sistema de siembra y las prácticas de manejo.

TRANSPORTE. El movimiento de sedimentos en las corrientes y ríos presenta dos formas: transporte en suspensión y arrastre de fondo. Los sedimentos en suspensión están constituidos por partículas finas que se mantienen en suspensión por turbulencia de la corriente y sólo se asientan cuando la velocidad del flujo disminuye. Las partículas sólidas de mayor tamaño son arrastradas a lo largo del lecho de la corriente y se designan con el nombre de arrastre de fondo. Existe un tipo intermedio de movimiento en el que las partículas se mueven dando rebotes o saltos, a veces tocando el fondo y a veces avanzando en suspensión hasta que vuelven a caer. A este movimiento se le denomina saltación y es una parte muy importante del proceso de transporte; en la corriente líquida la altura de los saltos puede ser reducida y no distinguirse realmente del arrastre de fondo.

De acuerdo con lo anterior, la carga total de sedimentos que transporta una corriente natural es la suma de tres componentes: carga o arrastre de fondo, sedimentos en suspensión y sedimentos en saltación. La **Figura 2.1** ilustra estos componentes en un tramo de corriente superficial por lo que ocurre determinado flujo o escurrimiento.

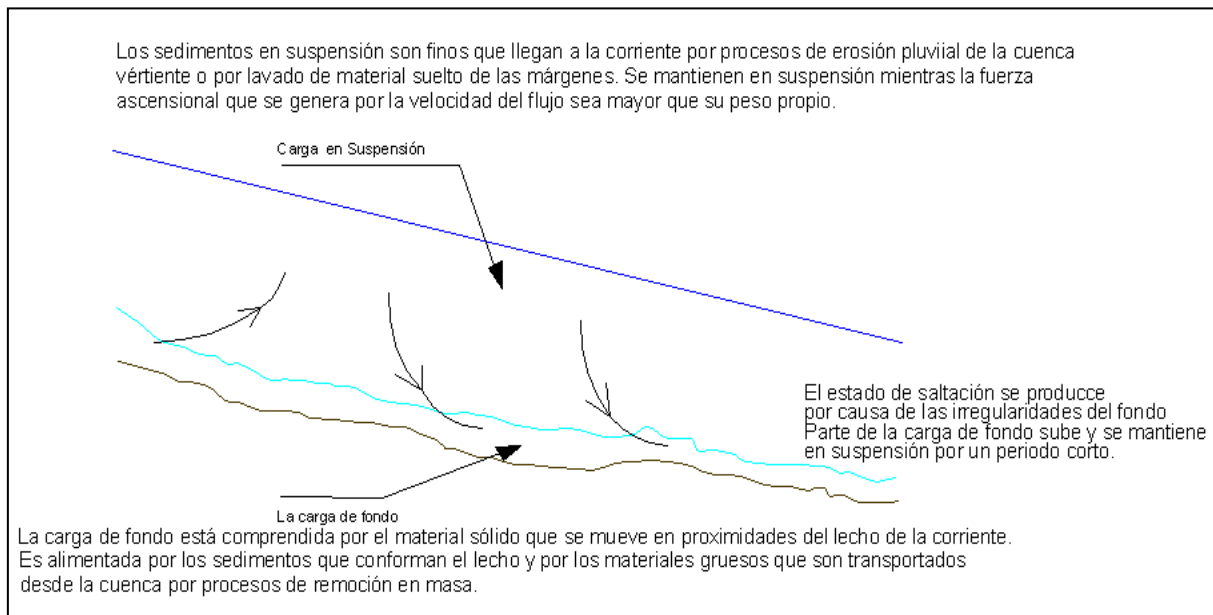


Figura 2.1 Componentes del transporte de sedimentos en una corriente.

DEPOSITACIÓN DE SEDIMENTOS. La magnitud del proceso de sedimentación (depósito de partículas) depende estrechamente del nivel de erosión en la cuenca y de la capacidad del transporte del río, ya que el agua también desprende material de fondo del cauce y lo traslada en su curso hacia zonas más bajas (Foster y Meyer, 1972). A nivel de cuerpos de agua o embalses, la sedimentación de un vaso está asociada a la llamada *eficiencia de retención* (expresada de manera porcentual) y a la cantidad de sedimentos que aporta la cuenca.

PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA CUENCA. Con frecuencia, los ingenieros dedicados al diseño de obras hidráulicas buscan establecer relaciones únicas (y confiables) entre la cantidad del sedimento medido en las corrientes y el grado de erosión de una cuenca hidrográfica. Los problemas para evaluar de manera confiable el volumen de sedimento que transportan los ríos –causante de fallas en la operación de obras de toma en presas, el control de inundaciones, la protección de márgenes, etc.– se deben a factores como los siguientes:

- a) Deficiencia en la información cartográfica e hidrometeorológica de las cuencas vertientes (desconocimiento de caudales líquidos y sólidos) en la mayoría de los ríos.
- b) Desarrollo aún incompleto de los métodos para medición de sedimentos y para aplicación de fórmulas empíricas a casos reales.
- c) Cambio en las prácticas tradicionales de manejo de la cuenca, después de construidas las obras, que vuelven imprecisa la estimación a nivel proyecto.
- d) Deficiencia al estimar la tasa remanente de sedimentos, después que se produce la erosión; ya sea por efecto de regulación en los cuerpos de agua, o por la capacidad de transporte del sistema de drenaje en una cuenca.

Así que, para lograr un buen diseño de las obras destinadas al control de sedimentos, es necesario evaluar la mejor relación que existe entre la cuenca como productora de sedimentos y el río como conductor de los mismos. Pueden existir cantidades importantes del material erosionado, por ejemplo, que no contribuyen al sedimento en la corriente debido a que se deposita antes de que llegue a ellas. La proporción de sedimento que llega a la corriente en comparación con el material que se produce y mueve dentro del área tributaria se denomina tasa de producción de sedimentos, la cual puede representar un porcentaje mínimo cuando existen depresiones o zonas con vegetación densa donde se retiene la mayor parte del suelo.

2.2 PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS POR EVENTO DE TORMENTA

La producción de sedimentos en la cuenca puede ser estimada mediante la ecuación universal de pérdida de suelos modificada *MUSLE* (Williams, 1977). Tal modificación consiste básicamente en usar un factor de erosividad por escurrimiento $11.8 \cdot (q_{p(i)} V_i)^{0.56}$ para determinar la producción de sedimentos, en lugar del llamado factor de erosividad por precipitación, *R*:

$$Y_i = 11.8 \cdot (q_{p(i)} V_i)^{0.56} K_i L S_i C_i P_i \quad (2.1)$$

donde Y_i es la producción de sedimentos por evento de tormenta que entrega cada área tributaria i , en toneladas métricas (ton), esto cuando la cuenca es dividida en n de unidades de escurrimiento o microcuencas; V_i es el volumen de escurrimiento que genera la microcuenca i para determinado evento, en m^3 ; $q_{p(i)}$ es el gasto pico del hidrograma propio de cada área i , en m^3/s ; K_i es el llamado factor de erodabilidad del suelo, expresado como la pérdida de suelo por unidad de índice erosivo, en $ton \cdot h / (MJ \cdot mm)$; LS_i es el factor de longitud y pendiente (adimensional); C_i es el factor de cobertura y manejo de cultivos, para el área i , que se expresa como la relación entre la pérdida de suelo de una condición específica y un lote de referencia (adimensional); y P_i es el factor de práctica de conservación, expresado como una relación entre la erosión de una parcela específica y la erosión en un terreno sin práctica (adimensional).

Williams (1977) sugirió que el valor ponderado por área que debe ser usado para obtener el valor de los factores de la ecuación anterior, en cuencas no homogéneas, puede ser obtenido de la siguiente manera:

$$FP = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \cdot A_i}{A_{TOTAL}} \quad (2.2)$$

donde: FP es el factor ponderado (sea K , LS , C , o P); F_i es el valor de dicho factor en el área A_i ; A_{TOTAL} es el área total de drenaje y n , es el número de superficies con igual valor del parámetro o factor F . Es importante también mencionar, que una de las limitaciones en la ecuación de Williams (*MUSLE*) es que proporciona mejores resultados cuando se trabaja con cuencas menores a 100 km^2 .

Una vez que se cuenta con los resultados sobre producción de sedimentos en la cuenca, se debe aplicar un modelo que calcule el transporte de los mismos, desde el lugar donde son producidos hasta el sitio donde se depositan. Williams (1978) propuso un modelo matemático simple por medio del cual se determina cómo varía la carga de partículas en el flujo a través del tiempo y la distancia. En este modelo, se asume que el cambio temporal en la carga de sedimentos es una función de: el diámetro D de la partícula, la propia carga de sedimentos Y en el flujo, y el tiempo de caída t (para asentamiento) de tales partículas. Esta relación está dada por:

$$\frac{dY}{dt} = -BY\sqrt{D} \quad (2.3)$$

donde B es una constante de reducción (en la cantidad de sedimento), referida también como un coeficiente de tránsito. La ecuación anterior puede ser reestructurada e integrada para determinar la producción de sedimentos en cualquier tiempo,

$$Y = Y_0 e^{-BT\sqrt{D}} \quad (2.4)$$

donde Y_0 es la producción de sedimentos en determinada sección aguas arriba o inicial, y T es el tiempo de transporte a través de la cuenca hasta su punto de salida. La producción total de sedimentos a la salida de la cuenca se estima al sumar la contribución de cada subcuenca, tal como se indica en la siguiente ecuación:

$$Y_{TOTAL} = \sum_{i=1}^n Y_i e^{-BT_i\sqrt{D_{m(i)}}} \quad (2.5)$$

donde Y_{TOTAL} es la producción total de sedimentos en la cuenca, T_i es el tiempo de transporte de la subcuenca o microcuenca i hasta la salida de la cuenca, Y_i es la

producción de sedimentos para dicha subcuenca (obtenida por medio de la ecuación *MUSLE*), $D_{m(i)}$ es el diámetro medio de las partículas de sedimentos en la subcuenca i , y n es el número de áreas tributarias.

Se supone que B es el factor de transporte para la cuenca, asociado al decaimiento en la producción de sedimentos. Si $B \approx 0$, la producción total equivale a la suma de las aportaciones parciales. Se puede observar también que si las microcuenca son grandes o su diámetro de partícula es significativo, la retención propia tiende a ser mayor (puesto que el factor de decaimiento tiende a cero) y, por ende, su aportación de sedimentos se reduce.

Suponiendo condiciones de homogeneidad, Williams (1978) propuso un criterio inicial para evaluar el factor B como una función de las características hidrológicas de la cuenca:

$$Q_{p\ TOTAL}^{0.56} = \sum_{i=1}^n (V_i q_{p(i)})^{0.56} e^{-BT_i \sqrt{D_{m(i)}}} \quad (2.6)$$

Puesto que volúmenes y gastos pico son conocidos, el coeficiente B pasa a ser la incógnita y su valor se determina mediante un proceso de iteraciones sucesivas.

2.3 PRODUCCIÓN ANUAL DE SEDIMENTOS

La estimación de la cantidad de sedimento sirve para determinar: el azolvamiento en los cuerpos de agua a largo plazo, la variación temporal de la carga de sedimentos para modelar procesos de transporte y depósito de partículas, y la identificación espacial de fuentes aportadoras de sedimento para reducir el impacto de la pérdida de suelos (Morris y Fan, 1998).

Existen métodos para calcular la producción de sedimentos en sitios que pueden disponer o no de datos de medición. Si bien algunos modelos de cómputo se basan en algoritmos sofisticados, sus resultados pueden resultar inciertos cuando la base de datos está incompleta o no es del todo confiable. En cualquier caso, siempre será más conveniente utilizar varios métodos para cuantificar la producción de sedimentos, con fines comparativos y de verificación (MacArthur *et al.*, 1990).

Con frecuencia, la cantidad de sedimentos producidos se estima de manera incorrecta, básicamente porque la cuenca es modificada con el tiempo: se construyen nuevos embalses aguas arriba, se modifica el uso del suelo, ocurren cambios geo-morfológicos o se presentan eventos catastróficos (inundaciones, incendios) que complican la predicción y fiabilidad de las proyecciones a largo plazo. Por ejemplo, Tejwani (1984) examinó los estudios de sedimentación de 21 embalses en Indiana (EUA) y encontró que las estimaciones fueron inferiores a las proyectadas, con resultados entre 40 y 2166% más altos que el valor de diseño. Gran parte del problema se atribuyó a la degradación de las cuencas. Por el contrario, el aporte de sedimentos al lago Mead, en el río Colorado, resultó menor de lo previsto debido a la construcción de embalses aguas arriba.

2.3.1 Formulaciones empíricas

Los trabajos topo-batimétricos de embalses ubicados en determinada región pueden ser utilizados para estimar la pérdida de almacenamiento (producción de sedimentos) por unidad de área. Este es un procedimiento simple que permite definir, con base en las mediciones, una relación entre la producción de sedimento (expresada en miles de $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{año}$, o en $\text{mm}/\text{año}$) y la superficie tributaria o cuenca (en km^2), esto para efectuar estimaciones preliminares en zonas afines donde se tenga contemplada la construcción de alguna obra de almacenamiento. En la preparación de estas relaciones o gráficos, como el mostrado en la **Figura 2.12**, es importante

que las cuencas de los embalses tengan condiciones geológicas y edafológicas similares entre sí.

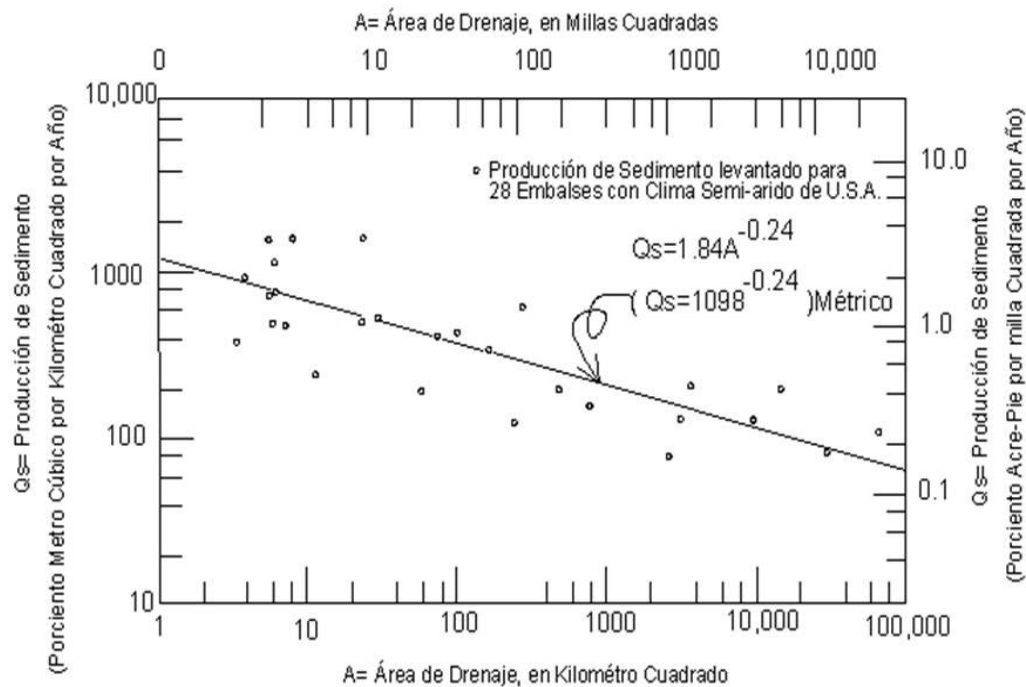


Figura 2.10 Relación entre producción media de sedimento anual y tamaño de cuenca para regiones semi-áridas, al oeste de los EUA (Strand y Pemberton, 1987)

En la literatura técnica, existen muchos criterios empíricos de fácil aplicación que proponen tablas, gráficas o formulaciones para estimar la aportación de sedimentos en una cuenca. Dentro de las fórmulas empíricas de aplicación general, por su sencillez destacan las expresiones de Fournier (1960) y las de Jansen y Painter (1973). Las ecuaciones del primer autor, asociadas a distintos climas, fueron simplificadas en una sola por Douglas (1976), sin perder su nivel de confiabilidad:

$$\log(g_s) = 2.65 \cdot \log(X) + 0.46 \cdot \log\left(\frac{h_m^2}{A}\right) - 1.56 \quad (2.7)$$

g_s es la aportación de sedimentos, en $\text{ton}/\text{km}^2/\text{año}$; X es el llamado factor climático anual de Fournier, en mm, definido como $X = Pm^2/Pa$ o sea el cociente de la precipitación mensual máxima al cuadrado dividido entre la lluvia anual; h_m es la altura media de la cuenca, en m (ponderada), y A su superficie, en km^2 . Cabe decir que la expresión se desarrolló con información de 46 cuencas, cuyas áreas varían entre 100 y 2000 km^2 .

Por su parte, Jansen y Painter utilizaron variables climáticas, hidrológicas y topográficas para cuantificar la aportación de sedimentos por cuenca, y llegaron después a una fórmula general con un coeficiente de correlación igual a 0.761:

$$\log(g_s) = -20.032 + 0.100\log(D) - 0.314\log(A) + 0.75\log(H) + 1.104\log(P) + 0.368\log(T) - 2.324\log(V) + 0.786(G) \quad (2.8)$$

En este caso, D es el escurrimiento específico medio anual, en m^3/km^2 ; A , el área de la cuenca, en km^2 ; H , la altitud media de la cuenca, en msnm; P , la precipitación media anual, en mm; y T , la temperatura media anual, en $^{\circ}\text{C}$. V es un coeficiente asociado al tipo de vegetación natural dominante en la cuenca ($V = 4$ para bosque; 3, pasto; 2, estepa o vegetación herbácea; y 1, desierto); en tanto que G es un parámetro relacionado con la edad de las formaciones geológicas ($G = 3$, Paleozoico; 5, Mesozoico; 6, Cenozoico; y 2, Cuaternario).

Dendy y Bolton (1976) relacionaron la cantidad de sedimento específico (por unidad de área) de aproximadamente 800 embalses localizados en la Unión Americana, con superficies de cuenca que fluctúan entre 2.5 y 78,000 km^2 y alturas de escurrimiento anual de hasta 330 $\text{mm}/\text{año}$. La relación obtenida fue la siguiente:

$$\frac{S}{S_R} = \left(\frac{A}{A_R}\right)^{-0.16} \quad (2.9)$$

donde S es la cantidad (o producción) de sedimento específico, en $\text{ton}/\text{km}^2/\text{año}$ (o $\text{ton}/\text{mi}^2/\text{año}$, en el sistema inglés de unidades); S_R es una cantidad de sedimento de referencia ($576 \text{ ton}/\text{km}^2/\text{año}$, o $1645 \text{ ton}/\text{mi}^2/\text{año}$); A , área de la cuenca, en km^2 (o mi^2); y A_R , valor de referencia para las áreas de cuenca (2.59 km^2 , o 1.00 mi^2).

En 505 sitios, por cierto, fue posible también contar con información de la escorrentía media anual (cuencas aforadas). Al involucrar estos datos en el ajuste potencial, los autores definieron dos ecuaciones para estimar la producción de sedimento específica, la primera para una escorrentía media anual menor o igual a 508 mm (20 pulgadas), y la segunda para valores que excedan este límite:

$$\frac{S}{S_R} = C_1 \cdot \left(\frac{Q}{Q_R}\right)^{0.46} \left[1.43 - 0.26 \cdot \log\left(\frac{A}{A_R}\right)\right] \quad \text{para } Q \leq 508 \text{ mm/año} \quad (2.10a)$$

$$\frac{S}{S_R} = C_2 \cdot e^{(-0.11 \cdot Q/Q_R)} \left[1.43 - 0.26 \cdot \log\left(\frac{A}{A_R}\right)\right] \quad \text{para } Q > 508 \text{ mm/año} \quad (2.10b)$$

En las ecuaciones anteriores, $C_1 = 0.375$ (o 1.07 para unidades del sistema inglés); $C_2 = 0.417$ (ó 1.19); Q es la escorrentía media anual de la cuenca, en $\text{mm}/\text{año}$ (ó $\text{plg}/\text{año}$); y Q_R es el valor de referencia ($508 \text{ mm}/\text{año}$ ó $20 \text{ plg}/\text{año}$).

2.3.2 Relación entre transporte de sedimentos y escurrimiento

Cuando se analiza en forma estadística el registro de gastos medios diarios en la sección de aforo de un río, es frecuente que la ocurrencia de los mismos siga una función de densidad de probabilidad de tipo log-normal (Kottegoda, 1980), en correspondencia con el histograma de frecuencia del caudal. Dicha función se expresa como:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) ; \quad z = \frac{\ln Q - \mu_{LQ}}{\sigma_{LQ}} \quad (2.11)$$

donde z es la variable estandarizada para el logaritmo natural del gasto Q ; μ_{LQ} y σ_{LQ} son la media y desviación estándar para el logaritmo natural de Q , cuya relación con la media aritmética y varianza del gasto, Q_m y σ_Q^2 , están dadas por:

$$\mu_{LQ} = \frac{1}{2} \ln\left(\frac{Q_m^4}{Q_m^2 + \sigma_Q^2}\right) ; \quad \sigma_{LQ}^2 = \ln\left(\frac{Q_m^2 + \sigma_Q^2}{Q_m^2}\right) \quad (2.12)$$

Aún cuando en ocasiones puedan obtenerse aproximaciones mejores con otras funciones de densidad de probabilidad (log-normal de tres parámetros, gamma), la ventaja de ésta es que facilita el manejo algebraico y permite vincularla con las ecuaciones potenciales del gasto sólido. Sea entonces el gasto sólido $G = gB$ correspondiente al arrastre de fondo en todo lo ancho B de cierto cauce, donde hay sedimento susceptible de ser arrastrado. Si fuera factible definir una expresión del $\ln G$ en términos de la variable estandarizada z , o sea $\ln G = g(z)$, resulta evidente que

$$\mu_{LG} = \int_{z_1}^{\infty} g(z) \cdot f(z) dz ; \quad \sigma_{LG}^2 = \int_{z_1}^{\infty} [g(z) - \mu_{LG}]^2 \cdot f(z) dz \quad (2.13)$$

Se considera acotado el límite inferior de las integrales, de manera que z_1 corresponda al gasto mínimo Q_1 , a partir del cual se produce el inicio de arrastre o se valida la función $g(z)$. Una vez determinadas la media y varianza anteriores de $\ln G$, el gasto sólido medio G_m puede calcularse directamente con la expresión:

$$G_m = [\exp(2\mu_{LG} + \sigma_{LG}^2)]^{1/2} \quad (2.14)$$

Una relación adecuada entre los gastos líquido y sólido, que permite encontrar una expresión para $g(z)$, corresponde a una relación potencial entre G y Q (Díaz y Maza, 1986; Mobayed, 1988) tal que,

$$G = K_0 Q^{K_1} \quad (2.15)$$

En efecto, al escribir la ecuación anterior en forma logarítmica, así como sumar y restar adecuadamente los parámetros de ajuste para el gasto líquido, μ_{LQ} y σ_{LQ} (ecuaciones 2.12), resulta que

$$\ln G = g(z) = a + bz \quad (2.16)$$

donde $a = \ln(K_0) + K_1 \mu_{LQ}$ y $b = K_1 \sigma_{LQ}$.

Al sustituir la ecuación anterior en las expresiones (2.13) e integrar, se obtiene:

$$\mu_{LG} = aF(-z_1) + bf(z_1) \quad (2.17a)$$

$$\sigma_{LG}^2 = (a^2 + b^2 + \mu_{LG}^2) \cdot F(-z_1) + b(2a + z_1) \cdot f(z_1) - 2\mu_{LG}^2 \quad (2.17b)$$

donde $F(-z_1) = 1 - \int_{-\infty}^{z_1} f(z) dz$ es el valor de la función de distribución normal para $-z_1$; y $f(z_1)$ es el valor de la función de densidad de probabilidad para z_1 .

Cuando no existe restricción para el gasto de inicio de arrastre, o ésta puede involucrarse en la relación potencial de los gastos, entonces $F(-z_1) = 1$ y $f(z_1) = 0$ por lo que, simplemente:

$$\mu_{LG} = a = \ln(K_0) + K_1 \cdot \mu_{LQ} \quad (2.18a)$$

$$\sigma_{LQ}^2 = b^2 = (K_1 \cdot \sigma_{LQ})^2 \quad (2.18b)$$

2.4 SEDIMENTACIÓN DE EMBALSES

Además de la escorrentía, los ríos transportan partículas de sedimento hacia aguas abajo. Por eso, cualquier embalse que sea receptor de corrientes naturales, estará sujeto a cierto grado de sedimentación. La magnitud de tal proceso dependerá estrechamente del nivel de erosión en la cuenca, pero también de la capacidad de transporte del río, pues el agua también desprende material de fondo del cauce y lo traslada en su curso hacia zonas más bajas.

Al existir una obra de retención (presa, bordo) o un almacenamiento natural, decimos que el agua se remansa, o sea que la sección transversal del flujo se incrementa y su pendiente hidráulica y velocidad media disminuyen, por efecto del propio almacenamiento. Lo anterior hace que la capacidad de transporte de sedimentos sea insuficiente y, por ende, que las partículas comiencen a asentarse.

Por lo general, los sedimentos más gruesos se depositan a la entrada del embalse, esto es en la zona de remanso, lo que da lugar a la formación de deltas. En cambio, las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en las partes más quietas y profundas. El proceso de traslado del material fino en suspensión, cuando se presenta una creciente, puede ocurrir con relativa rapidez debido al fenómeno conocido como corriente de densidad (fluido de mayor densidad –mezcla de agua y sedimento fino– que se traslada a través de uno menos denso –el agua relativamente clara del embalse). La **Figura 2.3** nos muestra el perfil de un vaso y algunos detalles de los procesos descritos (Campos, 1980).

El grado de sedimentación de un vaso está asociado a la llamada eficiencia de retención del embalse (expresada de manera porcentual) y, naturalmente, a la cantidad de sedimentos que aporta la cuenca. Cuando el volumen de azolve es considerable, la retención no sólo implica que el vaso pierda capacidad; significa también que el fondo se sobreeleva, especialmente donde se forma el delta, y origina problemas de remanso más severos (desbordamientos, inundaciones).

Los efectos que trae consigo la sedimentación de embalses son de diversa índole: técnicos, cuando provoca inundación de tierras, daña el equipo mecánico de las presas (obturación, abrasión) o dificulta la regulación de volúmenes aprovechables por falta de capacidad; sanitarios y ecológicos, cuando origina nuevas zonas de encharcamiento y favorece la eutrofización en los cuerpos de agua; económicos, por un incremento obligado en los trabajos de desazolve y, peor aún, por una reducción anticipada de su vida útil.

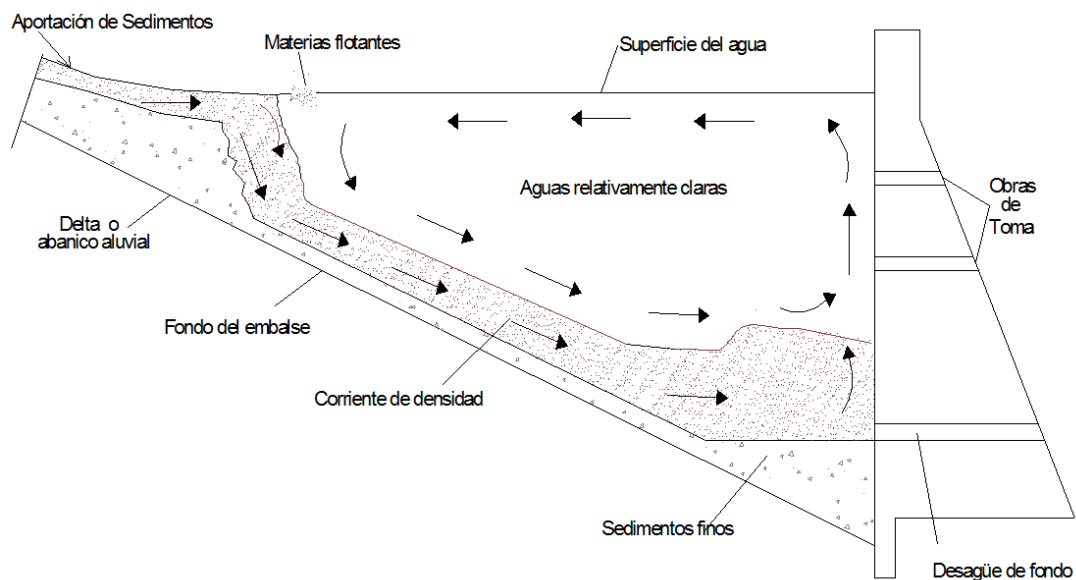


Figura 2.3 Distribución teórica de sedimentos en los embalses (Campos, 1980)

2.4.1 Peso específico de los sedimentos

La mayoría de los métodos que determinan la cantidad de sedimentos generados por una cuenca, o arrastrados por las corrientes, estiman su magnitud en unidades de flujo másico o peso por unidad de tiempo. Puesto que la pérdida de capacidad en los embalses se expresa como volumen, es natural involucrar el peso específico o peso volumétrico del sedimento para evaluar tal pérdida.

El peso específico de los sedimentos no es constante; más bien varía en forma espacial (dentro del embalse) y temporal debido a factores tales como: el origen del material, tamaño y textura; forma en la que es operado el vaso; velocidad de compactación o consolidación de los sedimentos depositados; geometría del propio almacenamiento; acción de las corrientes de densidad; etc.

Un hecho indiscutible es que el peso específico del azolve –salvo algún caso excepcional– se incrementa año con año debido al proceso de consolidación del material depositado en el fondo. Por eso, conocer el peso volumétrico y la granulometría del sedimento es indispensable para inferir la manera en la que se va comportar su densidad y, por ende, el volumen que ocupará con el tiempo dentro del vaso. Lane y Koelzer (1943), basados en mediciones del peso de sedimentos en embalses, presentaron una relación para estimar su densidad (peso específico), tomando en cuenta el tamaño de las partículas, la forma de operación del embalse y el tiempo:

$$\rho_d = \rho_{di} + K \cdot \log T \quad (2.19)$$

ρ_d es la densidad (peso específico) con una edad de T años, en kg/m^3 ; ρ_{di} es la densidad inicial, tomada usualmente después de un año de consolidación; K es una constante que depende del material y tipo de operación del vaso (ver **Tabla 2.1**).

Miller (1953), por integración de la ecuación anterior, obtuvo la densidad promedio de los sedimentos después de T años de operación, ρ_{da} , durante los cuales el azolve se ha acumulado con una tasa relativamente uniforme:

$$\rho_{da} = \rho_{di} + 0.434 \cdot K \left[\frac{T}{T-1} (\log_e T) - 1 \right] \quad (2.20)$$

Mediante 1316 muestras, Lara y Pemberton (1963) actualizaron el criterio de Lane y Koelzer para determinar el peso unitario inicial de los sedimentos. Siguiendo técnicas estadísticas y criterios básicos de la mecánica de suelos, encontraron que

$$\rho_{di} = \omega_c P_c + \omega_m P_m + \omega_s P_s \quad (2.21)$$

donde P_c , P_m y P_s son los porcentajes de arcilla, limo y arena del sedimento entrante; ω_c , ω_m y ω_s las densidades respectivas (pesos específicos) en kg/m^3 , cuyo valor se obtiene de la tabla siguiente:

Tabla 2.1 Factores K y ω para estimar la densidad de los sedimentos

Embalse (operación)	Valores de K			Valores de ω (kg/m^3)		
	Arcilla	Limo	Arena	Arcilla	Limo	Arena
Sedimentos siempre sumergidos	256.3	91.3	0.0	416	1,120	1,552
Embalses moderadamente vacíos	134.6	28.8	0.0	560	1,136	1,552
Embalses normalmente vacíos	0.0	0.0	0.0	640	1,152	1,552
Sedimentos del fondo de los ríos	–	–	–	960	1,168	1,552

Los criterios descritos son utilizados por el *Bureau of Reclamation* de los EUA, pero éste considera una densidad inicial más baja y la supone función del tamaño medio de las partículas: 48 kg/m^3 para arcilla (diámetro menor a 0.001 mm); 368 kg/m^3 para limo con diámetro entre 0.001 y 0.004 mm, 880 kg/m^3 entre 0.004 y 0.016

mm, y 1264 kg/m^3 entre 0.016 y 0.064 mm. Finalmente supone 1376 kg/m^3 para arenas con diámetro entre 0.064 y 0.125 mm, y 1424 kg/m^3 con diámetros mayores.

2.4.2 Eficiencia de retención de un embalse

La eficiencia de retención de un embalse se refiere a la cantidad de sedimento que entra y es retenida en el cuerpo de agua. También se conoce como la capacidad del vaso para inducir el depósito de sedimentos transportados por las corrientes superficiales, y se expresa como la fracción retenida del volumen (o peso) total de partículas que aporta la cuenca. El sedimento depositado en el fondo de los embalses sufre una consolidación que hace que su volumen disminuya con el tiempo.

Se considera que los grandes embalses, tal vez con una capacidad mayor a 12 millones de m^3 , tienen una eficiencia de retención cercana o igual al 100% (Campos, 1980). Aunque el sedimento en ellos puede moverse por el fondo en corrientes de densidad y eventualmente ser eliminado por la descarga de la presa, la cantidad no resulta significativa con respecto al volumen total, pero sí aceptable como un diferencial en favor del dimensionamiento de la obra.

Existen diversidad de modelos numéricos para simular el proceso de retención del sedimento en cuerpos de agua, tanto en condiciones de régimen permanente como transitorio. Cuando se presentan escurrimientos variables en el tiempo, por ejemplo, se emplea con frecuencia el modelo de carga de flujo (del inglés, *plug flow model*) desarrollado para estudiar el proceso de sedimentación en pequeños almacenamientos y para mejorar el diseño de estructuras de retención (Ward et al, 1977). El procedimiento de cómputo, empleado como un módulo del popular programa SEDIMOT, es también conocido por sus siglas DEPOSITS (abreviatura de DEtention Performance Of Sediments In Trap Structures).

El referido programa genera primero el hidrograma de salida, a partir de su similar entrada, mediante un funcionamiento de vaso convencional (**Figura 2.4a**). Calcula luego las curvas de volumen acumulado, como el área bajo la curva de cada uno para diferentes tiempos, y las expresa en una gráfica de porcentaje contra tiempo, de manera que el 100% corresponda al volumen total de entrada (**Figura 2.4b**). Así, el tiempo comprendido entre las dos curvas, para una misma ordenada o volumen, equivale al tiempo de residencia de dicho volumen dentro del embalse.

A continuación, el algoritmo divide el eje vertical en intervalos de igual magnitud (cargas o *plugs*), obtiene su tiempo de residencia (distancia horizontal entre curvas, al centro del intervalo) y determina la profundidad media de agua en ese tiempo. Para calcular la concentración del sedimento efluente, divide esta profundidad en cuatro partes y estima, con la ley de Stokes, qué tamaño de partícula puede “caer” un cuarto de profundidad durante el tiempo de residencia, y cuáles la mitad, tres cuartos así como la profundidad completa. Si j se usa para denotar cada una y $d_{c,j}$ para nombrar el diámetro de la partícula que logra alcanzarla, entonces la concentración de salida por cada capa, $C_{sal,j}$ se expresa como:

$$C_{sal,j} = C_{ent} \cdot \Delta F(d_{c,j}) \quad (2.22)$$

donde C_{ent} es la concentración inicial (como peso del sedimento entre peso del agua) y $\Delta F(d_{c,j})$ la fracción de sedimento efluente menor que la partícula de diámetro $d_{c,j}$. Tal fracción, por ejemplo, puede leerse como ordenada en la conocida curva granulométrica del sedimento entrante. De esta manera, el cálculo se repite por cada intervalo del hidrograma acumulado (plug), obteniendo la concentración efluente como la suma de sus cuatro valores $C_{sal,j}$. Por su parte, el material retenido corresponde al total de fracciones por intervalo que alcanzaron el fondo del vaso, dentro de su tiempo de residencia.

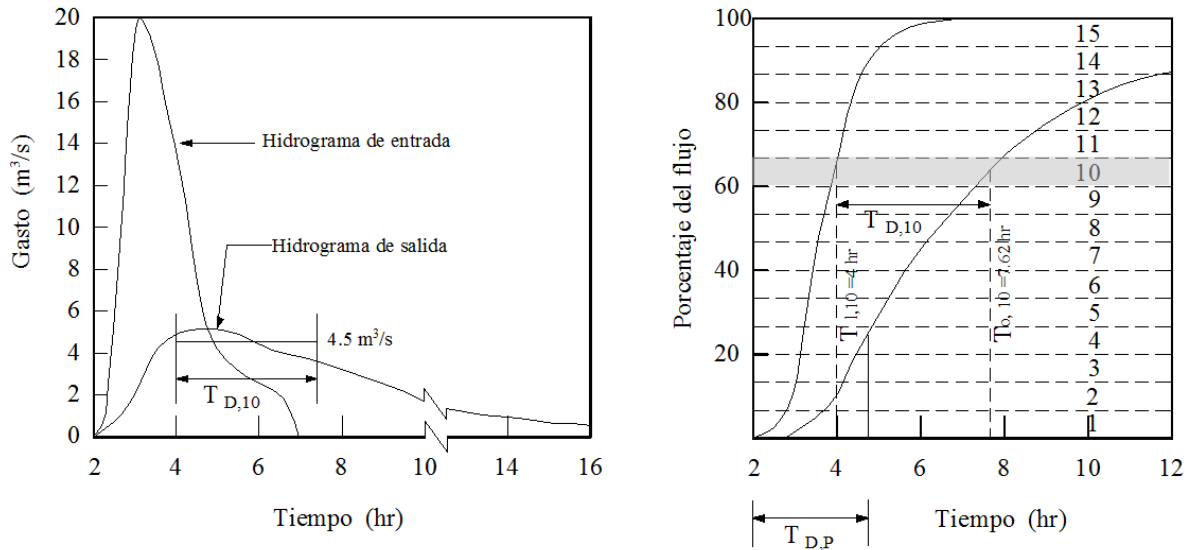


Figura 2.4 (a) Hidrogramas ejemplo de entrada y salida, generados mediante funcionamiento de vaso. (b) Hidrogramas acumulados, mostrando las cargas (plugs) como intervalos de igual magnitud

Un modelo como el descrito estima eficiencias de retención razonablemente precisas, pero no hace un seguimiento adecuado de todo el proceso (predicción de tiempo de sedimentación o cambio temporal de concentraciones). Sin embargo, existen algunos modelos basados en la ecuación de transporte de sedimentos, expresada en su forma conservativa. Tomemos, por ejemplo, el teorema de transporte de Reynolds, pero aplicado a un elemento diferencial de volumen fluido dA y masa unitaria dm :

$$\frac{dB}{dt} = \frac{d}{dt}(\beta\rho) dV + \beta\rho (\mathbf{V} \cdot d\mathbf{A}) \quad (2.23)$$

Como sabemos, B es cualquier propiedad del campo fluido, de densidad ρ y velocidad de flujo \mathbf{V} , en tanto que $\beta = \frac{\partial B}{\partial m}$. Aceptando que $\beta = Cm = C_p \nabla$, en el caso que

nos ocupa, entonces $\beta = C$. Al admitir que la única variación de β ocurre a través de la superficie de control (segundo término) y que la densidad es constante, obtenemos

$$\frac{d}{dt}(C\forall) - C(\mathbf{V} \cdot d\mathbf{A}) = 0 \quad (2.24)$$

Wilson y Barfield (1984) propusieron el esquema de solución CSTRS, que consiste en dividir el cuerpo del embalse en segmentos de volumen \forall_i y área S_i (en planta), denominados reactores o cámaras, y suponer que el flujo es transitorio, 1D y no turbulento. En diferencias finitas, obtuvieron

$$\frac{(C\forall)_i^{n+1} - (C\forall)_i^n}{\Delta t} - [(CQ)_i + (CQ)_{i-1} - (CV_s S)_i]^{n+1/2} \approx 0 \quad (2.25)$$

Q es el gasto o caudal; $i-1$ se refiere al segmento previo, adyacente a i ; n y $n+1$ indican variables del instante conocido y desconocido (t y $t + \Delta t$), mientras $n + \frac{1}{2}$ significa un promedio aritmético de variables en n y $n+1$. La complicación principal se presenta con el término asociado a la velocidad de caída, puesto que debe aplicarse no sólo al sedimento entrante del reactor previo sino también al que permanece en el segmento desde el instante anterior y que aún no ha llegado al fondo del vaso (aquí ya no se maneja un tiempo de residencia, sino un lapso Δt).

Posteriormente, los mismos autores formularon el modelo BASIN (en 1985), más general, donde utilizaron el concepto de reactores para predecir el tiempo de residencia de las partículas, así como la teoría de difusión para representar el depósito de sedimento debido a los efectos de gravedad y turbulencia. Incluyeron también la modelación de cambios eventuales provocados por acorazamiento o re-suspensión de partículas del fondo.

Por cuanto hace a la precisión de resultados, se ha comprobado que el modelo DEPOSITS, basado en el concepto de flujo excedente, es tan confiable como CSTRS o BASIN para predecir la eficiencia de retención de un embalse. Sin embargo, éstos son mejores para determinar la curva granulométrica del material efluente, así como la forma y magnitud del sedimentograma de salida (Haan *et al.*, 1994).

MODELOS EMPIRICOS ALTERNATIVOS

Con el paso del tiempo investigadores diversos han propuesto procedimientos empíricos para evaluar la eficiencia que tienen los embalses para retener azolve. Algunos fueron desarrollados a partir de datos de campo, pero sin tomar en cuenta muchos de los factores que, se sabe, afectan el proceso de movimiento y acomodo de partículas. Brown (1950) encontró una curva que relaciona la eficiencia de retención E con el cociente ∇ / A_{CUENCA} , esto es la capacidad del embalse dividida entre su área de captación (en millones de m^3/km^2):

$$E = 1 - \frac{1}{1 + 2100 K \cdot (\nabla / A_{CUENCA})} \quad (2.26)$$

K es un coeficiente numérico que puede valer: 0.043 o 1.00, según se quiera definir la curva envolvente inferior o superior; y 0.100, para establecer la curva de diseño. La separación que se advierte entre las envolventes (dado el rango de K) es consecuencia del efecto que tienen diversos factores para favorecer o no el depósito de sedimentos, por ejemplo: características del material (tamaño, forma, peso, distribución); tiempo de permanencia del escurrimiento en el embalse (dada su geometría o forma de operación); tipo de obra de toma, etc.

Churchill (1948), basado también en datos de embalses, desarrolló un método empírico que toma en cuenta el tiempo de residencia (T_{RET}) y la velocidad del flujo por el vaso. En esencia, emplea una gráfica logarítmica (**Figura 2.5**) que relaciona la eficiencia de retención y lo que el autor denomina índice de sedimentación, dado por

$$\sigma = \frac{T_{RET}}{V_c} = \frac{\nabla / Q_{md}}{Q_{md} / A_{SUP}} = \frac{\nabla \cdot A_{SUP}}{Q_{md}^2} \quad (2.27)$$

Como vemos, el denominador es la velocidad crítica calculada en función del gasto medio diario del año por analizar, Q_{md} (en m^3/s); y el numerador es el tiempo de retención, tomado como la relación entre volumen ∇ del vaso y Q_{md} . Tal volumen (expresado en m^3), debe asociarse al nivel medio anual de operación, lo mismo que el área superficial promedio del embalse, A_{SUP} (en m^2). Este último valor, por cierto, puede calcularse como $A_{SUP} = \nabla / L_{VASO}$; el denominador representa la longitud mayor del cuerpo de agua para el nivel medio referido (Campos, 1980).

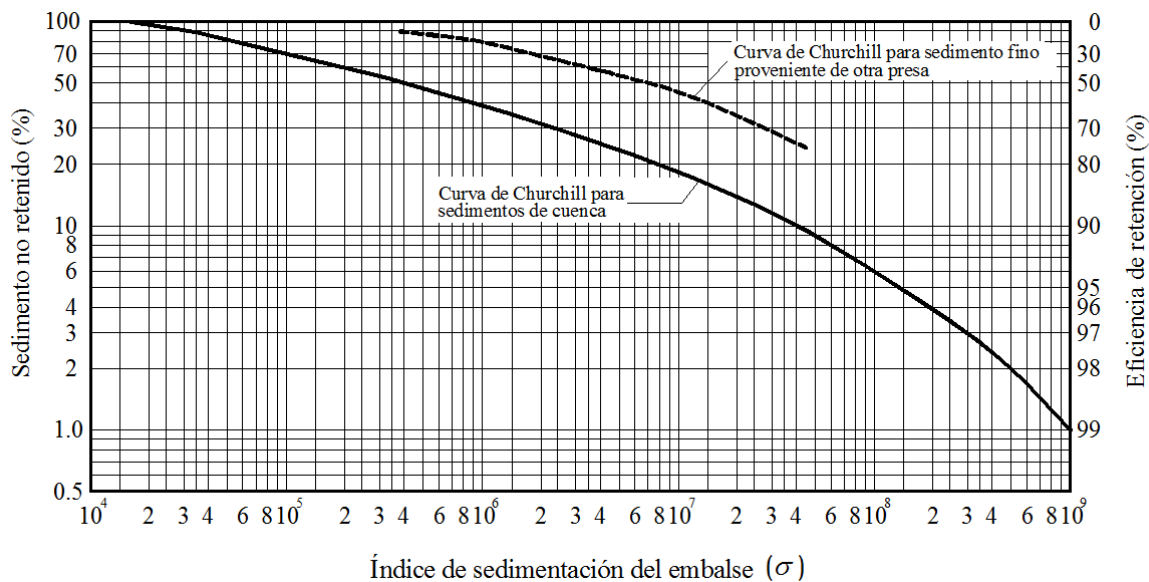


Figura 2.5 Curva de eficiencia de retención de Churchill (1948)

De manera similar, Brune (1953) formó una curva de eficiencia de retención con base en datos de 44 embalses normalmente llenos en términos del cociente

adimensional que definen la capacidad total, ∇ , y el escurrimiento medio anual, Q_{ANUAL} (Figura 2.6):

$$\omega = \frac{\nabla}{Q_{ANUAL}} \quad (2.28)$$

A pesar de que el autor señala un rango confiable de estimación, acotado por dos curvas envolventes, el ajuste parece sobreestimar la eficiencia en estructuras o presas para control de azolves que operan con embalses semivacíos (Haan et al, 1994). Como en el caso anterior, el método no toma en cuenta las características del sedimento; sin embargo, Szechowycs y Qureshi (1973) sugieren que la envolvente superior sea utilizada para sedimento compuesto de partículas gruesas (o finas altamente floculadas) y la inferior para material de grano fino (o coloidal disperso).

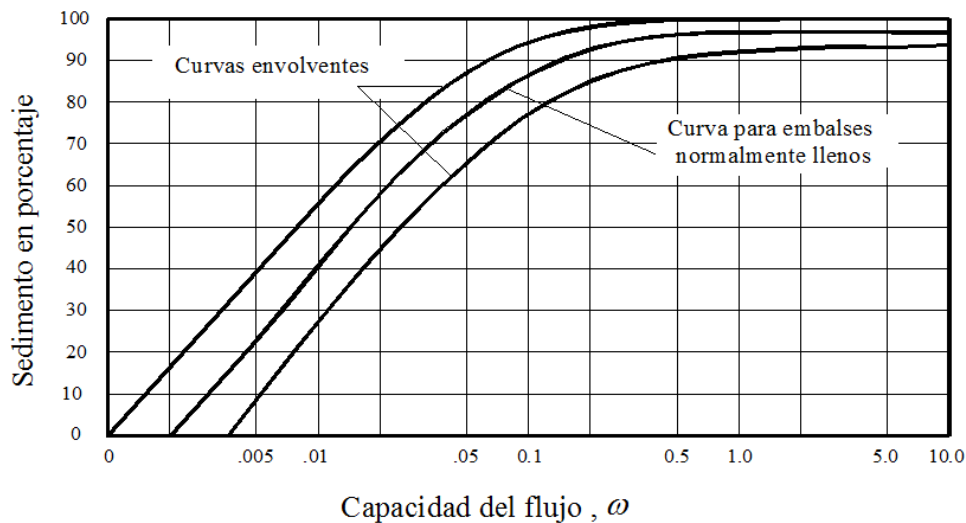


Figura 2.6 Curva de eficiencia de retención de Brune (1953)

Empleando el mismo índice ω , Karaushev (1973) propuso una expresión analítica para calcular la eficiencia de retención E , en embalses pequeños:

$$E = 1 - (1 - \omega) \exp\left(\frac{-\phi\omega}{1-\omega}\right) \quad (2.29)$$

en donde $\phi = \frac{V_s T_s}{H}$ es un parámetro que relaciona la velocidad media de caída de las partículas V_s (en m/s), la duración del período de descarga sobre el vertedor T_s (en seg), y la elevación media del embalse H (en m). El autor encontró que su ecuación corresponde aproximadamente a la curva empírica de Brune, cuando $\phi = 30$. Recomendó, por su parte, estimar la velocidad media de las partículas como promedio:

$$V_s = \sum_{i=1}^n p_i \cdot v_s(d_i) \quad (2.30)$$

siendo $v_s(d_i)$ la velocidad de caída para una partícula de tamaño d_i , calculada por ejemplo con la ley de Stokes; y p_i la fracción o intervalo de ordenada en la curva granulométrica, asociado a dicha partícula.

Un criterio empírico interesante, de la *Central Water and Power Comission* de la India, consiste en estimar la cantidad de azolve en función del valor típico asociado a tres grandes rangos: $90 < E \leq 100\%$ para sedimento grueso ($d > 0.20$ mm) y todo el transporte de fondo (que no va en suspensión); $80 < E \leq 90\%$ para sedimento mediano ($0.075 < d \leq 0.20$ mm); y solamente $0 < E \leq 5\%$ para el sedimento fino, dado su comportamiento físico-químico ($d \leq 0.075$ mm).

De las formulaciones empíricas señaladas, las gráficas de Brune y Churchill son tal vez las más difundidas; sin embargo, adolecen de algunos parámetros básicos relacionados con las características del sedimento, modo de operación y forma de los embalses. Mediante análisis teórico, Shen (1975) demostró que estos méto-

dos sobreestiman la eficiencia de retención cuando las partículas son pequeñas, pero la subestiman cuando son grandes.

2.4.3 Distribución de sedimentos en un embalse

El efecto de remanso que produce un almacenamiento en una corriente natural, hace que la capacidad de transporte de sedimentos resulte insuficiente y, por ende, que las partículas comiencen a asentarse. Por lo general, los sedimentos más gruesos se depositan a la entrada del embalse, en la zona de remanso, lo que da lugar a la formación de deltas. En cambio, las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en las partes más quietas y profundas. Se menciona también que el proceso de traslado del material fino en suspensión, cuando se presenta una creciente, puede ocurrir con relativa rapidez debido al fenómeno conocido como corriente de densidad, esto es fluido de mayor densidad (mezcla de agua y sedimento fino) que se traslada a través del agua relativamente clara del embalse.

La forma compleja en la que ocurren los procesos de sedimentación hace que la distribución del material contra lo que supone mucha gente no sea en forma de estratos horizontales “a pie de presa” sino a lo largo y ancho del cuerpo de agua, en altitudes diversas, de acuerdo con la propia hidrodinámica del flujo y el comportamiento físico-químico de las partículas que viajan en suspensión o por causa del llamado arrastre de fondo.

Una manera de pronosticar el modo en que puede ocurrir la distribución de azolve en un embalse y, por ende, la evolución de su capacidad de almacenaje, es con la aplicación de modelos capaces de reproducir todas las facetas del fenómeno (al menos aquéllas que dan lugar a un mayor depósito de material). Existen modelos físicos y también numéricos, aunque estos últimos tienen mayores ventajas: son naturalmente más económicos; pueden simular el proceso a largo plazo, con variaciones estacionales de operación y escurrimiento; y representan con menos dificultad

el comportamiento de las partículas ya que el factor de escala, en los modelos físicos, complica notablemente la expresión del fenómeno en todos sus aspectos.

En el subcapítulo anterior, fueron presentadas algunas expresiones para modelar el proceso de transporte y depósito de sedimentos, aplicadas al flujo 1D y no permanente. Una generalización al caso tridimensional, para simular los procesos morfológicos involucrados en el transporte de sedimento en suspensión, fue planteada por Van Rijn (1987):

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uc) + \frac{\partial}{\partial y}(vc) + \frac{\partial}{\partial z}[(w - w_s)c] = \frac{\partial}{\partial x}(\varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(\varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(\varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z}) \quad (2.31)$$

siendo c la concentración de sedimento (en volumen por m^3 de agua); u, v, w las componentes locales de velocidad (en m/s) respecto a la dirección x (longitudinal), y (transversal) y z (vertical); w_s la velocidad de caída de las partículas en suspensión (en m/s); y $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ los coeficientes de mezcla de sedimento (difusividad) según las tres direcciones cartesianas (en m^2/s). Aplicando un modelo matemático que supone profundidades locales del agua, h (en m), así como perfiles logarítmicos de velocidad, se puede obtener un campo de flujo cuasi-tridimensional para resolver la ecuación de transporte (2.19). Las ecuaciones diferenciales conservativas de masa y cantidad de movimiento pueden consultarse en la referencia señalada, al igual que las expresiones para los coeficientes de difusividad y el tratamiento de las condiciones de frontera (entrada, salida y fondo del cuerpo receptor).

Un planteamiento como el descrito, de por sí complejo, no incluye la dinámica del transporte de fondo –que origina mayormente la formación del delta, en la zona de remanso– ni fenómenos tales como la estratificación de flujo o las ya mencionadas corrientes de densidad.

La mayor incertidumbre, sin embargo, no estriba en la calidad de respuesta del modelo sino en los datos inherentes al tren de escorrentía esperado o en las características del sedimentograma de entrada, por decir lo menos. Por eso, la precisión con la que se haga el modelo, sea físico o numérico, no implica un pronóstico más acertado en cuanto a la distribución futura de azolve dentro del embalse.

Ante un panorama como el referido, resulta valioso rescatar de la literatura algunos métodos sencillos, de carácter empírico, que ayudan a predecir la forma en la que se distribuye el sedimento o, mejor dicho, en que se modifica la curva original de elevación-capacidad cuando se conoce la cantidad de material que puede llegar a la presa. Se trata de procedimientos ingeniosos que, a pesar de su sencillez, no adolecen de la precisión que necesitamos para establecer algunos criterios aproximados de inferencia sobre el fenómeno que nos ocupa.

MÉTODO DE ÁREA - INCREMENTO

Se trata de un ajuste matemático, propuesto por Cristofano (1953, citado por Campos, 1980) que expresa el volumen de sedimento depositado y distribuido en el vaso después de N años, $\Delta \nabla$ ó $\Delta \nabla_N$ (según la notación utilizada), como una función lineal de la profundidad h alcanzada por el sedimento a pie de presa:

$$\Delta \nabla = \nabla_h + A_h \cdot (H - h) \quad (2.32)$$

En este caso, H es la profundidad máxima del embalse o diferencia máxima entre el fondo original del vaso y el nivel de aguas normales (capacidad total), en m; A_h es el área de embalse original para la altura h , después de la sedimentación, en m²; y ∇_h es el volumen original asociado a la altura h , ahora lleno de sedimento, en m³.

En la **Figura 2.7**, además de mostrar las variables definidas, se ejemplifica el criterio en el que se basa el método: la reducción de área, por efecto del azolve, es siempre igual al valor A_h para cualquier elevación del vaso; de ahí que, multiplicado por la altura $(H - h)$, represente el volumen acumulado a partir de la altura h .

El algoritmo se usa para definir la capacidad futura, dado cierto volumen total de sedimento y la curva elevación-área-capacidad original. Lo que se hace es suponer la profundidad alcanzada por el azolve, h ; determinar su área A_h y capacidad ∇_h mediante la curva y, con tales valores, calcular el volumen $\Delta \nabla$ (ecuación 2.32). El proceso se repite hasta que el resultado sea igual a la cantidad dada de sedimento. Luego, se eligen elevaciones arbitrarias a partir de la altura h y se resta el valor A_h a sus áreas originales para construir la nueva curva de elevación-área y, con ella, la de capacidad. El resultado es un gráfico que expresa tanto la reducción de volumen como la distribución del material en el embalse debido al proceso de sedimentación.

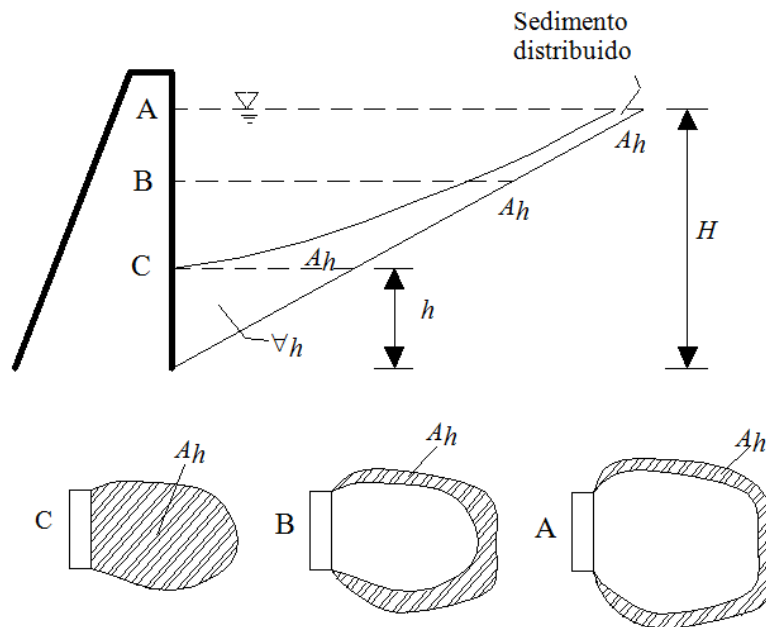


Figura 2.7 Distribución de azolves en el método de área-incremento. La pérdida de superficie es constante para todas las elevaciones, a partir de la altura h .

MÉTODO DE ÁREA - REDUCCIÓN

Este método fue desarrollado por Borland y Miller (1958), con información de 30 presas. Esta técnica clasifica primero al vaso de acuerdo con cuatro tipos o formas de distribución del sedimento y, luego, ayuda a obtener su curva elevación–capacidad futura mediante ciertas relaciones adimensionales, dado un volumen de azolve por acumular (**Figura 2.8**).

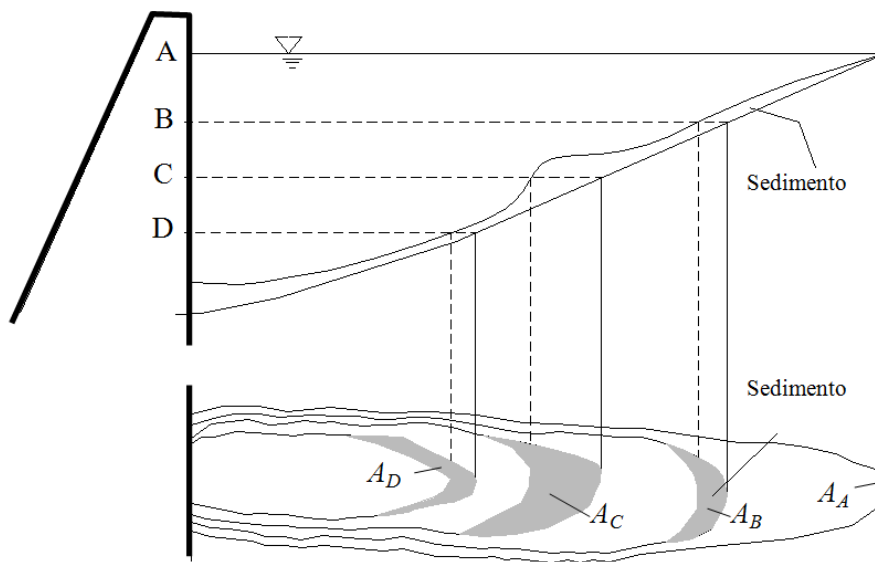


Figura 2.8 Distribución de sedimento en el método de área–reducción. La pérdida de superficie cambia de una a otra elevación: se tiene un valor máximo (A_C , mayor que A_B y A_D) y valor nulo para la altura máxima H .

Los autores, en efecto, construyeron cuatro tipos de relaciones entre el porcentaje de altura del vaso, $p_j = \frac{h_j}{H}$, y el correspondiente porcentaje de volumen total de sedimentos, $Vp_j = \frac{\Delta V_j}{\Delta V}$, según se muestra en la **Figura 2.9**. El tipo de embalse, asociado a la forma, ubicación, forma de operación y tamaño del sedimento, se elige de acuerdo con los criterios expresados en la **Tabla 2.2**.

Tabla 2.2 Tipo de vaso según diversas características.

Tipo de vaso	<i>M</i> (Forma)	Por ubicación	Por operación (niveles)	Por tamaño de sedimento
I	3.5 a 4.5	De lago	Niveles altos	Arenas /gravas
II	2.5 a 3.5	Planicie de inundación /Pie de montaña	Variación moderada	Limos
III	1.5 a 2.5	De colina	Variación considerable	Arcillas
IV	1.0 a 1.5	De cañada	Embalse vacío	

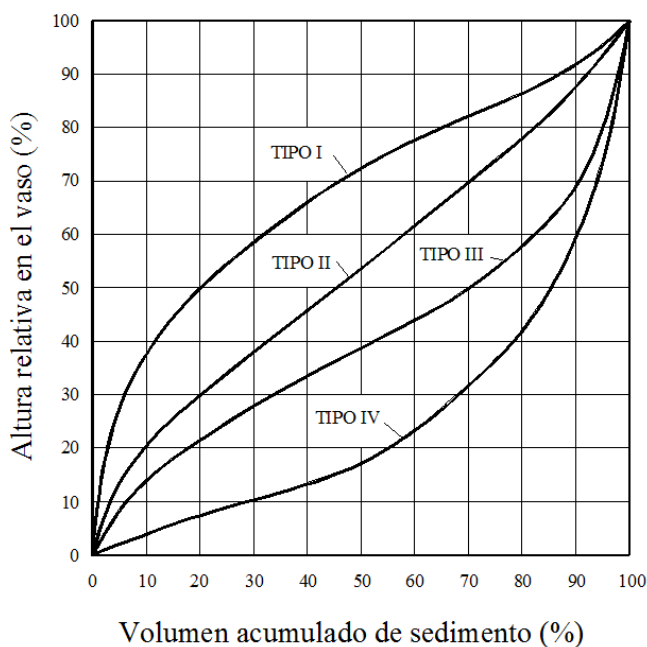


Figura 2.9

Altura y volumen acumulado (relativo) de azolve por tipo de vaso (Borland y Miller, 1958)

El coeficiente *M* es el inverso $1/m$ de la pendiente de ajuste lineal entre el logaritmo de la capacidad $\log(\nabla)$, en millones de m^3 , y el logaritmo de la altura $\log(h)$, en m. Tal pendiente puede obtenerse también al hacer la gráfica de ∇ y h en el llamado papel log-log. Para elegir el tipo de vaso, entonces, se calcula primero *M* y verifica la ubicación del embalse; luego se revisa la forma de operación y tamaño de sedimento predominante y se elige, de corresponder, el tipo superior o intermedio. Un vaso de forma y ubicación tipo II, por ejemplo, que tenga severos y frecuentes descensos de nivel o reciba sedimentos predominantemente arcillosos, debe reclasi-

ficarse como tipo III porque buena parte del azolve tenderá a depositarse cerca de su fondo. Los embalses vacíos son, en cualquier caso, de tipo IV (Morris y Fan, 1997).

A partir de las curvas tipo, los autores construyeron otras gráficas para determinar ρ_0 , o sea el porcentaje de altura que alcanza el azolve cerca de la presa ($\rho_0 = h_0/H$). Relacionaron entonces ρ_j (para una altura h_j) con respecto a la capacidad remanente $\Delta V - V_j$ (sedimento que sobra después de colmatar el vaso a esa altura), expresada en forma adimensional:

$$h'_j = \frac{\Delta V - V_j}{A_j \cdot H} \quad (2.33)$$

donde A_j es el área original correspondiente a la altura h_j . Los valores ajustados del parámetro se anotan en la **Tabla 2.3**, para cada tipo de vaso, y el comportamiento de las curvas generadas se ilustra en la **Figura 2.10**.

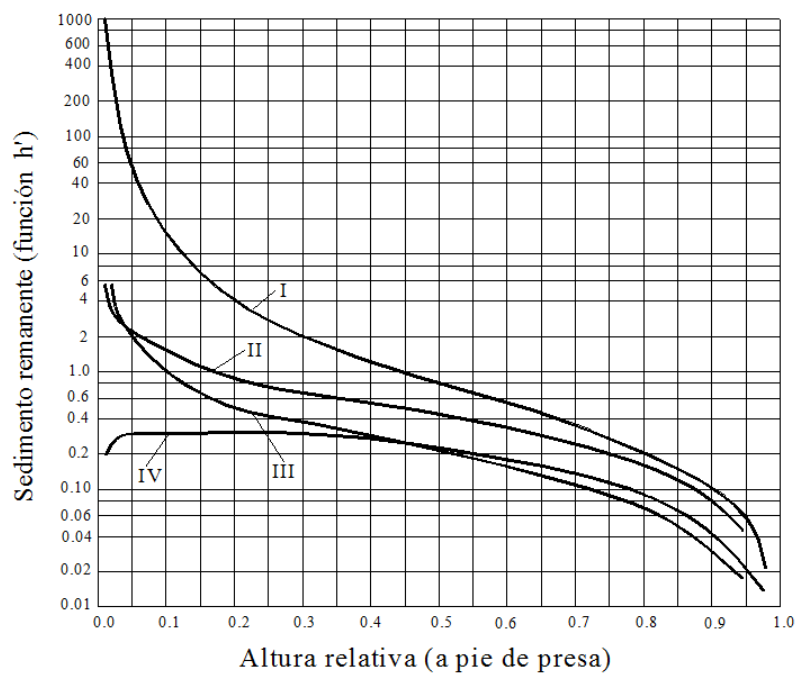


Figura 2.10 Altura a pie de presa y volumen remanente (relativos) por tipo de vaso (Borland y Miller, 1960).

Tabla 2.3 Altura y volumen de sedimento remanente (relativos), por tipo de vaso

$p = h_j / H$	$h' = (\Delta \nabla - \nabla_j) / (A_j H)$			
	I	II	III	IV
0.00	∞	∞	∞	0.00
0.01	9967	5.568	12.03	0.2023
0.02	277.5	3.756	5.544	0.2330
0.05	51.49	2.233	2.057	0.2716
0.10	14.53	1.495	1.013	0.2911
0.15	5.971	1.169	0.6221	0.2932
0.20	4.145	0.9706	0.5180	0.2878
0.25	2.766	0.8299	0.4178	0.2781
0.30	1.980	0.7212	0.3485	0.2656
0.35	1.455	0.6323	0.2968	0.2573
0.40	1.149	0.5565	0.2555	0.2355
0.45	0.9076	0.4900	0.2212	0.2167
0.50	0.7267	0.4303	0.1917	0.2010
0.55	0.5860	0.3758	0.1657	0.1826
0.60	0.4732	0.3253	0.1422	0.1637
0.65	0.3805	0.2780	0.1207	0.1443
0.70	0.3026	0.2333	0.1008	0.1245
0.75	0.2359	0.1907	0.08204	0.1044
0.80	0.1777	0.1500	0.06428	0.08397
0.85	0.1262	0.1107	0.04731	0.06330
0.90	0.08011	0.07276	0.03101	0.04239
0.95	0.03830	0.03590	0.01527	0.02128
0.98	0.01494	0.01425	0.00606	0.00853
0.99	0.00741	0.00711	0.00302	0.00247
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

El procedimiento clásico de aplicación consiste en elegir primero la curva, según el tipo de embalse. Luego, puesto que se conoce de antemano el volumen de azolve $\Delta \nabla$, se pueden calcular varios puntos $(p, h')_j$ para distintas alturas h_j y sus datos respectivos A_j y ∇_j (de la curva original). Tras dibujarlos sobre las curvas tipo de la **Figura 2.10** y trazar por ellos una línea, se obtiene un punto de intercepción cuya abscisa es precisamente el valor buscado p_0 , o sea la altura –en fracción– del sedimento a pie de presa ($h_0 = p_0.H$).

A diferencia del método área–incremento, que supone una pérdida constante de superficie para todas las altitudes, éste utiliza una reducción variable, dada por:

$$\begin{aligned}\Delta A_j &= K_V \cdot a_j \\ a_j &= C \cdot p_j^m (1 - p_j)^n\end{aligned}\tag{2.34}$$

donde a_j es la fracción adimensional de pérdida de área, asociada a la altura relativa $p_j = \frac{h_j}{H}$; y C , m , n son constantes propias de cada tipo de vaso (**Tabla 2.4** y **Figura 2.11**). K_V es un factor de ajuste, en m^2 , cuyo valor hace que la pérdida de capacidad sea equivalente al dato $\Delta \nabla$. Supongamos, en efecto, que la pérdida de volumen entre h_j y h_{j+1} , según la fórmula del prismoide y la ecuación anterior, valga:

$$\frac{1}{2}(\Delta A_j + \Delta A_{j+1})(h_{j+1} - h_j) = \frac{K_V}{2}(a_j + a_{j+1})\Delta h$$

Al acumular los volúmenes para todas las alturas, digamos M en total, y suponer que éstas siempre equidistan Δh entre sí, se obtiene una sumatoria que, igualada al volumen de azolve, nos ayuda a calcular el factor K_V :

$$K_V = \frac{2 \cdot \Delta \nabla}{\Delta h \sum_{j=1}^{M-1} (a_j + a_{j+1})}\tag{2.35}$$

De esa forma, aseguramos que la reducción en áreas corresponda a la disminución esperada en volumen, evitando con ello aplicar un proceso iterativo para encontrar K_V . Aunque no se ha dicho, resulta evidente que la primer altura es el valor h_0 , cuya área reducida es nula: $A_0 - \Delta A_0 = 0$ (o sea $\Delta A_0 = A_0$). y, para las demás alturas, la nueva superficie es $A_j - \Delta A_j > 0$, con ΔA_j estimada con (2.34).

Tabla 2.4 Coeficientes de ajuste a la ecuación de decremento de área a_j , según tipo de vaso (Método área-reducción, ec. 2.38)

Tipo de vaso	$a_j = C \cdot p_j^m (1 - p_j)^n$			Lugar de depósito
	C	m	n	
I	5.047	1.85	0.36	Superficie (cola del vaso)
II	2.487	0.57	0.41	Mitad superior
III	16.967	1.16	2.32	Mitad inferior
IV	1.486	-0.25	1.34	Fondo (pie de presa)

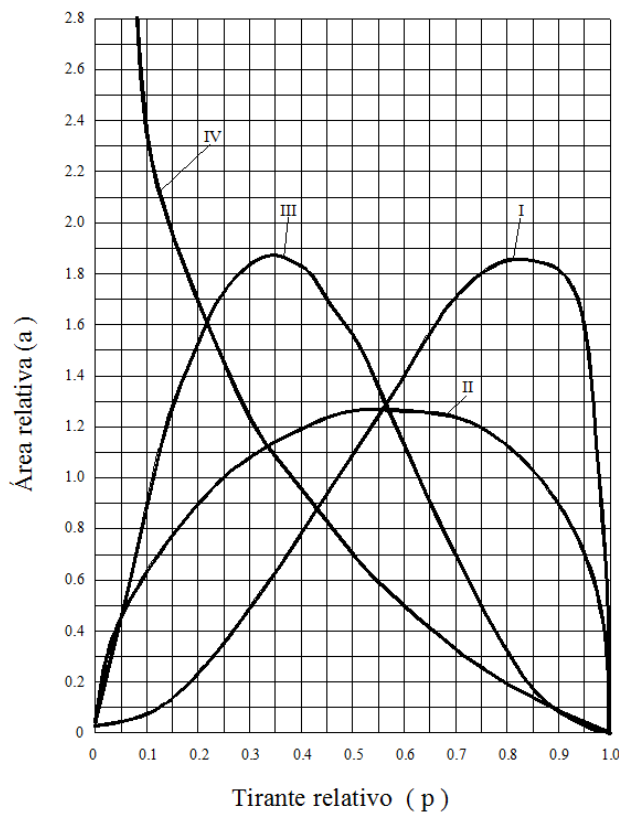


Figura 2.11

Fracción de pérdida de área y altura (relativas) por azolvamiento, según el tipo de vaso. El máximo corresponde a la mayor cantidad de acumulación (Borland y Miller, 1958).

Por su parte, el análisis de la **Figura 2.11** revela algunos detalles importantes:

- a) Salvo la curva tipo IV, para embalses en cañada, todas las reducciones de área relativa inician y terminan en cero. Eso significa, al inicio, que el área original del fondo es casi nula y no puede reducirse más; y, al final, que la

reducción correspondiente de superficie para una altura máxima H ($p = 1.0$) es prácticamente despreciable. La **Figura 2.8** puede ayudar a entender lo que ocurre con las áreas del vaso tras el depósito de sedimento a largo plazo, en contraste con las del método área–incremento.

- b)** Los decrementos de superficie alcanzan un valor máximo a determinada profundidad: $p_m = 0.84$ para el tipo I (de lago), 0.60 para el II (planicie), 0.34 para el III (colina) y 0.00 para el IV (cañada). Por definición, en este máximo se presenta la mayor tasa de acumulación y, por eso, el lugar puede asociarse con el delta (exceptuando el caso IV). El que tienda a disminuir p_m , para vasos más estrechos, significa que hay mayor acumulación de azolve cerca de la presa.

3. PROPUESTA METODOLÓGICA

El objetivo de este capítulo es definir procedimientos (algunos nuevos) para conocer la cantidad de azolve retenido en un embalse y, a la vez, la producción de sedimentos por unidad de superficie de su cuenca aportadora, todo con base en: datos topo-batimétricos actuales del vaso, registros históricos de precipitación en el área, características operativas de la obra y granulometría del material depositado.

3.1 ANÁLISIS DE DATOS TOPO-BATIMÉTRICOS

3.1.1 Pérdida de capacidad en embalses

El procedimiento tradicional para saber la pérdida de capacidad en un vaso existente, consiste en efectuar trabajos topográficos de levantamiento batimétrico y determinar las diferencias geométricas más significativas entre el vaso actual y el que se tenía años antes, en determinada fecha de operación o en condiciones previas al llenado (Mobayed, 2002).

La batimetría del embalse, que incluye la configuración topográfica del fondo (sumergida o ubicada debajo del nivel de agua) así como de las márgenes o laderas (cuando menos hasta la elevación de cortina), constituye información necesaria para reconstruir la llamada *curva elevación-área-capacidad* del vaso. Su comparación con la curva original, o la de una batimetría previa, permite estimar la diferencia de capacidad entre ambas que es justo la debida a la acumulación de azolve durante el tiempo transcurrido de operación.

En la **Figura 3.1** se ven dos curvas *elevación-capacidad* asociadas a la geometría de un vaso, antes y después del proceso de sedimentación. Al compararlas, podemos deducir dos importantes resultados: la altura h que alcanza el sedimento cerca de la obra de toma (a pie de presa) y, por diferencia, el volumen de sedimento

ΔV depositado por debajo de cualquier elevación superior a h ; en la figura, por ejemplo, se acota el correspondiente a la capacidad máxima (altura H). Por supuesto, la curva obtenida con la batimetría proporciona también la capacidad remanente para cada elevación.

A pesar de que los embalses son recipientes del material sedimentario que pierden las cuencas, es poco frecuente ver que se les utilice como lugares naturales de control y muestreo de los procesos erosivos. La finalidad de muchos trabajos batimétricos, por ejemplo, se limita a evaluar la capacidad remanente en presas grandes (amenazadas seguramente por un azolvamiento prematuro) pues no se hace otra cosa que obtener la curva actual de elevación–capacidad y, acaso, el volumen del material acumulado.

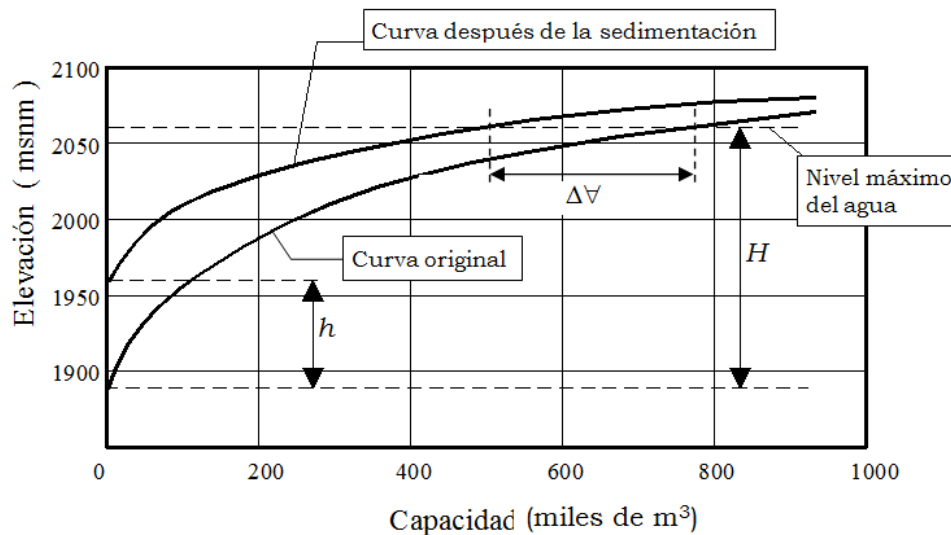


Figura 3.1 Curva elevación–capacidad del embalse, antes y después del proceso de sedimentación en el embalse (Mobayed, 2002)

Un caso mucho más frecuente es el de contar con los datos originales de un proyecto pero, por las dimensiones y características de la obra, no disponer de recursos o una buena justificación para realizar los trabajos de campo. En

compensación, se pueden emplear variantes de los métodos que analizan la distribución del sedimento en embalses, esta vez para que ayuden a determinar su pérdida de capacidad sin necesidad de efectuar una batimetría (Mobayed, 2002). Por ejemplo, el método denominado área-incremento (descrito en el subcapítulo 2.3.3) puede usarse para obtener directamente el volumen de sedimento depositado, $\Delta \nabla$:

$$\Delta \nabla = \nabla_h + A_h \cdot (H - h) \quad (3.1)$$

donde, como se vio, h es la profundidad alcanzada por el sedimento a pie de presa (en m); H es la profundidad del embalse o diferencia máxima entre el fondo original y el nivel correspondiente a la capacidad total (en m); A_h es el área de embalse original para la altura h (en m²) y ∇_h el volumen original asociado a dicha altura (en m³).

Puesto que se cuenta con la curva elevación–área–capacidad de proyecto –esto es con valores posibles de ∇_h y A_h – la única incógnita pasa a ser la altura h del azolve a pie de presa. De acuerdo con el método, entonces, es suficiente conocer la profundidad o elevación promedio que ha alcanzado el sedimento, exclusivamente en la parte más baja del embalse, para poder inferir cuánto volumen de material se ha depositado. Un procedimiento así no requiere del levantamiento batimétrico completo; solamente ocupa el dato mencionado del nivel de fondo.

De manera similar, el método de área–reducción (descrito también en el subcapítulo 2.3.3) puede servir para determinar el volumen de sedimento acumulado, si se dispone de la curva de proyecto y se conoce la altura h del azolve junto a la presa. En este caso tomamos en cuenta la ecuación (2.33) y la resolvemos para el término de interés, suponiendo $p = h/H$ en la estimación del valor de $h'_j(p)$:

$$\Delta \nabla = \nabla_h + A_h \cdot H \cdot h' \left(\frac{h}{H} \right) \quad (3.2)$$

Como se estudió, la variable $h'(p) = h'(h/H)$, o sedimento remanente relativo, es una función tabular –representada en la **Tabla 2.3** y la **Figura 2.10**– y su valor depende tanto de la altura relativa p como del tipo de embalse estudiado, según corresponda con alguno de los cuatro que define el método (ver **Tabla 2.2**). Entonces, los pasos que deberán seguirse para inferir la cantidad de azolve con esta técnica son:

- a) Se obtiene, en campo, la altura promedio h del azolve a pie de presa (fondo del embalse).
- b) Se define la altura máxima H en el vaso (elevación arriba de la cual ya no habría depósitos de material a la entrada del mismo). La altura se toma con respecto al fondo original.
- c) Con la curva elevación–área–capacidad del proyecto, se obtienen A_h y \forall_h (superficie y volumen asociados a la altura h).
- d) Se calcula la pendiente de ajuste lineal m , entre el logaritmo de la capacidad $\log(\forall)$, en millones de m^3 , y el logaritmo de la altura $\log(h)$, en m. Su inverso, el factor $M = 1/m$, nos sirve para clasificar al tipo de vaso de acuerdo con los criterios de la **Tabla 2.2**.
- e) Con la altura relativa $p = h/H$ y la curva tipo elegida, se determina el valor de la función $h'(p)$ con ayuda de la **Tabla 2.3** o la **Figura 2.10** (interpolando).
- f) Los resultados se sustituyen en la ecuación (3.2) para obtener, finalmente, el volumen de sedimento acumulado, $\Delta\forall$.

Nuevamente, nos encontramos con un procedimiento que no requiere exhaustivos trabajos de campo; solamente ocupa el dato del nivel actual de fondo, cerca de la presa, así como la curva elevación–área–capacidad original. El método incluye, eso sí, un mayor número de elementos de análisis, que involucran tipo de vaso y forma en que se distribuye el sedimento en cada uno; sin embargo, lo destacado del algoritmo es que prescinde igualmente del levantamiento batimétrico para determinar el volumen de material depositado en el cuerpo de agua. El proceso es igualmente

atractivo cuando ya se tiene una batimetría pues, como se verá más adelante, la información adicional ayuda a definir una curva tipo propia que obviamente mejora el pronóstico basado en esta técnica de inferencia.

3.1.2 Variación temporal de la pérdida de capacidad

En el capítulo anterior se describieron métodos que evalúan la eficiencia de retención de los embalses asociada a condiciones medias de escurrimiento anual. Sin embargo, tal eficiencia no es constante sino que decrece progresivamente a medida que el vaso pierde volumen de almacenamiento. Eso significa que la tasa de pérdida no sólo depende de la esorrentía sino también de la forma paulatina en que se modifica esta eficiencia (Mobayed, 2002).

Para ilustrar un procedimiento que estime la reducción de la capacidad a largo plazo, haremos la suposición de que se conocen n valores de escurrimiento anual, Q_i (en $m^3/año$), y la aportación correspondiente de sedimentos por año, Gs_i (en $kg/año$). Durante el primer año, por ejemplo, el embalse retiene $E(\nabla_0) \cdot Gs_1$ de azolve, donde $E(\nabla_0)$ es la eficiencia de retención –calculada con alguno de los métodos vistos– para un volumen inicial del vaso, ∇_0 . Así, la capacidad remanente en el cuerpo de agua, transcurrido un año, equivale a

$$\nabla_1 = \nabla_0 - E(\nabla_0) \frac{Gs_1}{\rho_0}$$

siendo ρ_0 la densidad inicial del sedimento (en kg/m^3), antes de su posible consolidación. Para el segundo año, el material de inicio puede compactarse y cambiar su densidad a ρ_1 (ver detalles en el subcapítulo 2.3.1). Además, la eficiencia de retención para el nuevo sedimento Gs_2 disminuye, puesto que depende ahora del volumen reducido, ∇_1 . Entonces,

$$\nabla_2 = \nabla_0 - E(\nabla_0) \frac{Gs_1}{\rho_1} - E(\nabla_1) \frac{Gs_2}{\rho_0}$$

En el tercer año, la cantidad de sedimento retenido en el primero, $E(\nabla_0) \cdot Gs_1$, tendrá densidad ρ_2 ; la del segundo, $E(\nabla_1) \cdot Gs_2$, tendrá ρ_1 ; y la del tercer año, $E(\nabla_2) \cdot Gs_3$, tendrá la densidad de un sedimento reciente, ρ_0 . Esta vez, la capacidad final será:

$$\nabla_3 = \nabla_0 - E(\nabla_0) \frac{Gs_1}{\rho_2} - E(\nabla_1) \frac{Gs_2}{\rho_1} - E(\nabla_2) \frac{Gs_3}{\rho_0}$$

La última expresión nos permite deducir la siguiente generalización para N años:

$$\nabla_N = \nabla_0 - \sum_{k=1}^N E(\nabla_{k-1}) \frac{Gs_k}{\rho_{N-k}} \quad ; \quad \Delta \nabla = \nabla_N - \nabla_0 \quad (3.3)$$

Puede advertirse que la fórmula (3.3) es de tipo *recursivo*, puesto que se necesita el valor ∇_{N-1} (y los anteriores $\nabla_{N-2}, \dots, \nabla_1$) para poder estimar ∇_N . Si se utiliza, por decir, la gráfica de Brune o la ecuación de Karaushev (2.29), se tendría que emplear el índice ω_i para calcular la eficiencia de retención del vaso en el k -ésimo año, o sea $E(\omega_k) = E(\nabla_k/Q_k)$, involucrando con eso a la esorrentía anual Q_k .

Resulta claro además que la ecuación (3.3) relaciona –aunque no de manera explícita– la pérdida de capacidad de un embalse durante N años, $\Delta \nabla = \nabla_N - \nabla_0$, con la producción anual de sedimentos en la cuenca, Gs_k , $k = 1, 2, \dots, N$. Al asumir que la reducción de volumen es un dato conocido (obtenido con base en la información topo-batimétrica o deducido mediante la técnica de inferencia descrita en el subcapítulo anterior), se pueden suponer las cantidades de sedimento como incógnitas y, de existir expresiones o algoritmos que permitan calcularlas, proponer que sus coefi-

cientes sean parámetros susceptibles de calibración. Tal idea es desarrollada más adelante, e integrada a la metodología del proyecto de tesis.

3.2 ESTIMACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

3.2.1 Estimación por evento de tormenta

Tal como fue explicado en el subcapítulo 2.1, la fórmula MUSLE cuantifica la producción de sedimento Y_j (en toneladas métricas) para un evento j de tormenta y una cuenca dividida en m unidades de escurrimiento o microcuencas, mediante

$$Y_j = \sum_{i=1}^m 11.8 (q_{p(i)} V_i)^{0.56} (K_i L S_i C_i P_i) \cdot \exp(-B T_i D_i^{0.5})$$

o también,

$$Y_j = \sum_{i=1}^m \delta_{USLE(i)} (q_{p(i)} V_i)^{0.56} \quad (3.4)$$

donde $\delta_{USLE(i)} = 11.8 \cdot (K_i L S_i C_i P_i) \cdot \exp(-B T_i D_i^{0.5})$. Todas las variables fueron descritas con anterioridad, pero se recuerda que V_i es el volumen de escurrimiento que genera la microcuenca i para determinado evento, en m^3 ; y $q_{p(i)}$ es el gasto pico del hidrograma propio de cada área i , en m^3/s .

El coeficiente $\delta_{USLE(i)}$ propuesto arriba agrupa a varios coeficientes (y constantes) de la fórmula MUSLE que, por su naturaleza, pudieran ser característicos de la microcuenca i , algunos incluso invariables en el tiempo (como K_i y LS_i). En el caso de cuencas pequeñas, se puede evaluar la cantidad de sedimento para una sola unidad de superficie, dado un evento de tormenta j :

$$Y_j = \delta_{USLE(j)} (q_{p(j)} V_j)^{0.56} \quad (3.5)$$

Igualando las ecuaciones anteriores y resolviendo para $\delta_{USLE(j)}$, se observa que

$$\delta_{USLE(j)} = \frac{\sum_{i=1}^m \delta_{USLE(i)} (q_{p(i)} V_i)^{0.56}}{(Q_{p(j)} V_j)^{0.56}} \quad (3.6)$$

La expresión previa supone que habría un coeficiente por cada evento de tormenta j ; sin embargo, al admitir el cálculo con una sola superficie y aceptar que los coeficientes agrupados no se modifican (en tanto la cuenca permanezca inalterada, en especial con respecto a la cobertura vegetal y a las prácticas de conservación), la producción de sedimento para cualquier evento j podría estimarse en términos de un coeficiente único y propio de la cuenca δ_{USLE} , tal que

$$Y_j \approx \delta_{USLE} (q_{p(j)} V_j)^{0.56} \quad (3.7)$$

Si bien la ecuación es una forma simplificada del procedimiento original, conserva en su estructura el factor de erosividad por escurrimiento y, como parte del coeficiente propuesto, los factores restantes de la ecuación universal de pérdida de suelos. Comprende también, de manera aproximada, las consideraciones propuestas por Williams (1978) para modelar el transporte de partículas, cuando se tiene la regulación de varias superficies tributarias.

A partir de lo expuesto, la producción anual de sedimento G_{S_k} , para un año k en el que ocurren r_k eventos de tormenta, resulta ser:

$$G_{S_k} = \sum_{j=1}^{r_k} Y_j = \sum_{j=1}^{r_k} \delta_{USLE(j)} (q_{p(j)} V_j)^{0.56} \quad (3.8a)$$

o, en la forma aproximada,

$$Gs_k \approx \delta_{USLE} \sum_{j=1}^{r_k} (q_{p(j)} V_j)^{0.56} \quad (3.8b)$$

La última ecuación (caso simplificado) utiliza un solo coeficiente δ_{USLE} para todos los eventos, sin descartar la posibilidad de emplear uno propio y diferente para cada tormenta (caso sin simplificar). No se olvide además que tal(es) coeficiente(s) podría(n) ser sólo característico(s) del año k , esto porque la cuenca no se pudiera conservar inalterada en los años subsecuentes.

PRODUCCIÓN ASOCIADA A UN TREN DE LLUVIAS HISTÓRICO

Puesto que el azolvamiento de un embalse implica la retención de sedimentos por un largo período de tiempo, el término Gs_k debe conocerse (o ser evaluado) para $k = 1, 2, \dots, N$, siendo N el total de años transcurridos. Una estimación por eventos, además, supone calcular la escorrentía asociada a cada precipitación ocurrida en la cuenca aportadora durante todo el período de análisis.

Ante la complejidad que trae consigo la simulación de cientos o miles de tormentas, resulta mejor determinar sólo el gasto pico $q_{p(j)}$ y volumen de escurrimiento V_j de los eventos más característicos; y analizar en seguida la frecuencia de precipitación asociada a los mismos para multiplicarla luego por su correspondiente factor de erosividad por escurrimiento (como en las ecuaciones 3.5 ó 3.7).

Un criterio para tipificar los eventos lluvia-escorrentía puede ser conforme a la magnitud de precipitación y las llamadas condiciones de humedad antecedente que, a guisa de norma, recomienda el *Soil Conservation Service* para aplicar su conocido método de la curva de escurrimiento (SCS, 1972, 1986. Ver más adelante **Tabla 3.1**). Si el rango de lluvias se divide en L intervalos, por ejemplo: 0–10, 10–20, 20–30 mm, etc., con marcas de clase P_l (o sea con 5, 15, 25 mm, ...), bastará analizar eventos para tales marcas y bajo condiciones precedentes seca (1), normal (2) y húmeda o

saturada (3), y obtener mediante modelación $q_{p(l,1)}$, $q_{p(l,2)}$ y $q_{p(l,3)}$, así como $V_{(l,1)}$, $V_{(l,2)}$ y $V_{(l,3)}$, para $l = 1, 2, \dots, L$.

Entonces, cada vez que se analice un año k , se puede obtener fácilmente la frecuencia de lluvias por intervalo característico, distinguiéndolas además conforme a la precipitación de los 5 días previos (según el criterio del SCS), para conocer así: $f_{k(l,1)}$, $f_{k(l,2)}$ y $f_{k(l,3)}$, $l = 1, 2, \dots, L$; esto es la cantidad de eventos en cada intervalo l de lluvia, pero diferenciados en los tres casos de humedad. Evidentemente,

$$\sum_{l=1}^L [f_{k(l,1)} + f_{k(l,2)} + f_{k(l,3)}] = r_k \quad (3.9)$$

donde r_k , como se ha dicho, es el total de días con tormenta del k -ésimo año. Ya que este análisis de frecuencias es independiente de la modelación hidrológica, sólo basta escoger el gasto pico y volumen de los hidrogramas asociados a cada intervalo y condición de humedad, para sumar términos y obtener la producción anual de sedimento, de acuerdo con las ecuaciones (3.8). Para el caso simplificado, por ejemplo:

$$Gs_k \approx \delta_{USLE} \sum_{l=1}^L \sum_{h=1}^3 [f_{k(l,h)} (q_{p(l,h)} V_{(l,h)})^{0.56}] \quad (3.10)$$

Esta operación se repite con cada año, de manera sistemática, sin necesidad de aplicar el modelo hidrológico a todos los eventos de tormenta registrados en el tren de lluvias correspondiente al período de análisis (años en los que tuvo lugar el proceso de azolvamiento del embalse bajo estudio). A propósito, este procedimiento basado en la estadística es utilizado también por el conocido programa SEDIMOT© para hacer la modelación del transporte de sedimentos durante períodos extendidos.

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A EVENTOS DE TORMENTA

Cuando se cuenta con registros históricos de nivel en un embalse, es posible obtener –por simulación numérica de su funcionamiento operativo– los hidrogramas asociados con la ocurrencia (también histórica) de precipitaciones en el área de la cuenca. La estimación de la escorrentía directa permite conocer los gastos máximos asociados a cada evento así como los volúmenes pluviales transitados hasta el lugar del almacenamiento. Al no contar con tales registros (situación bastante común en México, para casi todos los embalses medianos y pequeños), es necesario generar numéricamente los hidrogramas ocurridos a través del uso de modelos hidrológicos.

Hoy en día, los llamados modelos hidrológicos distribuidos o de bases físicas, simulan el fenómeno lluvia-escorrentía mediante una representación detallada de la fisiografía superficial, el conocimiento espacio-temporal preciso de variables diversas y la aplicación de formulaciones físico-matemáticas representativas de todo el proceso. Para facilitar el cálculo de escurrimientos en una cuenca, se hace uso de los sistemas de información geográfica (SIG) que manejan grandes cantidades de información, representada en mapas temáticos. Se elige además el formato *raster*, ya que permite obtener una variabilidad de la información “punto a punto” sobre la superficie, bajo una estructura matricial.

Ya que el número de celdas del mapa temático puede ser de miles e incluso millones de elementos, resulta más conveniente agruparlos en áreas mínimas (microcuencas o *celdas geo-morfológicas*) que no son otra cosa que conjuntos de celdas reticulares con atributos físicos propios de una microcuenca pero dimensiones mucho más pequeñas que una subcuenca. Este “escalado” se basa en el criterio de direcciones preferenciales de flujo entre celdas –según su altitud expresada en un modelo digital de elevación, o MDE– y la acumulación de elementos para configurar la red o sistema de drenaje. La agrupación de celdas precisa antes un “recorrido” sistemático para numerarlas del punto más bajo o salida hacia aguas arriba, de modo

que los ordinales mayores, con respecto a cualquier celda numerada, correspondan siempre a elementos precedentes de mayor altitud (Mobayed y Cruickshank, 2000).

El ordenamiento de celdas comprende intrínsecamente cualquier agrupación o arreglo por microcuencas que desee establecerse posteriormente, conforme a cierto criterio preestablecido de área incipiente o mínima, con la ventaja de que el ordinal asignado a ellas lleva también el sentido y orden del flujo en la red, siempre hacia aguas arriba. Este sistema de identificación ordinal, ya sea para celdas o para microcuencas, establece la relación que guardan entre sí tales elementos en la red de drenaje, y facilita notablemente los procesos numéricos de acumulación, ahora hacia aguas abajo, de los gastos de escorrentía.

Los procesos de ordenamiento y escalado de celdas, para identificar la red de drenaje y áreas tributarias de sus tramos, se pueden hacer de manera sistemática con ayuda del programa **HIDRAS** (Mobayed, 2001). Este programa obtiene también los datos fisiográficos de cada microcuenca (longitud y pendiente del cauce principal, longitud y pendiente del recorrido superficial más largo, área diferenciada por uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento ponderado), configura directamente la red de cauces y calcula los parámetros hidráulicos necesarios para generar los hidrogramas incipientes y simular su tránsito por el sistema de drenaje (pérdidas locales, tiempo de concentración, coeficientes de celeridad y difusión, etc.).

Para los cauces o arroyos ubicados aguas abajo, la entrada de escurrimiento corresponde a los hidrogramas generados en los tramos superiores (en las confluencias, de hecho, se suman las aportaciones para definir tal entrada); y la salida, al tránsito de la avenida por el cauce más el hidrograma incipiente por cuenca propia. La discretización del área permite suponer que cada canal tiene sección y pendiente constante (lo que facilita la elección de sus parámetros). La heterogeneidad, más bien, es inherente al sistema hidrológico en su conjunto.

Con respecto a las condiciones precedentes de humedad, recordemos que la escorrentía se concentra en la zona de los cauces y, como es natural (al menos durante la época de avenidas), estas áreas mantienen un nivel de saturación mayor que el resto de la cuenca. A medida que transcurre la temporada de lluvias, la humedad del suelo disminuye rápidamente aunque, en las partes bajas, el flujo sub-superficial reconoce lentamente y retarda de alguna manera este efecto.

Aprovechando la estructura de datos que genera el programa **HIDRAS**, el criterio de distribución de la humedad se establece en función de la variable Nd , esto es el número de elementos drenados hasta cada celda de la malla de discretización. De esta forma, se puede fijar un valor mínimo y otro máximo de esta variable (Nd_I y Nd_{III}) tal que: las celdas que drenen un número de áreas menor al mínimo, se asocien a la condición seca; las que drenen un área mayor que el máximo se supongan saturadas o húmedas; y las ubicadas en el rango intermedio tengan condiciones normales de humedad. El valor que se asigne a estas variables, en cuanto a tiempo, se puede fijar según los criterios de humedad antecedente propuestos por el *Soil Conservation Service* de los EUA en su conocido método de la curva de escurrimiento (SCS, 1972). Un ejemplo de tal asignación se muestra en la **Tabla 3.1** (Aranda, 2002).

Tabla 3.1 Criterios para la distribución temporal (según el método SCS) y espacial (según programa HIDRAS) de la humedad antecedente.

Criterio del SCS (1972, 1986) para humedad antecedente		Criterio de HIDRAS (2001) para distribuir la humedad	
Lluvia acumulada en 5 días previos, P_5 (mm)	Condición	Nd_I (celdas)	Nd_{III} (celdas)
$P_5 \leq 36$	Seca	10	20
$36 < P_5 \leq 53$	Normal	5	10
$P_5 > 53$	Saturada	1	3

3.2.2 Estimación mediante precipitación anual

Como es de suponerse, el cálculo de la producción anual de sedimentos es más sencillo cuando se aplican formulaciones semi-empíricas tradicionales que toman en cuenta: el valor del escurrimiento medio anual, el área de la cuenca y otras variables características como las descritas en el subcapítulo 2.2. De las expresiones presentadas con anterioridad, se han elegido las de Dendy y Bolton (1976) por ser homogéneas y de tipo potencial, como la ecuación general (2.15) que relaciona de esa forma el transporte de sedimentos con el escurrimiento superficial, según fundamentos conocidos de la hidráulica fluvial (Díaz y Maza, 1986; Mobayed, 1988).

De acuerdo entonces con la ecuación (2.10a) propia de una escorrentía media anual menor o igual a 508 mm (característica de casi todo el Territorio Nacional), la producción total de sedimento Gs_k para una cuenca de superficie A (en ton/año y km^2 , respectivamente), está dada por la expresión potencial siguiente:

$$Gs_k = \delta_{DB} \cdot A \cdot (Q_k)^{0.46} \quad (3.11)$$

donde

$$\delta_{DB} = \frac{C_1 \cdot S_R}{Q_R^{0.46}} \left[1.43 - 0.26 \cdot \log\left(\frac{A}{A_R}\right) \right] \quad (3.12)$$

Como ya fue explicado, $C_1 = 0.375$; Q_k es la escorrentía de la cuenca en el año k , en mm/año; S_R , Q_R y A_R son valores de referencia (576 ton/ km^2 /año, 508 mm/año y 2.59 km^2 , respectivamente). En esta formulación del cálculo anualizado, se ha propuesto agrupar todos los parámetros en el coeficiente δ_{DB} ("DB" por sus autores) cuya expresión, indicada arriba, puede o no incluir la variable del área, A . En caso de ser así, la ecuación anterior quedaría simplemente como $Gs_k = \delta_{DB} \cdot (Q_k)^{0.46}$.

De igual manera que en la estimación por eventos, el cálculo se repite para cada año k , evaluando primero el valor de la escorrentía Q_k en términos de la precipitación total acumulada, P_k . Existen diversidad de procedimientos para estimar esta escorrentía anual; si bien uno de los más populares es el conocido “método SARH” (usado en México como norma) para la obtención del coeficiente de escurrimiento C_k (esto es del año k , tal que $Q_k = C_k \cdot P_k$). El próximo apartado da cuenta breve del método referido.

MÉTODO SARH PARA CUANTIFICAR LA ESCORRENTÍA ANUAL

La Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000 sobre conservación del recurso agua, publicada con fecha 17 de abril del 2002 en el Diario Oficial de la Federación, establece especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales, con base en el llamado *método de la SARH*.

En su conocido “Manual para Pequeña Irrigación”, la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos recomendaba el empleo de un procedimiento simple para la estimación del coeficiente anual de escurrimiento, en el caso de cuencas no aforadas, que toma en cuenta los datos de precipitación anual, así como el tipo y uso de suelo predominante.

La expresión general que proporciona el valor del coeficiente está dada por:

$$C = k \cdot \frac{P - 250}{2000} + \frac{k - 0.15}{1.50} \quad (3.13)$$

donde k es un parámetro que depende del tipo y uso del suelo (o cubierta vegetal), conforme a los valores de la **Tabla 3.2**; y P es la precipitación anual, expresada en mm. El valor del parámetro fluctúa entre 0.07 y 0.33 y, en caso de valer menos de 0.15, se elimina el segundo término de la ecuación (3.13). A decir de la SARH, la

fórmula se considera válida para precipitaciones entre 350 y 2250 mm anuales; sin embargo, se aconseja emplearla con cautela cuando la lluvia sea un dato cercano a los límites señalados.

El procedimiento de aplicación es perfectamente compatible con el empleo de información cartográfica digital (bajo SIG), puesto que permite aplicar la fórmula a cada elemento de los mapas de precipitación, uso del suelo y edafología, y determinar en consecuencia un coeficiente de escorrentía potencial para cada uno.

Tabla 3.2 Valores del parámetro *k*. Método de la SARH

Uso de suelo (o cubierta vegetal)	Tipo de suelo		
	A	B	C
Cultivos :			
En hilera	0.24	0.27	0.30
Legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
Granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal (porcentaje de suelo cubierto / pastoreo) :			
Más del 75% / poco	0.14	0.20	0.28
Del 50 al 75% / regular	0.20	0.24	0.30
Menos del 50% / mucho	0.24	0.28	0.30
Bosque :			
Cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
Cubierto del 50% al 75%	0.12	0.22	0.26
Cubierto del 25% al 50%	0.17	0.26	0.28
Cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Otros usos :			
Pradera permanente	0.18	0.24	0.30
Barbecho, áreas incultas o desnudas	0.26	0.26	0.30
Cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos (incluyendo derecho de vía)	0.27	0.30	0.33

Este método, a diferencia del basado en los números de escurrimiento (SCS, 1972, 1986), considera tres clases de suelo, en vez de cuatro, para clasificar su grado de permeabilidad, a saber: a) suelos muy permeables, o tipo A, tales como arenas profundas y loes poco compactos; b) suelos medianamente permeables, tipo B, co-

mo las arenas de mediana profundidad, *loes* más compactos y terrenos migajosos; y c) suelos casi impermeables, tipo C, como el caso de arenas y *loes* muy delgados (sobre capas impermeables) así como arcillas.

Así pues, para calcular el coeficiente C , se emplea la información en formato *raster* de los mapas temáticos que se tengan sobre uso de suelo y vegetación, y sobre edafología. Se aplica luego la ecuación (3.13) a todos los elementos (*pixels*) que forman el área de la cuenca y se concentra a nivel de microcuenca (o celda geomorfológica) en que se ha dividido la superficie tributaria.

Se puede también obtener un valor ponderado del coeficiente k (indicado en la tabla) en caso de que se quiera aplicar la fórmula base a distintos datos de precipitación anual, con lo cual es factible obtener también la variabilidad del coeficiente de escurrimiento para dichos años de registro.

3.2.3 Calibración de parámetros basada en datos batimétricos

El cálculo de la producción de sedimentos en una cuenca, basado en las formulaciones presentadas –por acumulación de eventos o en forma anual– supone el conocimiento previo de los parámetros involucrados en cada procedimiento y que, por ser multiplicativos, se han agrupado en los coeficientes δ_{USLE} (para el modelo basado en la fórmula MUSLE) y δ_{DB} (para la fórmula anualizada de Dendy y Bolton).

Aún cuando los coeficientes puedan ser evaluados para la cuenca de interés mediante herramientas de la hidrología distribuida (véase, por ejemplo: Luna, 2000; y Rivas, 2004) o de manera directa (ecuación 3.12, para el caso anual), el resultado no garantiza que la producción de sedimentos por estimar corresponda de algún modo con la cantidad de azolve depositada en el embalse que se ubica (de ser el caso) a la salida de dicha cuenca. El que no haya coincidencia se puede deber a muchas causas, algunas más obvias que otras:

- a) Las formulaciones se basan en hipótesis que no siempre se cumplen (como, por ejemplo, los criterios para determinar el factor LS en la fórmula modificada de la USLE);
- b) Se desconoce la variabilidad espacial de algunos parámetros y se asumen constantes en toda el área (como el factor P por “prácticas de conservación” que emplea la fórmula USLE);
- c) Las condiciones de la cuenca no son constantes, y elementos tales como uso del suelo y cobertura vegetal se modifican con el paso de los años;
- d) Los algoritmos empleados tienen coeficientes de ajuste basados en datos de campo y experimentales (como los exponentes 0.56 en el factor de erosividad por escurrimiento de Williams (1975) o 0.46 en la ecuación de Dendy y Bolton (1976)), susceptibles de variar en cada caso de estudio.

Precisamente, una de las ventajas que ofrece el conocimiento actualizado de la curva elevación-capacidad de un embalse (cuando se efectúa una batimetría en el cuerpo de agua), es determinar la cantidad depositada de sedimento durante cierto número de años. Significa que la información topo-batimétrica del vaso puede servir como elemento de calibración de las ecuaciones para cuantificar la producción de sedimentos en su cuenca aportadora, siempre y cuando se cuente con registros de precipitación diaria (o anual) y se conozca la fisiografía característica de la superficie tributaria (como mínimo: topografía, uso del suelo y cobertura vegetal).

HIPÓTESIS INVOLUCRADAS EN LA CALIBRACIÓN

Al calcular el sedimento producido por un evento de tormenta j , los factores multiplicativos de la fórmula MUSLE pueden ser agrupados en un solo coeficiente y encontrar un valor representativo de toda una cuenca –para dicha tormenta– cuando se le pondera en función del parámetro de erosividad por escurrimiento (ecuación 3.6), esto es, $\delta_{USLE(j)}$. Para tratar este coeficiente como constante, y factorizarlo al

evaluar la producción anual de sedimento Gs_k (del año k) sólo en términos de una sumatoria de tales parámetros (ecuaciones 3.8b o 3.10, uno por cada tormenta), es preciso admitir los supuestos siguientes:

- a) Cuando se promedia el coeficiente de calibración para dos tormentas de distinta magnitud, por ejemplo a y b , con base en los factores de erosividad por escurrimiento de m microcuencas, se pueden esperar coeficientes similares para ambas tormentas, o sea $\delta_{USLE(a)} \approx \delta_{USLE(b)}$, siempre y cuando el “peso relativo” de los factores por microcuenca, con respecto al área total, resulte similar en cada ponderación, es decir $q_{p(i)}V_i / q_{p(a)}V_a \approx q_{p(i)}V_i / q_{p(b)}V_b$, $i = 1, 2, \dots, m$, siendo $q_{p(a)}$, $q_{p(b)}$ los gastos máximos, y V_a , V_b los volúmenes totales a la salida de la cuenca para ambas tormentas. Lo anterior implica también que las dos precipitaciones tienen similar distribución espacio-temporal.
- b) Se puede calcular la producción anual de sedimento mediante la ecuación 3.8b o 3.10 (como $Gs_k \approx \delta_{USLE} \sum (q_{p(j)}V_j)^{0.56}$) cuando el coeficiente δ_{USLE} es similar para todo evento que ocurra en una cuenca –o sea, cuando la ponderación de sus factores resulte similar (hipótesis previa)– siempre y cuando no se modifique factor alguno de la fórmula MUSLE (como sucede a menudo con la cobertura vegetal, C , y las prácticas de conservación, P). La misma condición se debe tomar en cuenta cuando se analizan varios años, como de hecho se hace al estudiar el azolvamiento de presas.
- c) Cuando se trata de relacionar el transporte de sedimentos con el gasto de las crecientes en una corriente aforada, rara vez se encuentra una relación clara o única entre ambas variables (ver **Figura 3.2** como ejemplo). Si bien las causas son varias (lluvias de igual magnitud pero distinto grado de erosividad; distribución heterogénea de la precipitación; cobertura estacional diferente de la vegetación, como ocurre en áreas cultivadas; alteraciones físicas de origen

antropogénico; etc.), se va a suponer que, además de la precipitación, la producción de sedimento se vincula mayormente con las condiciones previas de humedad en la cuenca, esto porque el factor de erosividad por escurrimiento propuesto por Williams (1975) es una función del gasto máximo y volumen total de la avenida y tales variables, se sabe bien, dependen estrechamente del grado de saturación que tenga el suelo antes de una tormenta.

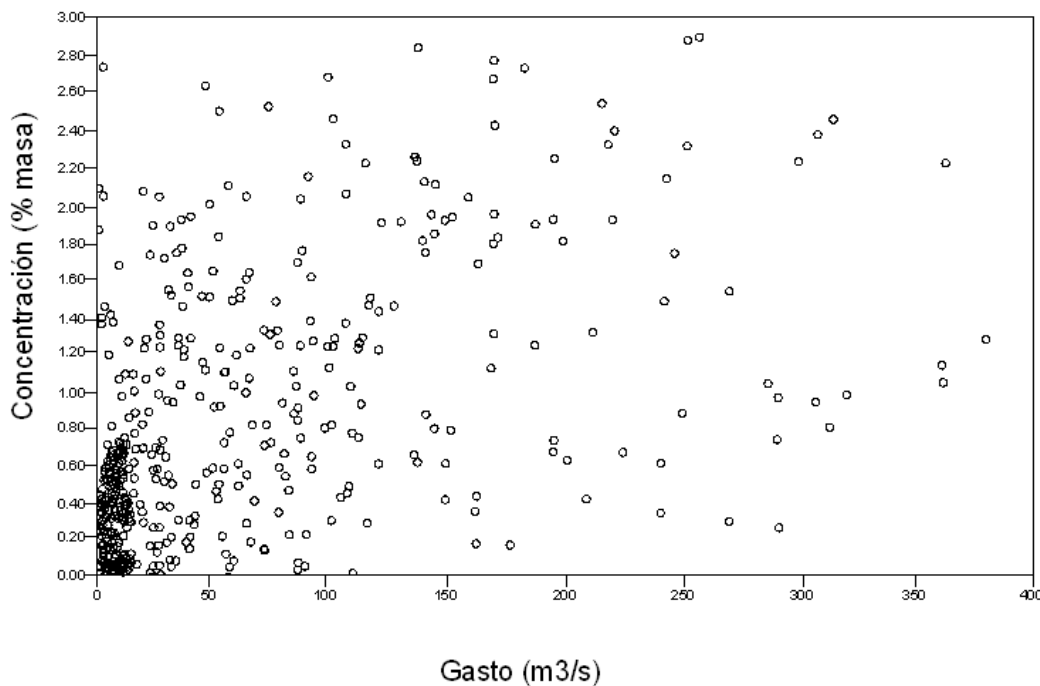


Figura 3.2 Ejemplo de relación característica entre gasto y concentración de sedimento en suspensión. Caso del río Caledon, en Jammersdrift, Sudáfrica (Rooseboom, 1992, citado por Morris y Fan, 1998).

CALIBRACIÓN BASADA EN EVENTOS POR TORMENTA

La calibración de parámetros basada en la cuantificación de sedimentos por evento de tormenta, según la fórmula MUSLE, se refiere al ajuste del coeficiente δ_{USLE} que agrupa todos los factores multiplicativos relacionados con los atributos físicos de una cuenca (erodabilidad K , factor de longitud y pendiente LS , cobertura

vegetal C , prácticas de conservación P y coeficiente de transporte $e^{-BT\sqrt{D}}$, después de ponderarlos en función del factor de erosividad por escurrimiento de todas sus microcuencas, siempre y cuando tales factores no cambien durante cierto período de años. El ajuste se obtiene cuando la aportación de sedimentos, tras su retención parcial y consolidación en el embalse (ubicado a la salida de la cuenca) resulta equivalente a la pérdida de capacidad observada justamente en esos años.

Sea entonces un cuerpo de agua o vaso que, después de N años, ha perdido un volumen de almacenamiento, ΔV . De acuerdo con la formulación presentada en el subcapítulo 3.1.2,

$$\Delta V = \sum_{k=1}^N E(V_{k-1}) \frac{Gs_k}{\rho_{N-k}} \quad (3.14)$$

donde, como ya se dijo, $E(V_{k-1})$ es la eficiencia de retención del embalse en función del volumen remanente del año $k-1$; ρ_{N-k} es la densidad del sedimento con $N-k$ años de haberse depositado en el fondo; y Gs_k , la cantidad de sedimento aportado por la cuenca en el k -ésimo año. Este último valor se puede calcular con fórmulas como las vistas (3.8 o 3.10) de modo que, cuando se cuenta con el tren histórico de lluvias, por ejemplo, se sustituye la ecuación 3.10 en la anterior y se obtiene

$$\Delta V = \sum_{k=1}^N \frac{E(V_{k-1})}{\rho_{N-k}} \left\{ \delta_{USLE} \sum_{l=1}^L \sum_{h=1}^3 [f_{k(l,h)} (q_{p(l,h)} V_{(l,h)})^{0.56}] \right\}$$

Se despeja entonces el coeficiente por calibrar, gracias a que fue supuesto invariable (en el tiempo), al menos para el período de análisis de N años:

$$\delta_{USLE} \approx \frac{\Delta V}{\sum_{k=1}^N \frac{E(V_{k-1})}{\rho_{N-k}} \left\{ \sum_{l=1}^L \sum_{h=1}^3 [f_{k(l,h)} (q_{p(l,h)} V_{(l,h)})^{0.56}] \right\}} \quad (3.15)$$

Si bien se advierte un despeje directo de la variable δ_{USLE} por calibrar, se recuerda que los volúmenes remanentes para estimar la eficiencia de retención ocupan como dato la cantidad de sedimento antecedente ($Gs_1, Gs_2, \dots, Gs_{k-1}$) y ésta requiere el conocimiento previo del coeficiente buscado. En realidad, su valor se determina por aproximaciones sucesivas mediante la ecuación anterior, repitiendo el cálculo hasta que se cumpla la igualdad. Para un valor inicial del coeficiente (o primera iteración), por cierto, se puede suponer que $E(\nabla_{k-1}) \approx 1.00$ para toda k .

CALIBRACIÓN BASADA EN DATOS ANUALES

Para una calibración que utilice datos anuales, se emplea también la ecuación (3.14) aunque esta vez la variable Gs_k es sustituida por la expresión (3.11). Despejando en este caso el coeficiente δ_{DB} por calibrar, se obtiene:

$$\delta_{DB} \approx \frac{\Delta \nabla}{A \sum_{k=1}^N \frac{E(\nabla_{k-1}) \{Q_k^{0.46}\}}{P_{N-k}}} \quad (3.16)$$

Como en el caso anterior, el valor del coeficiente también debe ser estimado por aproximaciones sucesivas ya que, como se dijo, los volúmenes remanentes para calcular la eficiencia de retención ocupan como dato la cantidad de sedimento y ésta requiere el conocimiento previo del coeficiente buscado.

Para el valor inicial de la primera iteración, se recomienda de nuevo emplear la propia ecuación (3.16) aún cuando, en el caso del coeficiente anualizado, se tenga la expresión (3.12) directa de la fórmula original. Se recuerda que el criterio propuesto por Dendy y Bolton se basa en datos estadísticos y, para la calibración, más bien se trabaja con datos propios. La fórmula (3.12), en este caso, debe emplearse sólo con fines comparativos.

3.3 DISTRIBUCIÓN DEL AZOLVE SEGÚN DATOS BATIMÉTRICOS

Cuando un embalse cuenta con los datos de proyecto e información de un trabajo batimétrico completo, es factible hacer una caracterización particular de su almacenamiento sin necesidad de tipificar la sedimentación conforme a alguna de las formas que, para su aplicación, son definidas en el llamado *método área-reducción* (ver descripción detallada en el subcapítulo 2.3.3).

Aunque la batimetría haya representado –para el proyecto– un costo elevado por trabajos de campo, la definición de una curva tipo (similar a las que utiliza el método área-reducción) y el conocimiento de la aportación de sedimentos que recibe el embalse (según fue explicado con detalle en el sub-capítulo previo) permiten hacer pronósticos de largo plazo más confiables y, naturalmente, prescindir de posteriores trabajos de levantamiento.

Las llamadas curvas tipo del método área-reducción representan la pérdida relativa en la superficie de almacenamiento por causa de la sedimentación. Puesto que el azolve se distribuye a lo largo y ancho del embalse, la reducción de área no es uniforme ni tampoco similar de un vaso a otro. En su metodología, Borland y Miller distinguen cuatro formas características en función de: la geometría (tendencia de la curva elevación-capacidad), ubicación (cañada, zona media, planicie) y condiciones operativas (vaso normalmente vacío, parcialmente ocupado o lleno), tal como fue descrito con detalle en el capítulo previo.

Cuando se tiene una batimetría, resulta mejor evaluar la forma propia en que se deposita el sedimento dentro del embalse. Una manera de hacerlo consiste en construir también una curva tipo, parecida a las propuestas por Borland y Miller, con base en valores de pérdida de área en el vaso ΔA_j a distintas alturas h_j , medidas a partir del fondo original, según fue descrito en el subcapítulo 2.3.3. Para establecer

una relación adimensional entre alturas y pérdidas de área, dichos valores se afectan de la siguiente manera:

$$p_j = \frac{h_j}{H} \tag{3.17}$$

$$a_j = \frac{\Delta A_j}{K_V} \quad , \quad K_V = \frac{\Delta \nabla}{H}$$

donde H es la altura total del vaso; $\Delta \nabla$, la pérdida de capacidad total a dicha altura; y h_j , la j -ésima altura a la cual se lee el dato ΔA_j , esto es la diferencia entre el área original, $A_{0(j)}$, y la correspondiente obtenida con la batimetría, $A_{N(j)}$.

Una vez que se han obtenido los puntos $(p, a)_j$ a partir de los datos de campo, se aplica un procedimiento de ajuste para encontrar los coeficientes C , m y n de la ecuación tipo (2.34), o sea,

$$a_j = C \cdot p_j^m (1 - p_j)^n \tag{3.18}$$

Este procedimiento puede volverse explícito cuando se aplican logaritmos a tal expresión, de modo que

$$\log(a_j) = \log(C) + m \cdot \log(p_j) + n \cdot \log(1 - p_j)$$

lo cual permite utilizar los algoritmos de la llamada regresión lineal múltiple. Si se supone en efecto que $y = \log(a)$, $x_1 = \log(p)$ y $x_2 = \log(1-p)$, se puede re-escribir:

$$y_j = b_0 + b_1 x_{1,j} + b_2 x_{2,j}$$

donde $b_0 = \log(C)$, $b_1 = m$ y $b_2 = n$. Si se tienen M puntos (p, a) , se forman M ecuaciones similares a la anterior y, tras aplicar la técnica de regresión por mínimos cuadrados, se puede establecer el sistema de ecuaciones $\mathbf{U} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{V}$ donde \mathbf{b} es el vector de incógnitas, \mathbf{U} la llamada matriz de coeficientes y \mathbf{V} el vector de términos independientes:

$$\mathbf{U} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{V} \quad (3.19)$$

siendo

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} n & \sum x_{1,j} & \sum x_{2,j} \\ \sum x_{1,j} & \sum x_{1,j}^2 & \sum x_{1,j}x_{2,j} \\ \sum x_{2,j} & \sum x_{1,j}x_{2,j} & \sum x_{2,j}^2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{V} = \begin{bmatrix} \sum y_j \\ \sum x_{1,j}y_j \\ \sum x_{2,j}y_j \end{bmatrix} \quad \mathbf{b} = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{bmatrix}$$

(para mayor claridad, se han omitido los índices en las sumatorias). Como es evidente, la solución de este sistema, $\mathbf{b} = \mathbf{U}^{-1} \mathbf{V}$, proporciona el valor de los coeficientes de ajuste propios que son, a fin de cuentas, los parámetros C , m y n buscados de la ecuación tipo (3.17).

El planteamiento anterior, sin duda, ofrece una forma directa para obtener los coeficientes de ajuste, aunque no asegura que “el área bajo la curva” de la ecuación obtenida resulte igual a la unidad. (Si se recuerda, la sumatoria de valores a_j multiplicada por $K_V H$ debe ser igual a la pérdida de capacidad, ΔV ; esto obliga a que la suma de términos $a_j \cdot \Delta h$, por conservación, sea prácticamente unitaria). Una corrección rápida puede hacerse sobre el coeficiente C , en la misma proporción que se exceda o subestime el “área”; si bien el resultado ya no correspondería a la suma mínima de errores cuadráticos con la que se obtuvieron los coeficientes óptimos.

3.4 PROGRAMA *RET_SED*

Los procesos numéricos relacionados con la calibración de parámetros para estimar la producción de sedimentos en una cuenca, y con la forma de acumulación y depósito de material dentro del embalse (localizado en su punto de salida), implican el manejo de una base de datos extensa, así como la aplicación necesaria de algoritmos para encontrar los valores (o ajustes) que determinen la similitud con los datos de campo o experimentales.

Procesos así requieren la habilitación de programas de cómputo que den cuenta de ellos y, además, faciliten la preparación de datos y el despliegue de resultados tabulares y numéricos, con interactividad suficiente para que el usuario pueda elegir opciones de cálculo, aplicar procesos y efectuar diversidad de evaluaciones. Con este objetivo, se desarrolló el programa denominado *RET_SED*, en lenguaje de programación Visual Basic para Windows®, versión 6.0, cuyo formulario de aplicación se muestra en la **Figura 3.3**.

The screenshot shows a Windows application window titled "Retención de sedimentos en embalses". The interface includes several sections with radio buttons and checkboxes for configuration:

- A:** "Inicio" button.
- B:** An empty text input field.
- C:** "Ver" button.
- D:** "Eficiencia retención" section with radio buttons for "Método Brune" (selected) and "Método Churchill".
- E:** "Curva EC" section with radio buttons for "Lineal" and "Volumen prismoide" (selected).
- F:** "Distribución azolve" section with radio buttons for "Área incremento", "Área reducción" (selected), and a checked checkbox for "Curva propia".
- G:** "Condiciones vaso" section with radio buttons for "Normalmente lleno", "Parcialmente lleno" (selected), and "Normalmente vacío".
- H:** "Aplicar procesos" button.
- I:** A dropdown menu.
- J:** "Gráfica" button.
- K:** A second dropdown menu.
- L:** "Tabla" button.

Figura 3.3

Formulario general de aplicación del programa *RET_SED*, para determinar la producción de sedimentos (por eventos de tormenta y anualizada) que da lugar a la cantidad de azolve retenido en un embalse, según pérdida de capacidad estimada mediante trabajo(s) de levantamiento topo-batimétrico.

El primer paso de la aplicación consiste en preparar un archivo ASCII de datos donde se indique cierta información general, datos asociados con las batimetrías y – para estimar la producción de sedimentos por eventos de tormenta– resultados de gastos máximos y volúmenes de hidrogramas asociados a ciertos valores de precipitación y tres condiciones previas de humedad del suelo (seca, normal y saturada), todo lo anterior conforme a la metodología explicada en subcapítulos previos. En el próximo capítulo, de hecho, se ilustra el formato y contenido de este archivo para el caso de estudio seleccionado en el trabajo de tesis (ver subcapítulo 4.4).

La aplicación se inicia al abrir el explorador de archivos del sistema para acceder a los datos de proyecto (comando señalado con letra **A** en la figura previa). El usuario en seguida debe elegir opciones de cálculo relacionadas con: el método para calcular eficiencias de retención (opción **D**); técnica para construir curvas elevación-capacidad del vaso original y azolvado (opción **E**); método para analizar la distribución del azolve, incluyendo la posibilidad de trabajar (o no) con la curva tipo “propia” (opción **F**); y, condiciones de operación del vaso, esto para determinar la forma en que varía anualmente la densidad del material almacenado (opción **G**).

Con un solo comando (**H**, en la figura previa), se aplican todos los procesos de cálculo: (1) análisis estadístico de las lluvias, con frecuencias diferenciadas por condiciones de humedad antecedente; (2) construcción de curvas EAC del vaso, original y para una o dos batimetrías (de haberlas), y determinación del volumen de azolve retenido; (3) cálculo de la producción anual de sedimentos en la cuenca, por evento de tormenta y anualizada, incluyendo calibración de parámetros para igualar resultados con la cantidad retenida; (4) definición de curva “propia” y, con ella (o alguna de las curvas tipo), pronóstico del azolvamiento a largo plazo, expresado mediante la curva EAC futura y la variación temporal del nivel de sedimento a pie de presa.

Al final, los resultados se consultan en forma gráfica y tabular (listas **I**, **K**; y comandos **J**, **L**), tal como se ilustra con el caso de estudio del próximo capítulo.

4. CASO DE ESTUDIO. PRESA SAN PEDRO, HUIMILPAN

La mejor forma de probar los modelos para calcular la producción de sedimentos en una cuenca, en conjunto con los procesos de azolvamiento dentro de un embalse ubicado en su punto de salida, corresponde al estudio de casos instrumentados (con datos climatológicos y de campo) que permitan verificar el resultado de las variables de interés con respecto a los datos experimentales. Por lo que se refiere a la sedimentación de embalses, la medición más confiable es el levantamiento topográfico que se hace del fondo y laderas después de varios años de operación, o sea, una vez que el material de acarreo se ha depositado de manera apreciable. La diferencia entre capacidad original y remanente estimada con la batimetría resulta ser, en efecto, el volumen retenido.

Para el presente trabajo de tesis, se ha elegido la cuenca tributaria de la presa San Pedro Huimilpan, en el estado de Querétaro, por varias razones: (a) el embalse cuenta con dos trabajos topo-batimétricos posteriores al año inicial de operación de la obra (en 1971), una del año 1992 y otra realizada por la Universidad Autónoma de Querétaro, en el 2001 (Mobayed, 2002); (b) se trata de una cuenca relativamente pequeña (41.70 km²), sin obras de regulación importantes ubicadas aguas arriba; (c) se tiene información fisiográfica más o menos detallada de la zona (MDE con celdas de 50x50 m, y cartas temáticas actualizadas de edafología, uso del suelo y vegetación); (d) existe una estación climatológica cercana (EH Huimilpan) con información diaria de lluvias para todo el período de análisis (1971-2000), según la base de datos ERIC-3 (del IMTA).

Además de referir algunas características generales del medio físico y resaltar información de la propia obra, los siguientes apartados describen la aplicación de los modelos utilizados y algoritmos propuestos en la metodología, con énfasis especial en los resultados obtenidos y la interpretación derivada del análisis comparativo entre datos de campo y otros resultados alternativos.

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO

4.1.1 Cuenca hidrográfica

El municipio de Huimilpan, en el estado de Querétaro, se localiza entre los 20° 17' y 20° 33' de Latitud norte, y los 100° 11' y 100° 25' de Longitud oeste, con una extensión territorial de 388 km². Limita al norte con los municipios de Villa Corregidora, Querétaro y El Marqués; al sur con el municipio de Amealco y el estado de Michoacán; al oriente, con los municipios de Pedro Escobedo y San Juan del Río; y al poniente, con el municipio de Villa Corregidora y el estado de Guanajuato. La cabecera municipal está ubicada al sur de la ciudad de Querétaro, a sólo 32 km de la carretera (N° 400) Querétaro-Amealco.

La altitud del municipio se sitúa entre los 2000 y 2500 msnm. Cuenta con varias montañas importantes, pertenecientes a la llamada Sierra Queretana, entre las que destacan los cerros de: Capula, del Montoso, La Peña, Santa Teresa, de Bravo y cerro de La Cruz. Huimilpan se caracteriza por tener un clima templado, subhúmedo, con una temperatura media anual que oscila entre los 16 y 16.5 °C, siendo más fríos los meses de octubre a febrero (y parte de marzo) y templados los meses restantes. La precipitación media anual en la zona es de 769.8 mm (estación Huimilpan, Qro.).

El estado de Querétaro comprende parte de dos regiones hidrológicas conocidas: Pánuco (N° 26), situada al norte, centro y sureste, con una superficie de 8,820 km²; y Lerma-Chapala-Santiago (N° 12), al suroeste, con un área de 2,450 km². En el municipio de Huimilpan, al sur de la entidad, se forma la cuenca del arroyo San Pedro, que atraviesa luego el territorio en dirección norte, ya con el nombre de río Huimilpan, recibiendo aportaciones de muchos arroyos que conforman su cuenca. Más adelante confluye al río El Pueblito, dentro del municipio de Corregidora, considerado el afluente más importante del río Querétaro (o Apaseo, cuando discurre por el estado de Guanajuato, esto antes de integrarse al río Laja, una de las corrientes principales del río Lerma).

La mayor parte de los escurrimientos que genera la cuenca del arroyo San Pedro son regulados justamente por la presa San Pedro Huimilpan. La **Figura 4.1** muestra el área tributaria definida hasta el sitio de la cortina, tal como es configurada por el programa **HIDRAS** (Mobayed, 2001) sobre la carta regional del modelo digital de elevación (MDE). Se observa que la cuenca está comprendida entre los 2'250,020 y 2'241,650 m de Latitud N, y entre los 357,560 y 369,120 m de Longitud W, ambas en coordenadas UTM. La base de datos utilizada fue la del río Querétaro, integrada por: el MDE adaptado a escurrimientos, con celdas de 50x50 m; las cartas temáticas de uso del suelo y edafología; información geográfica vectorizada (carreteras, vías férreas, cuerpos de agua, curvas topográficas, etc.); así como datos hidroclimatológicos de diversa índole (Rivas, 2004).

La **Figura 4.2**, por su parte, presenta la carta de uso del suelo para el área de la cuenca. El análisis espacial de la imagen revela que el atributo dominante es la agricultura de temporal, con un 49.6% de la superficie. Le siguen: bosque de encino con un 22.2%, pastizal inducido con 21.9% y bosque de pino-encino con 6.3%. En cuanto a la erosión hídrica, no parecen existir prácticas de control en el área debido a la condición de deterioro que se observó durante los recorridos de campo efectuados en la zona (ver fotografía de la **Figura 4.3**). Por lo anterior, se espera que la cuenca genere grandes volúmenes de sedimento, no sólo porque buena parte se encuentra cubierta por agricultura de temporal sino también por la falta evidente de conservación y la presencia de otras coberturas poco efectivas para el control de los procesos erosivos (como la de pastizal inducido).

En las figuras se aprecia la delimitación de 16 microcuencas o celdas geomorfológicas, junto con sus cauces y recorridos superficiales, configuradas mediante el programa **HIDRAS** para un escalamiento de 1000 celdas reticulares de área mínima (equivalente a 2.50 km²). La **Tabla 4.1** contiene una relación de datos fisiográficos obtenidos (con el programa) para estas áreas, incluyendo coeficientes y números de escurrimiento, necesarios para la aplicación de los modelos hidrológicos.

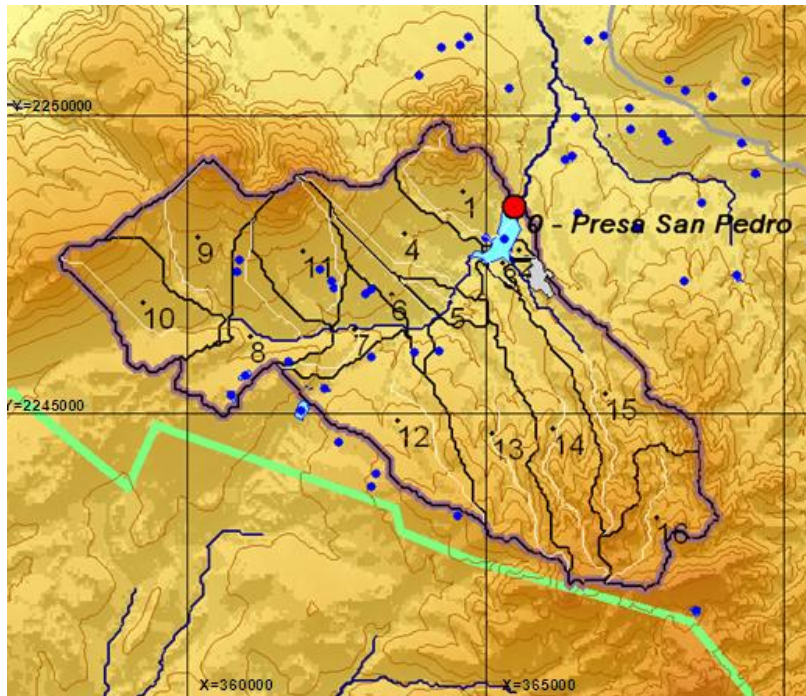


Figura 4.1 Cuenca tributaria de la presa San Pedro Huimilpan, con una superficie de 41.7 km². El área se ha dividido en 16 microcuencas o celdas geomorfológicas.

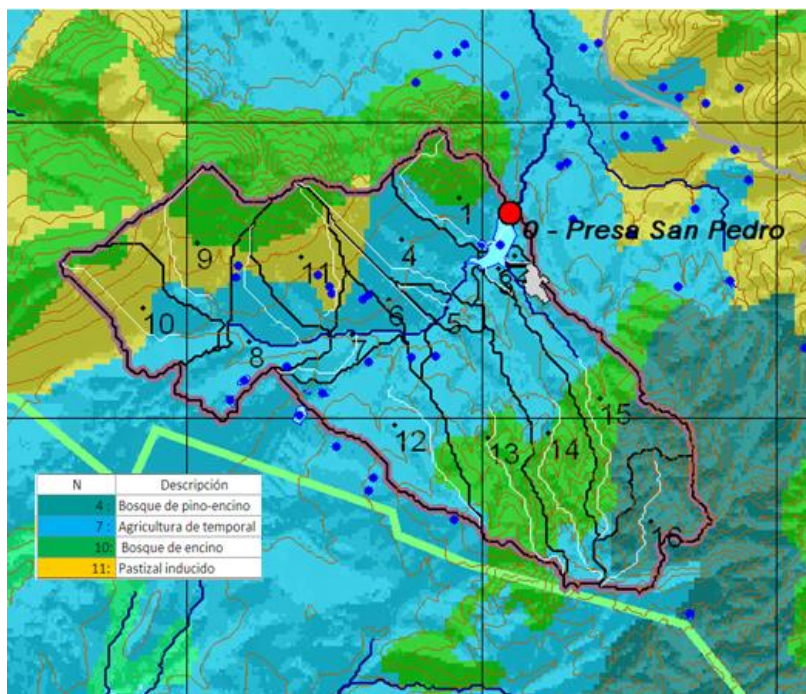


Figura 4.2 Cuenca tributaria de la presa San Pedro Huimilpan, sobrepuesta a la carta de uso del suelo. El atributo predominante (49.6 %) es la agricultura de temporal.



Figura 4.3 Zona erosionada en la cuenca alta del arroyo San Pedro, Huimilpan (Qro.) donde, además de los asentamientos humanos, se observa una clara desforestación en las áreas de lomerío. Si bien existen (indirectamente) ciertas obras para control de la erosión (primer plano), el deterioro parece excesivo.

Tabla 4.1 Cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan. Atributos físicos por microcuencas.

Micro	Área (celdas)	Cauce		Superficie		Uso de suelo	CN	Ce (%)
		L (celdas)	ΔZ (m)	L (celdas)	ΔZ (m)			
1	1061	12.8	7.45	76.2	333.40	7	66.18	8.26
2	49	4.8	0.06	10.8	23.28	7	70.37	11.00
3	90	7.8	0.18	14.9	29.64	7	70.13	11.00
4	1166	20.9	1.14	67.9	442.02	7	70.68	10.53
5	247	11.1	0.14	19.9	40.72	7	71.26	11.00
6	426	12.7	9.31	51.1	157.17	7	71.78	11.00
7	577	27.1	9.73	38.0	72.08	7	71.53	11.00
8	1251	40.0	41.15	50.3	214.32	7	71.02	10.84
9	1325	11.1	19.22	59.5	314.30	11	67.01	8.51
10	1251	17.1	19.74	51.6	267.05	11	70.34	10.39
11	1084	6.8	11.24	53.9	420.04	11	68.54	9.27
12	1691	19.1	30.24	63.2	215.88	7	70.74	10.62
13	1901	40.6	59.69	73.8	389.56	10	65.88	8.11
14	1718	54.9	76.16	77.2	318.29	7	66.65	8.73
15	1793	92.9	159.84	70.5	370.24	10	64.18	7.31
16	1050	4.0	14.13	56.8	219.66	4	61.62	6.52

4.1.2 Presa San Pedro Huimilpan

Esta obra hidráulica se ubica sobre el arroyo San Pedro, afluente del río El Pueblito, en el municipio de Huimilpan, Querétaro, con coordenadas 2'248,470 m de latitud N y 365,490 m de longitud W. El vaso tiene una capacidad total (al NAMO) de 2.67 millones de m³ para control de los escurrimientos (esto de acuerdo con la batimetría del año 2001, ya que la capacidad original era de 3.44 millones de m³) y para aprovechar sus aguas mediante riego de puenteo en una superficie de 845 Ha. La presa está formada por una cortina de mampostería, sección gravedad (curva en planta), altura máxima de 18.25 m, longitud de 210 m y ancho de corona igual a 2 m.

La obra de toma es de tipo tubería a presión y se ubica por el lado izquierdo de la cortina. La obra de excedencias consta de un vertedor de cresta curva, localizado en la parte central de la cortina, con una longitud de 50 m y capacidad para descargar hasta 100 m³/s (ver **Figuras 4.4 (a)** y **4.4 (b)**).



Figura 4.4 (a), Vista general de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro, en la que se aprecia la cortina y el vertedor de excedencias (de cresta curva), al centro de la estructura. La fotografía permite observar parte del vaso y una panorámica de la cuenca, con cierta degradación de su cobertura vegetal.



Figura 4.4 (b) Vista general de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro, vista desde aguas arriba. Por el nivel de agua, se aprecia parte del azolve depositado por margen izquierda, cerca del sitio (círculo) donde se hicieron muestreos.

Las curvas elevación-área-capacidad (EAC) características del vaso original en el año 1971, antes de su azolvamiento, se muestran en la figura siguiente.

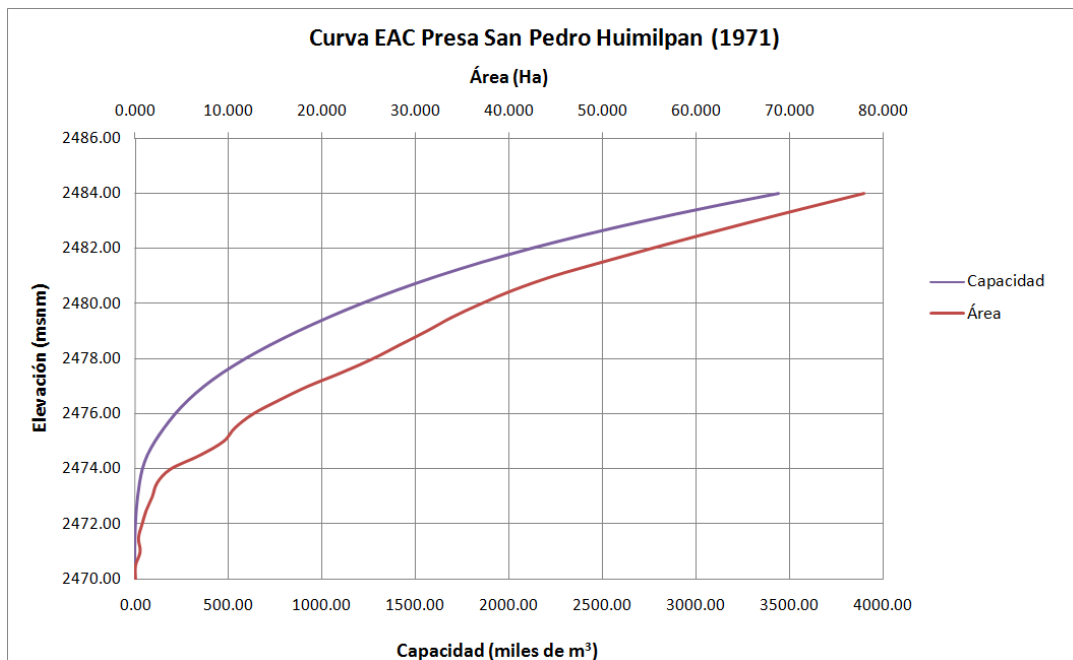


Figura 4.5 Presa San Pedro Huimilpan. Curvas originales elevación-área-capacidad (1971)

4.2 TRABAJOS DE CAMPO

4.2.1 Levantamientos topo-batimétricos

Como se ha dicho, el embalse de la presa San Pedro Huimilpan cuenta con dos trabajos topo-batimétricos posteriores al inicio de operación de la obra (en 1971), esto es en los años 1992 y 2001 (**Figura 4.6**). La **Tabla 4.2** presenta tres curvas EAC del vaso, correspondientes a la topografía original y a las batimetrías mencionadas.

Tabla 4.2 Presa San Pedro Huimilpan. Curvas elevación-área-capacidad del vaso.

Elevación (msnm)	Curva original (1971)		Batimetría 1 (1992)		Batimetría 2 (2001)	
	A (Ha)	V (miles m ³)	A (Ha)	V (miles m ³)	A (Ha)	V (miles m ³)
2470.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2470.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2471.0	0.050	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000
2471.5	0.319	0.950	0.000	0.000	0.000	0.000
2472.0	0.700	3.435	0.000	0.000	0.000	0.000
2472.5	1.144	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2473.0	1.800	15.298	0.000	0.000	0.000	0.000
2473.5	2.313	25.552	0.921	2.302	0.000	0.000
2474.0	3.750	40.564	1.841	9.075	0.000	0.000
2474.5	6.884	66.757	3.101	21.294	0.120	0.299
2475.0	9.400	107.305	4.360	39.856	0.239	1.179
2475.5	10.653	157.405	6.698	67.292	2.283	6.614
2476.0	12.575	215.409	9.036	106.482	4.327	22.868
2476.5	15.363	285.136	10.674	155.700	7.065	51.068
2477.0	18.425	369.489	12.312	213.116	9.803	93.053
2477.5	22.050	470.541	14.787	280.769	12.674	149.092
2478.0	25.375	589.006	17.263	360.815	15.544	219.513
2478.5	28.238	722.974	20.036	453.977	18.715	305.036
2479.0	31.125	871.321	22.810	561.017	21.886	406.433
2479.5	33.816	1033.627	26.499	684.175	26.174	526.422
2480.0	36.975	1210.544	30.189	825.794	30.463	667.878
2480.5	40.497	1404.157	35.861	990.715	34.671	830.597
2481.0	44.700	1617.063	41.534	1184.028	38.879	1014.370
2481.5	49.846	1853.311	49.384	1411.039	43.432	1220.042
2482.0	55.150	2115.689	57.234	1677.341	47.986	1448.493
2482.5	60.613	2404.987	59.885	1970.113	54.840	1705.367
2483.0	66.233	2721.998	62.537	2276.143	61.694	1996.533
2483.5	72.013	3067.512	68.767	2604.279	67.787	2320.114
2484.0	77.950	3442.320	74.998	2963.578	73.880	2674.171

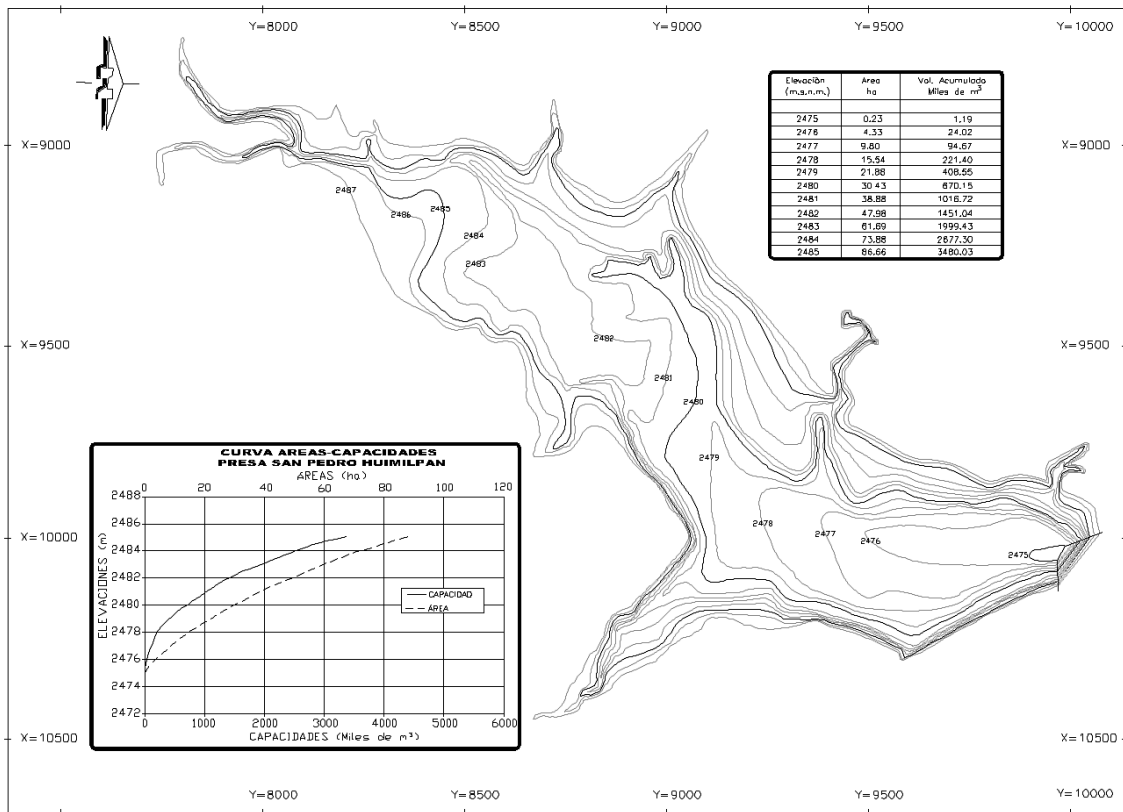


Figura 4.6 Levantamiento topo-batimétrico de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro, efectuado en el año 2001 (proyecto SIHGO-CONACYT, Mobayed, 2002).

Con respecto a los valores de las tablas, es sabido que las áreas se obtienen directamente del plano topográfico para cada polígono delimitado por una línea de igual altitud. El volumen acumulado, en realidad, se puede estimar de varias formas; aunque en el trabajo se han considerado la lineal y la del prismoide modificado (ver **Figura 4.7** para el año 2001), según las expresiones de cálculo siguientes:

$$\nabla_i = \nabla_{i-1} + \frac{1}{2}(E_i - E_{i-1})(A_i + A_{i-1}) \quad \text{lineal} \quad (4.1)$$

$$\nabla_i = \nabla_{i-1} + \frac{1}{3}(E_i - E_{i-1})(A_i + A_{i-1} + \sqrt{A_i A_{i-1}}) \quad \text{prismoide modificado} \quad (4.2)$$

donde ∇_i es el volumen acumulado y A_i la superficie del vaso para la elevación E_i .

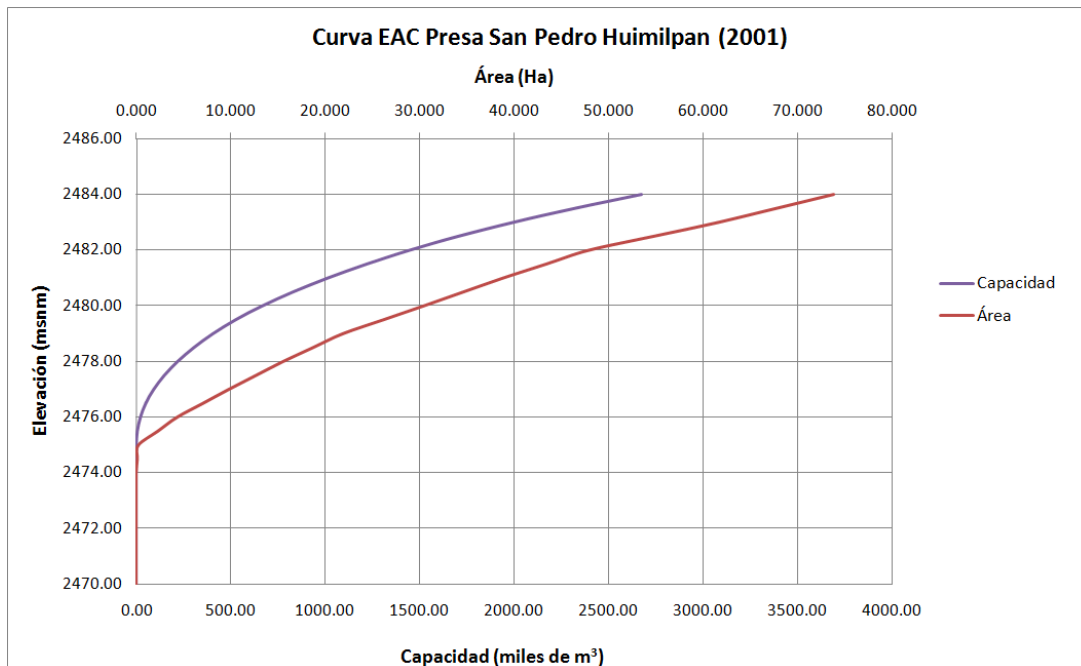


Figura 4.7 Curvas elevación-área-capacidad de la presa San Pedro Huimilpan, Qro., en el año 2001. Los volúmenes se estimaron con el método del prismoide modificado.

4.2.2 Muestreo del sedimento

Para hacer una caracterización aproximada del sedimento depositado, se obtuvieron algunas muestras del vaso y se analizaron posteriormente en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad. Los ensayos de granulometría tienen por objeto determinar, en forma cuantitativa, la distribución en peso de las partículas de suelo (o sedimento) de acuerdo con su tamaño. La distribución de partículas con tamaño superior a 0.075 mm, se determina mediante tamizado a través de una serie de mallas normalizadas. Para partículas menores, es preciso medir su velocidad de sedimentación en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas.

Con fecha 26 de mayo del 2009, se realizó un muestreo granulométrico del sedimento en el embalse de la presa San Pedro Huimilpan, 60 m aguas arriba de la cortina, por margen izquierda (según se aprecia en la **Figura 4.4 (b)**); y, después de

efectuar los ensayos señalados, se obtuvo la curva granulométrica de la **Figura 4.8**. Es preciso comentar que la muestra, si bien no fue tomada “a pie de presa”, puede ser característica del azolve acumulado en el vaso; esto porque su granulometría resulta intermedia entre la más gruesa, que se queda a la entrada del embalse (zona donde se forma el *delta*), y la muy fina, que por sus dimensiones y estado de suspensión alcanza con facilidad lugares más próximos a la cortina.

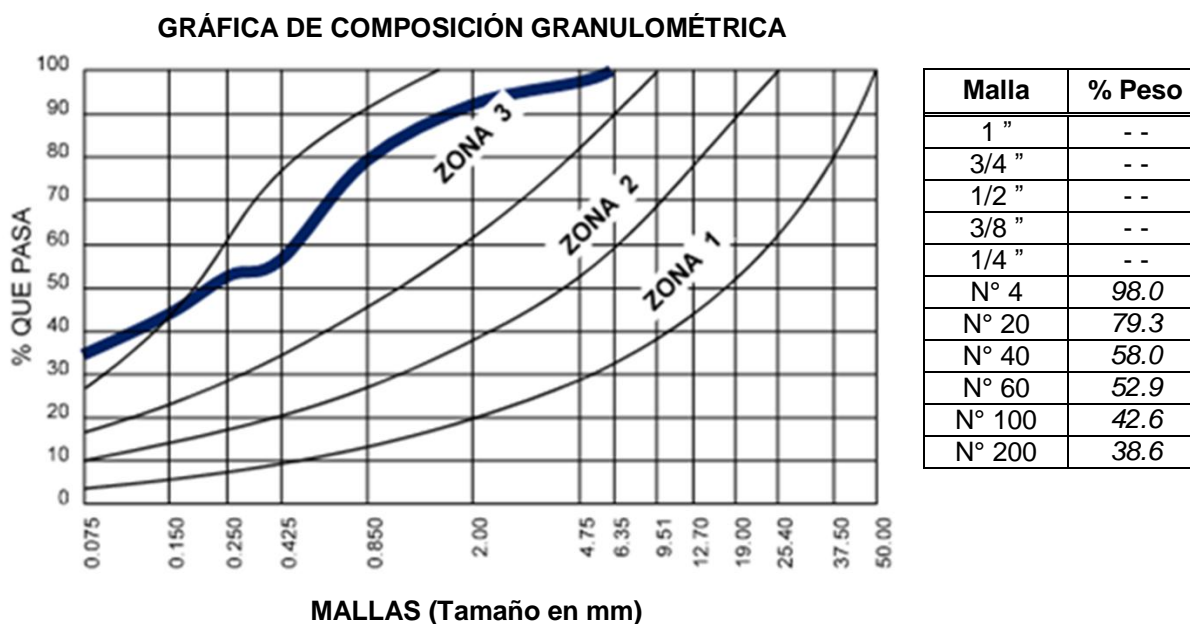


Figura 4.8 Resultados del análisis granulométrico efectuado a una muestra de sedimento (por margen izquierda) del vaso de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro.

De acuerdo con la composición granulométrica encontrada, se determinó que la muestra de sedimento contiene 2.00% de gravas, 59.40% de arenas y 38.60% de material fino (aproximadamente 14% de limos y 25% de arcillas). Sin duda, conviene efectuar otros muestreos del azolve para conocer mejor la distribución del tamaño de partículas retenidas en el embalse; aunque puede preverse que no habría un ajuste significativo al momento de calcular los cambios temporales de densidad del sedimento, dada la naturaleza de las ecuaciones involucradas (ver subcapítulo 2.3.1).

4.3 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Se ha mencionado que, en las cercanías de la presa, se encuentra ubicada la estación climatológica Huimilpan (justo en la cabecera municipal). De acuerdo con la base de datos del sistema ERIC-3 (del IMTA) tal estación, de clave 022029, cuenta con datos de precipitación en el período 1973-2003. Puesto que la presa San Pedro entró en operaciones desde el año 1971 y la última batimetría se efectuó en el 2001, fue preciso integrar un documento con información de lluvias diarias que comprendiera todo el intervalo, completando –de ser necesario– todos los registros faltantes.

La **Tabla 4.3** contiene un resumen con datos mensuales de precipitación, para el período 1973-1995, según la información disponible. Para los años faltantes o incompletos, se tomaron los registros de la estación El Batán (clave 022004), ubicada en el municipio aledaño de Villa Corregidora. La **Figura 4.9**, por su parte, muestra el tren de lluvias diarias ya completo, integrado así para el proyecto de tesis.

Tabla 4.3 Estación Huimilpan, Querétaro. Precipitación mensual del período 1973-1995

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1973	NO_D	4.5	0	38.2	61.1	197.4	296.9	277.5	188.5	72.1	7	0	1143.2
1974	2.1	5	15.5	29.8	33.5	108.9	230	131.3	113.1	5	NO_D	4.5	678.7
1975	NO_D	NO_D	NO_D	NO_D	NO_D	NO_D	NO_D	234.8	100.5	9.5	0	0	344.8
1976	0	0	11	29	13	25	186.7	31	109.4	112	6	7.1	530.2
1977	NO_D	0.8	4.1	30.6	39.6	231.9	242.9	130.7	129.6	32.5	0.5	10	853.2
1978	18	20.6	37.5	10	66	68	266.7	196.6	94	100.5	10	0	887.9
1979	0	28.5	8	23.6	22.3	104.1	261.4	143.7	110.4	0	0	29.8	731.8
1980	77.5	0	0	50.2	20.5	27	116.2	117.3	NO_D	NO_D	NO_D	1.5	410.2
1981	63.6	11.9	5.7	25.6	97.1	227.5	126.3	55.2	23.4	128	1.5	1.8	767.6
1982	1.5	22.1	0.8	15.7	115	39.7	168.2	88.1	15.8	67.5	2	0.6	537.0
1983	34.1	NO_D	18.8	0	66.1	102.6	338.8	177.4	189.7	62	27.2	2.9	1019.6
1984	14.6	15.9	0	0	44.5	101.5	289.9	124.8	133	54.3	1.3	4.8	784.6
1985	7	3.5	2.1	22.5	78.1	218.3	NO_D	147.3	48.6	60.9	15.7	1.1	605.1
1986	0	NO_D	0	40.7	92.9	379.2	NO_D	116.1	70.1	133.4	52.1	1.5	886.0
1987	0	1.1	2.3	35.4	43.2	145.5	266	79.5	51.5	0	16.1	0	640.6
1988	99	2	21.8	70.4	3	57.6	256	210.7	42.8	0	0	0	763.3
1989	NO_D	28.6	0	10.2	40.8	118.7	100	207.9	88	0	0	19.2	613.4
1990	6.7	64.5	4.3	7.1	41.5	60.7	223.5	164	147.3	78.1	3.8	2.7	804.2
1991	2.8	0	0	0	19.4	238.8	312.8	67.3	129.3	111.5	NO_D	NO_D	881.9
1992	NO_D	NO_D	NO_D	NO_D	62	56	157	166.9	222.9	132.4	54.7	0	851.9
1993	7	2.5	0	13.2	6	125	177.2	62.1	88.9	16.5	27.9	0	526.3
1994	28	0	0	76.5	64	206.9	59.6	139.5	47	48.1	0	6	675.6
1995	18.3	7	5	12	46	131	67.5	234.5	123.5	39	8.3	NO_D	692.1

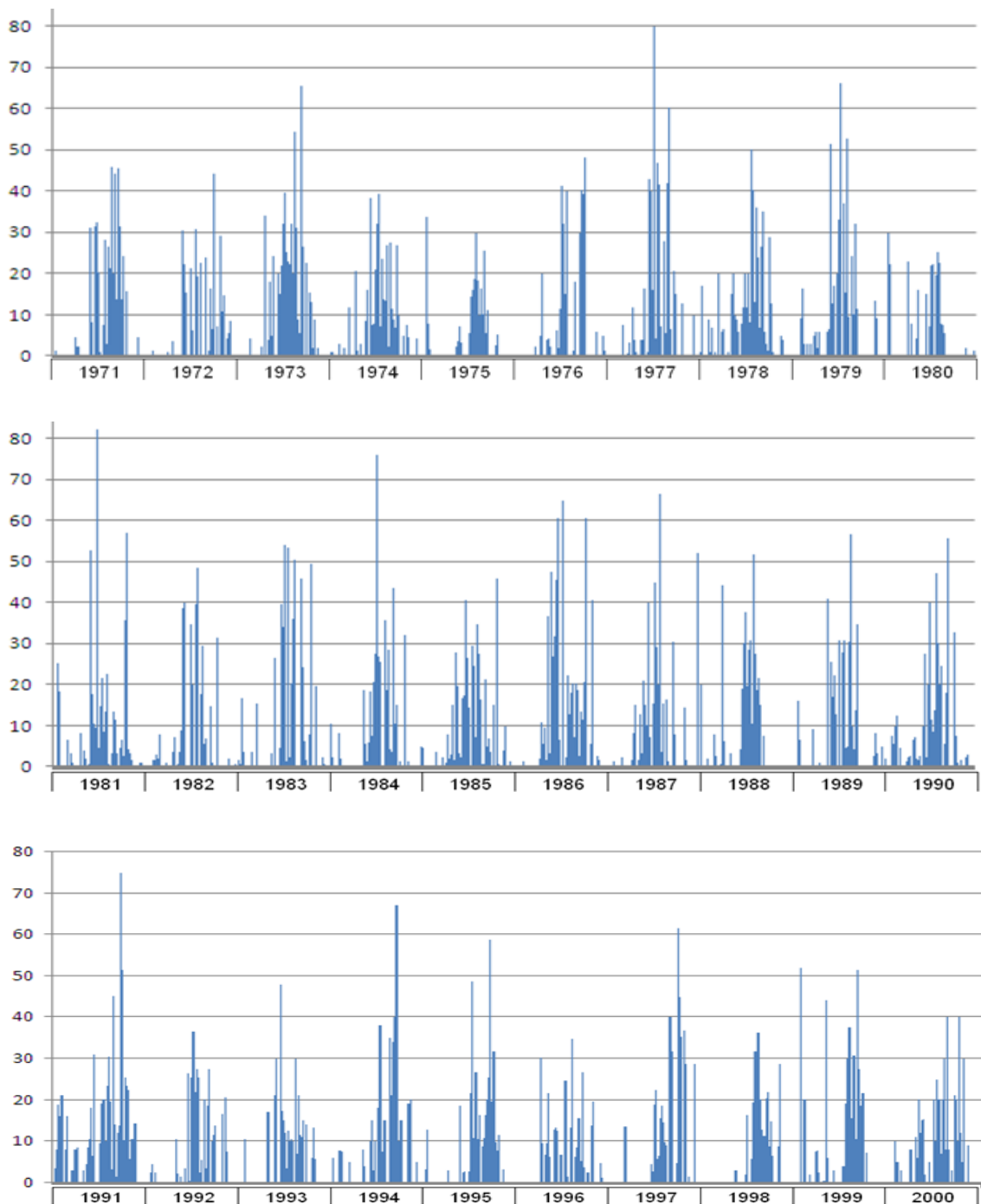


Figura 4.9 Tren de lluvias diarias en el sitio de la estación climatológica Huimilpan, Qro., para el período 1971-2000. Los datos faltantes fueron tomados de los registros de la estación El Batán, ubicada en el municipio aledaño de Villa Corregidora a saber: 1971-1972 (completos), 1975 (junio), 1980 (septiembre y octubre), 1985 (julio) 1986 (julio), 1997-1998 (completos) y 2000 (junio a septiembre).

Si bien los datos tomados de la estación El Batán pueden no corresponder al total anualizado de precipitación en Huimilpan, los valores usados no representan más que un 15% del registro completo; además, las cuencas se ubican en la misma región y tienen características geográficas y climáticas similares entre sí.

Puesto que la información del tren de lluvias se almacena en archivo de datos, con estructura similar a la utilizada por el programa ERIC-3 (ya sea como texto u hoja de cálculo tipo Microsoft Excel©), es factible aplicar –mediante programas sencillos– evaluaciones estadísticas útiles para los modelos hidrológicos. Según los objetivos de este trabajo, y aprovechando el desarrollo del programa **RET_SED** (descrito en el subcapítulo 3.4), se ha habilitado una subrutina para efectuar el análisis estadístico de lluvias, con frecuencias diferenciadas por condiciones de humedad antecedente (tal como se indicaron en la **Tabla 3.1**).

Aunque los resultados sobre producción de sedimento (o cantidad y forma de retención del azolve en el vaso) se presentan en el próximo subcapítulo, conviene de una vez referirse a la estadística mencionada para el período 1971-2000 (**Tabla 4.4**). Se recuerda que estos resultados facilitan el cálculo de la producción de sedimento asociada a eventos de tormenta, según la formulación propuesta en el subcapítulo 3.2.1 (y expresada en su momento mediante las ecuaciones 3.9 y 3.10).

De acuerdo con la tabla, una cantidad importante de días con lluvia (76.2%) ocurren ante una condición precedente deficitaria de humedad del suelo (seca); y solamente pocos eventos de tormenta (12.9%) encuentran condiciones saturadas que propician mayores volúmenes de escorrentía y, por ende, aportaciones notables de sedimento al sistema de drenaje. No se trata únicamente de la diferencia que puede haber en cuanto a eventos. En forma anualizada, por ejemplo, la cantidad de precipitación tampoco es indicativa de la producción esperada de sedimento, pues existen años con menos lluvia que otros pero con una mayor frecuencia de eventos asociados a condiciones de suelo saturado.

Con respecto a la estadística se entiende que, para cada año, se hace otro análisis de frecuencias pero no sólo diferenciado por condiciones precedentes de humedad sino también por rangos de precipitación, esto último para simplificar, como ya se dijo, la aplicación de los cálculos anualizados.

Tabla 4.4 Días con lluvia en el sitio de la estación climatológica Huimilpan, Qro., para el período 1971-2000, diferenciados según condiciones de humedad precedente (criterio del SCS (1972, 1986) para el método de los números de escurrimiento).

<i>k</i>	Año	<i>P</i> (mm/año)	Días con lluvia, según condición de humedad			
			<i>r_k</i> (días)	Seca	Normal	Saturada
1	1971	930.2	67	36	8	23
2	1972	494.8	47	39	6	2
3	1973	1143.2	80	52	6	22
4	1974	690.9	72	59	10	3
5	1975	424.6	62	56	6	0
6	1976	530.2	35	33	1	1
7	1977	853.2	75	51	9	15
8	1978	887.9	85	64	11	10
9	1979	731.8	60	40	7	13
10	1980	412.5	30	27	1	2
11	1981	767.6	107	94	5	8
12	1982	537.0	69	53	10	6
13	1983	1024.5	76	52	6	18
14	1984	784.6	79	59	7	13
15	1985	743.2	84	69	4	11
16	1986	1020.0	83	55	12	16
17	1987	640.6	68	51	10	7
18	1988	763.3	63	44	10	9
19	1989	613.4	49	43	4	2
20	1990	804.2	95	76	11	8
21	1991	929.5	82	54	11	17
22	1992	1032.0	101	77	14	10
23	1993	526.3	48	40	3	5
24	1994	675.6	65	52	8	5
25	1995	715.9	64	50	10	4
26	1996	603.2	47	33	7	7
27	1997	437.6	48	44	3	1
28	1998	714.2	47	34	2	11
29	1999	413.0	34	30	3	1
30	2000	763.3	63	44	10	9
Promedios		720.76	66.42	50.64	7.23	8.55

4.4 RESULTADOS. PRODUCCIÓN Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS

Una vez que se ha preparado toda la información (caracterización fisiográfica de la cuenca; datos geométricos del embalse, tanto originales como recientes; y base de datos de precipitación diaria para todo el período de análisis), se procede a la aplicación de los algoritmos descritos en el capítulo 3. Antes de evaluar la producción de sedimentos, y además de la estadística de lluvias, se requiere la estimación de gastos máximos y volúmenes totales de escorrentía directa que pueden producir los distintos eventos de tormenta.

Con ayuda del programa **HIDRAS** (Mobayed, 2001) se efectuaron las corridas hidrológicas, tomando como datos: la información fisiográfica de la cuenca del arroyo San Pedro (subcapítulo 4.1.1), dos escalados para superficies tributarias (con área mínima incipiente de 1.25 y 2.50 km², o sea 500 y 1000 celdas), valores de lluvia característicos (5, 15, 25 mm, ...), una duración de tormenta de 2 horas y las tres condiciones previas de humedad (según criterios de la **Tabla 3.1**). Los resultados de gasto pico y volumen total se resumen en la **Tabla 4.5**. Aunque se hizo el ejercicio de escalar el área con distinto tamaño de microcuencas, no se observaron diferencias significativas que justificaran un análisis posterior con ambos criterios.

En adelante, el procedimiento de trabajo se limita a leer cada evento histórico del tren de lluvias para ubicarlo en un intervalo característico de la tabla señalada, a fin de asignarle –durante el cálculo de cantidades anualizadas– sus valores de gasto máximo y volumen de escorrentía.

Con todo preparado, se forma el archivo de datos para ejecutar el programa **RET_SED** (ver subcapítulo 3.4), de acuerdo con la estructura que se presenta en la **Tabla 4.6**. Con ello se efectúa, además del análisis estadístico de lluvias, todos los procesos relacionados con la producción anual de sedimentos, la forma de acumulación del sedimento retenido en el vaso y el pronóstico de azolvamiento a largo plazo.

Tabla 4.5 Resultados del modelo hidrológico distribuido **HIDRAS** para simulación de eventos de lluvia-escorrentía en la cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan (Querétaro). Se utilizaron dos escalados para definir microcuencas con área mínima incipiente de 1.25 y 2.50 km², diez precipitaciones características (5, 15, 25 mm ...) con duración de tormenta de 2 horas y para tres condiciones de humedad precedente (seca, normal, saturada) según criterios del SCS (1972, 1986) y del propio modelo (para la forma de distribución espacial).

(a) Cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan. Hidrogramas para un escalado de **500** celdas.

L	Precipitación (mm)		Condición previa de humedad del suelo					
	Intervalo	Marca	Seco (1)		Normal (2)		Saturado (3)	
			Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)	Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)	Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)
1	0 – 10	5	0.00	0	0.00	0	0.00	0
2	10 – 20	15	0.09	2162	0.28	5443	0.83	12966
3	20 – 30	25	0.79	13221	2.39	32073	7.05	75593
4	30 – 40	35	2.21	33033	7.04	79817	19.23	183588
5	40 – 50	45	4.26	59384	13.52	143699	36.25	326382
6	50 – 60	55	7.34	96540	21.61	224061	56.26	497683
7	60 – 70	65	12.21	154321	31.65	326140	80.08	693531
8	70 – 80	75	18.72	231130	43.24	446870	105.43	910237
9	80 – 90	85	26.56	325680	56.51	585385	132.08	1143793
10	90 – 100	95	36.53	440454	71.91	741765	161.39	1393058

(b) Cuenca del arroyo San Pedro, Huimilpan. Hidrogramas para un escalado de **1000** celdas.

L	Precipitación (mm)		Condición previa de humedad del suelo					
	Intervalo	Marca	Seca (1)		Normal (2)		Saturada (3)	
			Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)	Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)	Q _p (m ³ /s)	V _T (m ³)
1	0 – 10	5	0.00	0	0.00	0	0.00	0
2	10 – 20	15	0.10	2176	0.30	5454	0.89	12979
3	20 – 30	25	0.81	13227	2.38	32095	7.04	75601
4	30 – 40	35	2.20	33029	6.65	79860	18.12	183527
5	40 – 50	45	4.13	59378	12.23	143691	32.76	326298
6	50 – 60	55	6.76	96549	18.88	224120	50.33	497419
7	60 – 70	65	11.05	154369	27.54	325982	69.74	693547
8	70 – 80	75	16.55	231212	37.12	447055	90.26	909926
9	80 – 90	85	23.34	325722	47.88	585113	113.24	1143649
10	90 – 100	95	31.44	440270	60.28	741824	137.05	1392788

Tabla 4.6 Estructura y contenido general del archivo de datos (en formato ASCII) para ejecución del programa **RET_SED** (subcapítulo 3.4). Se escribe: información general, curvas elevación-área del vaso y datos de hidrogramas (Tabla 4.5).

Archivo de datos	Observaciones
<pre> [RETSSED_2] Presa Huimilpan 41.70, 0.2575 C:\Tesis_Z\BaseUnicaHuimilpan(b).xls 25, 14, 61 2030 [EAC] 3 29 1971 2470.00, 0 2470.50, 0 ... 2483.50, 720125 2484.00, 779500 29 1992 2470.00, 0 2470.50, 0 ... 2483.50, 687671 2484.00, 749976 29 2001 2470.00, 0 2470.50, 0 ... 2483.50, 677867 2484.00, 738796 [QMV] 10 5 0.000 0.000 0.000 15 0.094 0.279 0.832 25 0.794 2.388 7.049 ... 95 36.527 71.913 161.388 10 5 0 0 0 15 2162 5443 12966 25 13221 32073 75593 ... 95 440454 741765 1393058 </pre>	<p>Bloque inicial de datos (se identifica con etiqueta [RETSSED_2]). Ahí se escribe, en orden: nombre del proyecto; área de la cuenca (en km²) y factor <i>k</i> del método SARH para determinar coeficientes de escurrimiento anual (ver Tabla 3.2); ruta de acceso y nombre del archivo XLS con datos del tren de lluvias (según estructura en documentos de consulta del programa ERIC-3); porcentaje de arcillas, limos y arenas en muestra de sedimento; y año de pronóstico para las curvas EAC futuras.</p> <p>El segundo bloque (con etiqueta [EAC]), corresponde a las curvas elevación-área del embalse. Se indica número de curvas (2, cuando se tiene original y una batimetría; o 3, cuando se tienen 2) y, para cada una: número de puntos, año (inicio de operación o del trabajo topo-batimétrico) y pares de datos Elevación (msnm) – Área (m²).</p> <p>El tercer bloque de datos (etiqueta [QMV]) lleva información de los hidrogramas característicos (ver Tabla 4.5). Se escriben dos arreglos, uno para gastos máximos (Q_p) y otro para volúmenes totales de escorrentía directa (V_T) poniendo, para cada uno, número de lluvias simuladas (10 en el ejemplo); y, en cada renglón: precipitación total y valores asociados a las condiciones de humedad precedente seca, normal y saturada.</p>

4.4.1 Producción anual de sedimentos

En las expresiones estudiadas para calcular la producción de sedimentos en una cuenca (subcapítulo 3.2), se requiere el conocimiento previo de varios parámetros que, si se recuerda, se han agrupado en los coeficientes δ_{USLE} (para el modelo basado en la fórmula MUSLE) y δ_{DB} (para la fórmula anualizada de Dendy y Bolton). Para que la evaluación corresponda con la cantidad de azolve depositada en el vaso final, es preferible calibrar tales coeficientes conforme a los procedimientos vistos y formulados a través de las ecuaciones respectivas, (3.15) y (3.16).

Además de la información indicada en el archivo general de datos (**Tabla 4.6**), se han elegido las opciones de cálculo siguientes: **(a)** Método de Brune para estimar la eficiencia de retención (mejor que el de Churchill, con el que nunca se obtuvieron eficiencias menores al 99%); **(b)** Método del prismoide modificado para calcular los volúmenes acumulados del vaso (por tener mayor sustento geométrico que el lineal); **(c)** condición de vaso parcialmente lleno (por asemejarse a la forma de operación de la presa San Pedro Huimilpan); y, a propósito de superficies, **(d)** escalado para área mínima de 500 celdas o 1.25 km², en vez de 1000 (porque se determinaron caudales máximos poco mayores, aunque con similares volúmenes de escurrimiento).

La **Tabla 4.7** contiene el valor de los coeficientes calibrados, δ_{USLE} y δ_{DB} , con base en información de los períodos: 1971-1991 (desde el inicio de operación hasta el año previo a la primera batimetría), 1971-2000 (entre el año inicial y uno antes de la segunda batimetría) y 1992-2000 (para la retención observada entre las fechas de ambos levantamientos). Se indica también: la pérdida de capacidad en cada caso, la aportación media anual de sedimento y la cantidad retenida, en peso, después de corregir las contribuciones en función de la eficiencia de retención y los cambios temporales en la densidad del azolve acumulado.

Tabla 4.7 Calibración de los coeficientes δ_{USLE} (modelo basado en la fórmula MUSLE) y δ_{DB} (fórmula anualizada de Dendy y Bolton) relacionados con el cálculo de la producción de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro, en función de: la cantidad de azolve retenido en la presa San Pedro Huimilpan, información fisiográfica del área y registros pluviométricos locales del período 1971-2000.

Período de calibración	Pérdida volumen (miles m ³)	Sedimento (miles Ton)		Coeficiente (calibrado)	
	ΔV	Aporte Anual	Retenido*	δ_{USLE}	δ_{DB}
1971 – 1991	566.820	35.608	808.256	0.42565	3.43677
1992 – 2000	201.329	29.171	181.873	0.66480	3.31061
1971 – 2000	768.149	33.968	990.129	0.47360	3.43158

* Valor estimado con parámetros del período 1971-2000

Con fines comparativos, ambos coeficientes se podrían estimar mediante las formulaciones directas de cada método, sea la fórmula MUSLE (ponderando factores para toda la cuenca) o la expresión original propuesta por Dendy y Bolton (1976). Sin embargo, las diferencias resultantes sólo dejarían en claro la dificultad (y riesgos) de aplicar la fórmula modificada de pérdida de suelos a una cuenca fisiográficamente heterogénea, donde ni siquiera se conoce bien la forma de ocurrencia de los eventos pluviales (intensidad, duración, distribución, etc.); o evidenciarían los errores que se cometen con fórmulas ajustadas a partir de la información de otras cuencas.

Más bien, destaca el hecho de que el coeficiente basado en la fórmula MUSLE para calcular la cantidad de sedimento producido por eventos de tormenta (δ_{USLE}), asociado únicamente con características físicas de la cuenca, se hubiese incrementado en más del 55% para la última década (del período 1971-2000, esto es de 0.426 a 0.665). Con seguridad la superficie ha experimentado un deterioro importante en su cobertura vegetal, con pérdida de bosques (de pino y encino), abandono de tierras temporaleras (pastizales inducidos), sobrepastoreo y ausencia (o descuido) de prácticas de conservación. Si se ponderan los coeficientes obtenidos, por cierto, resulta un valor similar al calibrado para todo el período de análisis ($\delta_{USLE} \approx 0.474$).

En cuanto al coeficiente basado en la fórmula anualizada (δ_{DB}), se nota que su comportamiento obedece únicamente a las fluctuaciones de la precipitación anual, resultando incluso menor para el caso del período 1992-2000 (pues disminuye de 3.437 a 3.311). Esto también se refleja en la cantidad promedio de sedimento que aporta la cuenca, reduciéndose la misma (por disminución en los escurrimientos anuales) de 35,607 a 29,171 Ton/año entre las dos primeras décadas y la última. No significa pues que hayan prevalecido inalteradas las condiciones físicas del lugar sino que hubo menos precipitación vinculada con eventos erosivos. Incluso, la lluvia ocurrida fue menor pero suficiente para acarrear una mayor cantidad de partículas por evento, según quedó de manifiesto con los resultados del coeficiente δ_{USLE} .

Con fines de pronóstico, se ha optado por trabajar con la calibración basada en todo el período de análisis (1971-2000), tomando entonces como referencia los coeficientes $\delta_{USLE} \approx 0.474$ y $\delta_{DB} \approx 3.432$. Mediante una aplicación sistemática de las ecuaciones (3.10) y (3.11), se ha elaborado la **Tabla 4.8** así como las **Figuras 4.10 a 4.13**. Por la calibración efectuada, hay coincidencia para el año 2000 (uno antes que la fecha del trabajo topo-batimétrico) entre la pérdida de capacidad y el volumen retenido en el vaso (véanse valores destacados de las **Tablas 4.7 y 4.8**). Este detalle también se puede advertir en las **Figuras 4.11** (para el año 2000) y **4.12** (para 1992) por el cruce de líneas que representan la cantidad de sedimento acumulado.

Es de notar que la producción anual estimada por eventos es más fluctuante que la basada en datos anualizados (según la **Figura 4.10**). Esto se explica por el tren de lluvias y las condiciones prevalecientes de humedad en la cuenca cuando éstas ocurren. Con respecto al ajuste mostrado en la **Figura 4.13** entre escorrentía anual ($Q_k = C_k P_k$) y aporte de sedimento (Gs_k), se tuvo una correlación baja como consecuencia de la misma fluctuación ($r = 0.7437$) lo cual destaca la inconveniencia de expresar, sólo en función de la escorrentía, el comportamiento de una variable tan compleja.

Tabla 4.8 Cálculo de la producción anual de sedimento (G_{s_k}) en la cuenca del arroyo San Pedro y pérdida de capacidad (ΔV_k) en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan, basado en el aporte de material por eventos de tormenta (según la fórmula MUSLE) y anualizado (fórmula de Dendy y Bolton). Para el azolve se toma en cuenta el cambio de densidad y eficiencia de retención del embalse.

Año	P_k (mm/a)	C_k (SRH)	ρ_{N-k} (kg/m ³)	E_{k-1} (%)	Estimación por eventos			Estimación anualizada		
					G_{s_k} (ton/a)	ΔV_k (m ³)	V_k (miles m ³)	G_{s_k} (ton/a)	ΔV_k (m ³)	V_k (miles m ³)
1971	930.2	0.088	1245.8	97.2	49195	38405	3403.92	45335	35392	3406.93
1972	494.8	0.032	1245.8	98.0	2526	40393	3401.93	21332	52176	3390.14
1973	1143.2	0.115	1257.1	96.6	92503	111740	3330.58	56450	95606	3346.71
1974	690.9	0.058	1263.7	97.5	4161	114779	3327.54	32455	120673	3321.65
1975	424.6	0.024	1268.5	98.4	541	114408	3327.91	17090	133552	3308.77
1976	530.2	0.038	1272.1	97.9	15043	125711	3316.61	23402	151323	3291.00
1977	853.2	0.079	1275.1	97.3	128313	225565	3216.76	41246	182999	3259.32
1978	887.9	0.083	1277.6	97.2	41663	257694	3184.63	43094	216089	3226.23
1979	731.8	0.063	1279.8	97.4	15939	268951	3173.37	34696	242528	3199.79
1980	412.5	0.022	1281.7	98.4	2720	270034	3172.29	16333	254629	3187.69
1981	767.6	0.068	1283.4	97.4	51248	309236	3133.08	36643	282462	3159.86
1982	537.0	0.037	1285.0	97.8	29506	331737	3110.58	23796	300442	3141.88
1983	1024.5	0.101	1286.4	96.8	93194	403237	3039.08	50288	338714	3103.61
1984	784.6	0.070	1287.7	97.4	116911	493723	2948.60	37562	367302	3075.02
1985	743.2	0.065	1289.0	97.4	25890	512643	2929.68	35318	393975	3048.34
1986	1020.0	0.100	1290.1	96.7	104091	591701	2850.62	50053	431898	3010.42
1987	640.6	0.052	1291.1	97.5	19993	605954	2836.37	29669	454164	2988.16
1988	763.3	0.067	1292.1	97.3	7058	609677	2832.64	36410	481537	2960.78
1989	613.4	0.047	1293.1	97.6	14593	619672	2822.65	28147	502569	2939.75
1990	804.2	0.072	1294.0	97.3	12863	628545	2813.78	38619	531693	2910.63
1991	929.5	0.088	1294.8	96.9	4045	630620	2811.70	45298	565964	2876.36
1992	1032.0	0.102	1295.6	96.6	53622	671221	2771.10	50680	604218	2838.10
1993	526.3	0.036	1296.4	97.8	5054	674327	2767.99	23176	621270	2821.05
1994	675.6	0.056	1297.1	97.5	2475	675139	2767.18	31611	644765	2797.56
1995	715.9	0.060	1297.8	97.4	20951	690599	2751.72	33827	670107	2772.21
1996	603.2	0.046	1298.4	97.6	45195	725206	2717.11	27572	690600	2751.72
1997	437.6	0.025	1299.1	98.1	975	725127	2717.19	17893	703574	2738.75
1998	714.2	0.060	1299.7	97.4	50121	763279	2679.04	33734	728862	2713.46
1999	413.0	0.022	1300.3	98.3	1582	763700	2678.62	16364	740767	2701.55
2000	763.3	0.067	1300.9	97.3	7058	768149	2674.17	36410	768149	2674.17
Pronóstico al 2030										
2001	720.3	0.061	1301.4	97.4	33968	793853	2648.47	33817	793609	2648.71
2002	720.3	0.061	1302.0	97.4	33968	819627	2622.69	33817	818976	2623.34
□						□			□	
2029	720.3	0.061	1312.2	97.2	33968	1503707	1938.61	33817	1498820	1943.50
2030	720.3	0.061	1312.5	97.2	33968	1528894	1913.43	33817	1523884	1918.44

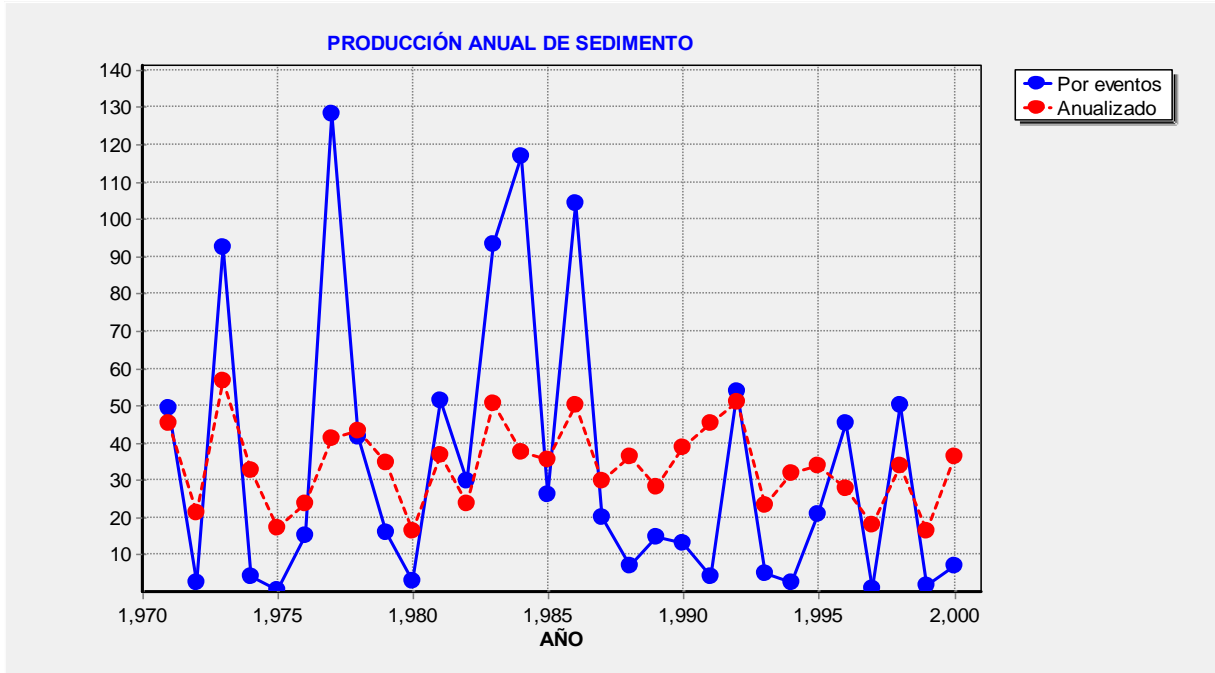


Figura 4.10 Producción anual de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro Huimilpan, calibrada según la cantidad de azolve en el vaso (por eventos y anualizado).

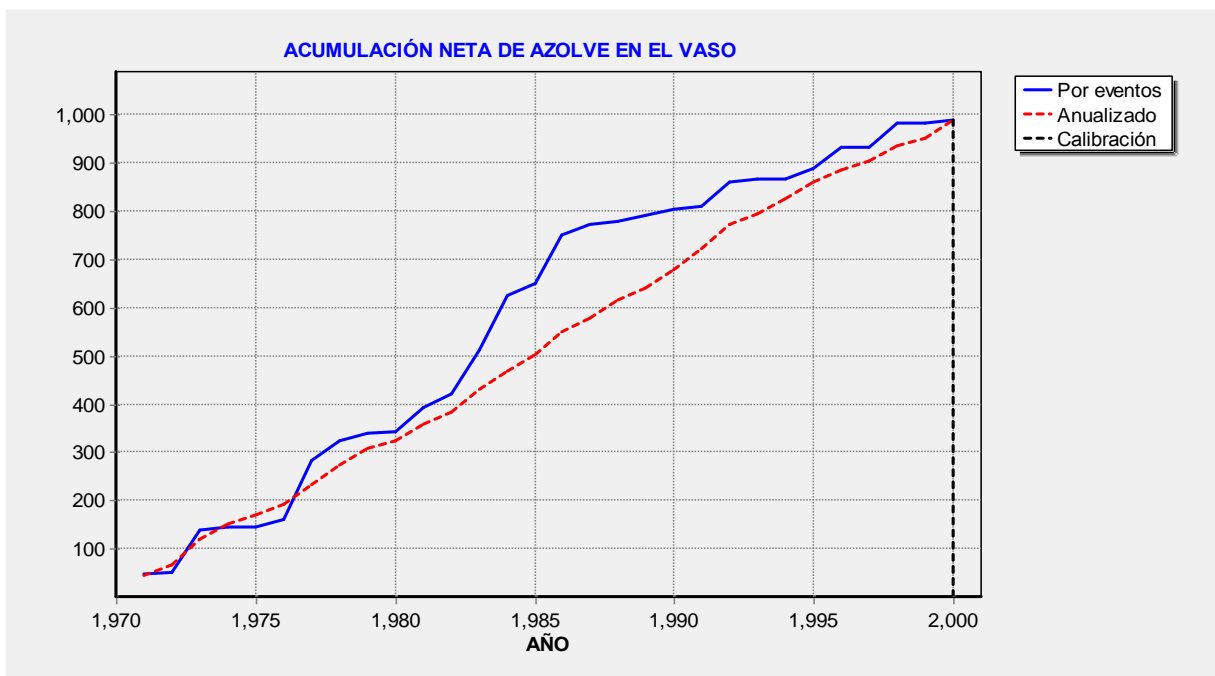


Figura 4.11 Acumulación neta de azolve en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan, estimada por eventos (fórmula MUSLE) y anualizada (ecuación Dendy-Bolton) con calibración al año previo de la segunda batimetría (2001).

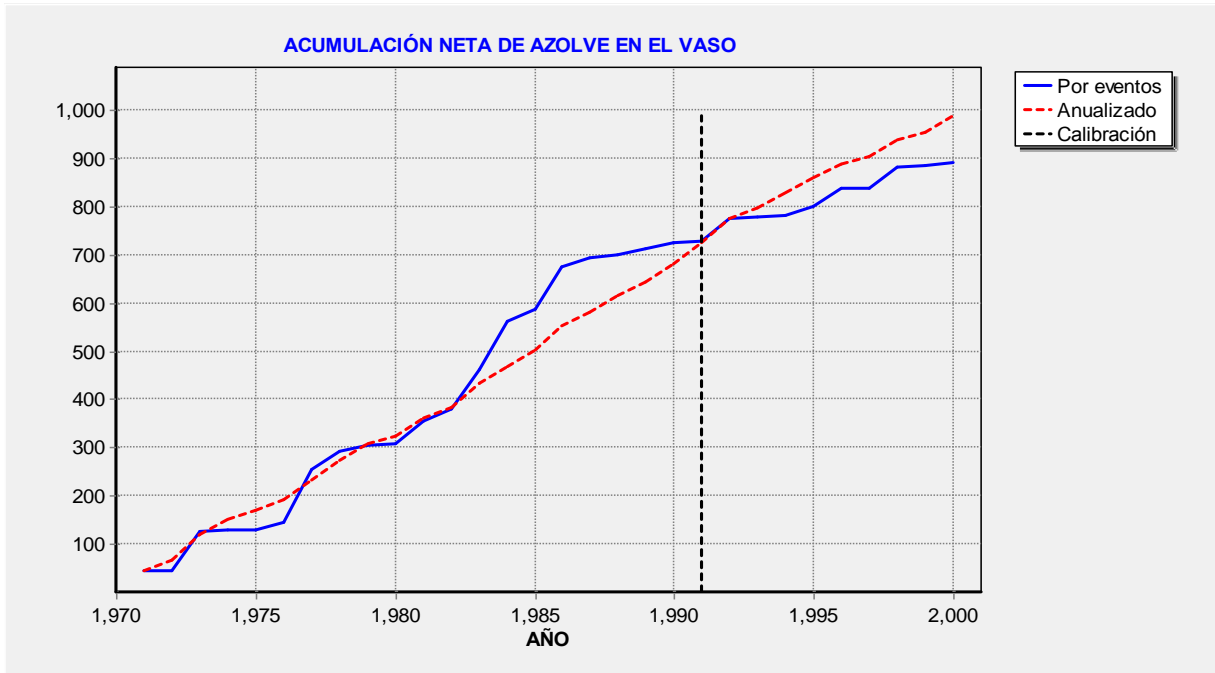


Figura 4.12 Acumulación neta de azolve en el vaso de la presa San Pedro Huimilpan, estimada por eventos (fórmula MUSLE) y anualizada (ecuación Dendy-Bolton) con calibración al año previo de la primera batimetría (1992).

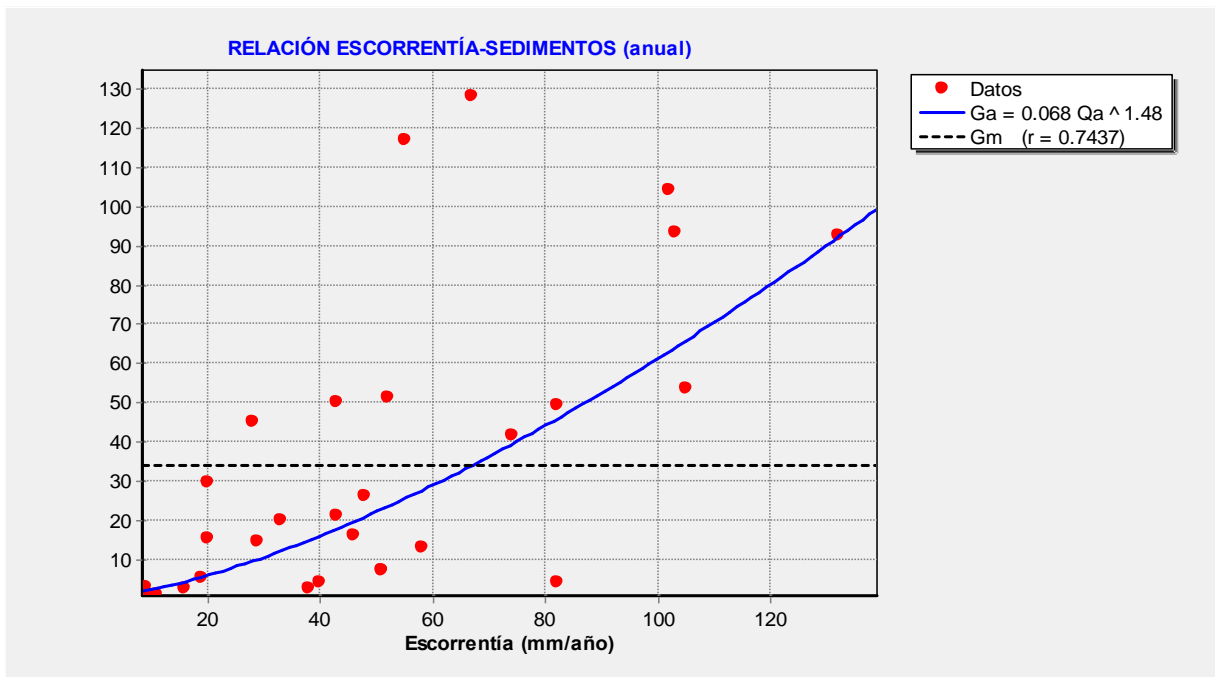


Figura 4.13 Relación entre escorrentía anual y producción de sedimento en la cuenca del arroyo San Pedro Huimilpan, con ajuste potencial indicativo (1971-2000).

4.4.2 Retención de sedimentos en el embalse

Una manera práctica de analizar la forma como se distribuye el azolve dentro de un embalse es a través del análisis gráfico propuesto por Borland y Miller (1958). El objetivo es construir las gráficas de: (1) altura y volumen acumulado (relativo) del azolve; (2) altura a pie de presa y volumen remanente (relativos) del sedimento; así como (3) fracción de pérdida de área y altura (relativos) por azolvamiento, todas según el tipo de vaso que se esté analizando (**Figuras 2.9 a 2.11**).

Con base en información de las curvas elevación-área-capacidad (EAC), tanto del vaso original como de las obtenidas mediante batimetría (ver **Tabla 4.2**), se han construido las gráficas mencionadas para el caso de la presa San Pedro Huimilpan. Antes fue necesario identificar el embalse con alguno de los 4 tipos propuestos en el método de área-reducción (ver **Tabla 2.2**), esto con base en el llamado factor M o inverso de la pendiente de ajuste lineal entre los logaritmos de la capacidad y altura del vaso. La **Figura 4.14** muestra este ajuste que, según el valor obtenido ($M \approx 3.75$) y otras características de la obra, permite clasificarlo como Tipo II.

Aunque lo recomendable es emplear el tipo de vaso elegido, se ha propuesto efectuar un ajuste de los datos asociados a la pérdida relativa de área mediante una curva propia, definida por la ecuación (3.18) y expresada en función de los coeficientes C , m y n (tal como se explica en el subcapítulo 3.3). Las **Figuras 4.15 a 4.17** presentan las mencionadas gráficas de análisis en las que se puede apreciar, con respecto a las curvas teóricas, la distribución de puntos obtenidos a partir de los datos topográficos del embalse, esto para ambas batimetrías. Se aprecia también, en línea punteada, el ajuste propio correspondiente a las dos últimas gráficas.

La **Tabla 4.9** contiene los coeficientes de las curvas tipo para cada batimetría, características de la forma como se reduce el área del vaso por efecto del azolve. Tal forma, de acuerdo con las **Figuras 4.17**, puede indicar la cercanía (o no) de los de-

pósitos a pie de presa pues, como se sabe, el máximo de las curvas tipo coincide con el lugar de mayor acumulación (o mayor reducción del área original). En tal sentido, la curva propia obtenida con la batimetría de 1992 muestra un punto máximo “hacia la derecha” o parte superior del embalse que la asemeja con el Tipo I (vasos extendidos cuyo azolve se queda a la entrada del cuerpo de agua). En cambio, la batimetría del 2000 produce una línea movida “hacia la izquierda”, muy similar al Tipo II. Esta situación revela un desplazamiento paulatino del sedimento hacia adelante que lo hace adoptar, con el paso del tiempo, su distribución final característica.

Tabla 4.9 Presa San Pedro Huimilpan, Qro. Coeficientes de ajuste a la ecuación de decremento de área (Método área-reducción)

Curva EAC	$a_j = C \cdot p_j^m (1 - p_j)^n$		
	C	m	n
Tipo II	2.487	0.570	0.410
Batimetría 1992	1.873	0.293	0.368
Batimetría 2000	6.939	1.393	0.838

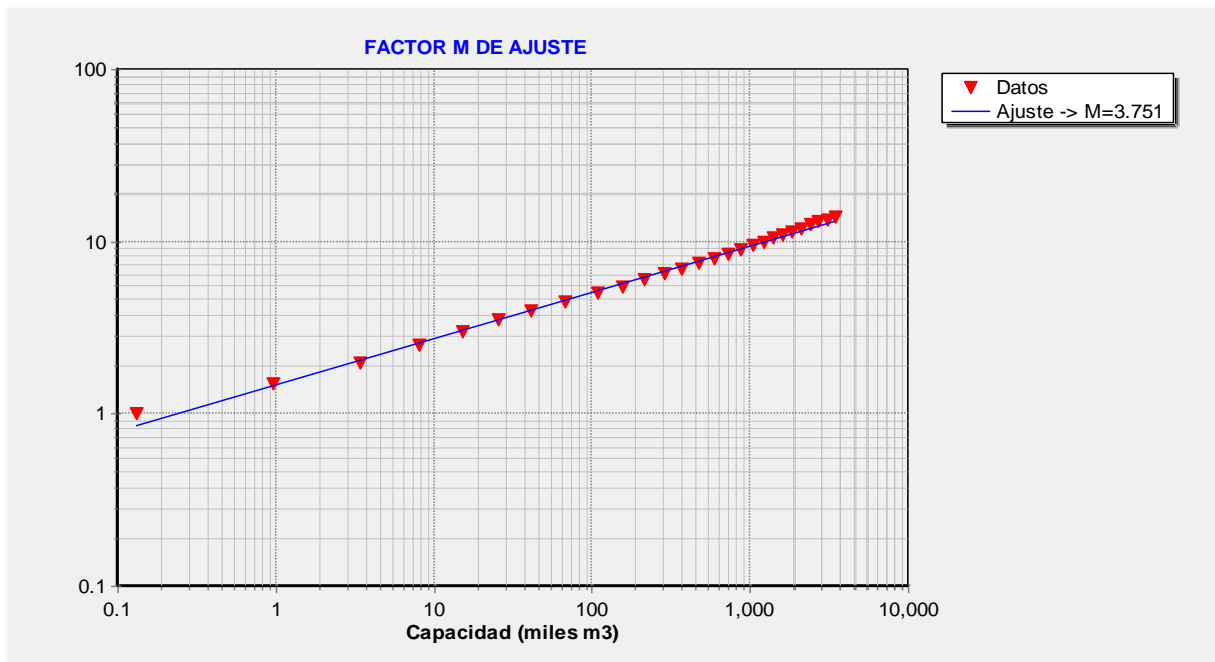


Figura 4.14 Presa San Pedro Huimilpan. Curva altura-capacidad en escala logarítmica.

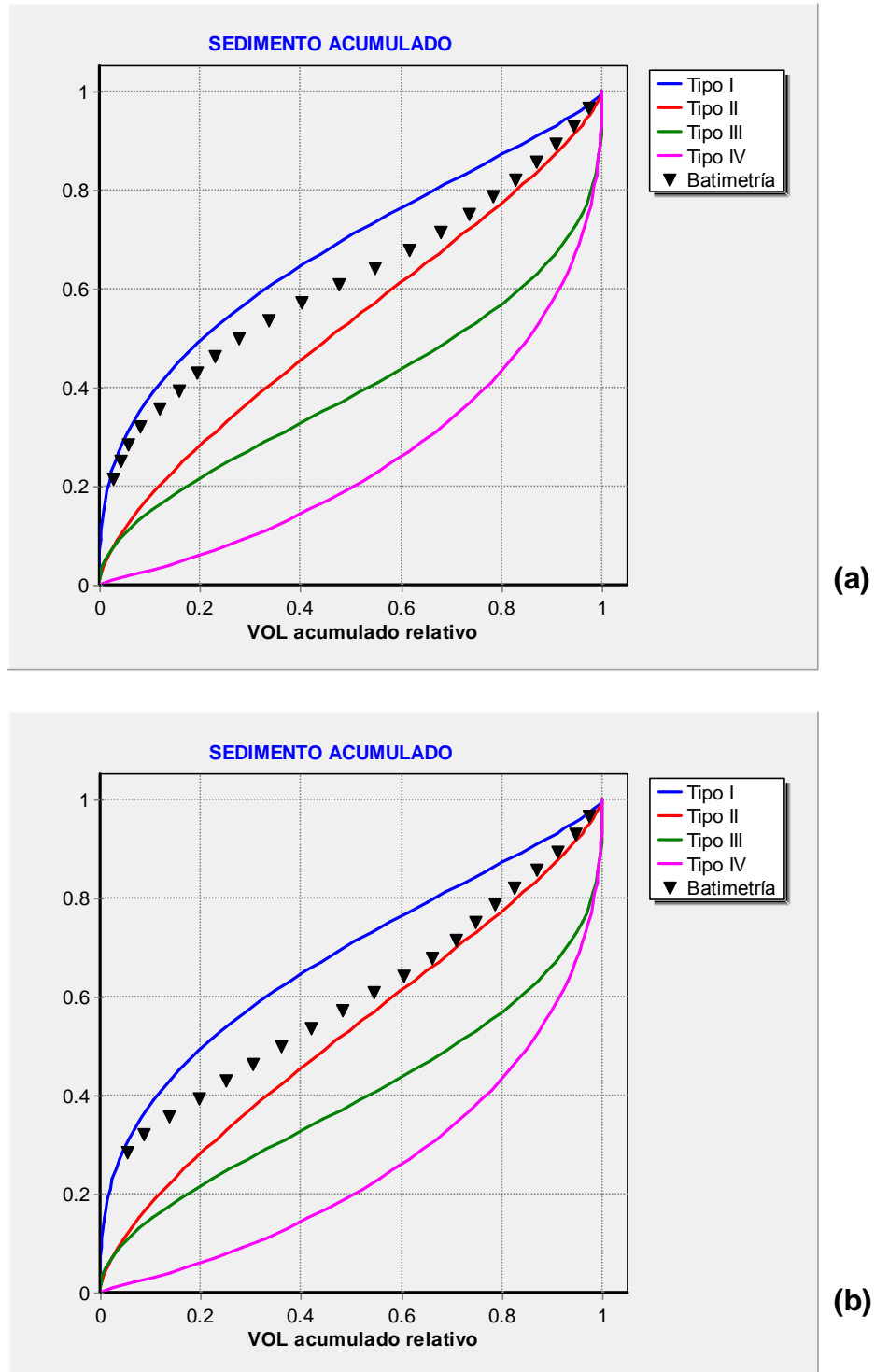


Figura 4.15 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Altura y volumen acumulado (relativo) del azolve con información topo-batimétrica del año **(a)** 1992 y **(b)** 2001. Se incluyen curvas tipo I a IV del método área-reducción (Borland y Miller, 1958).

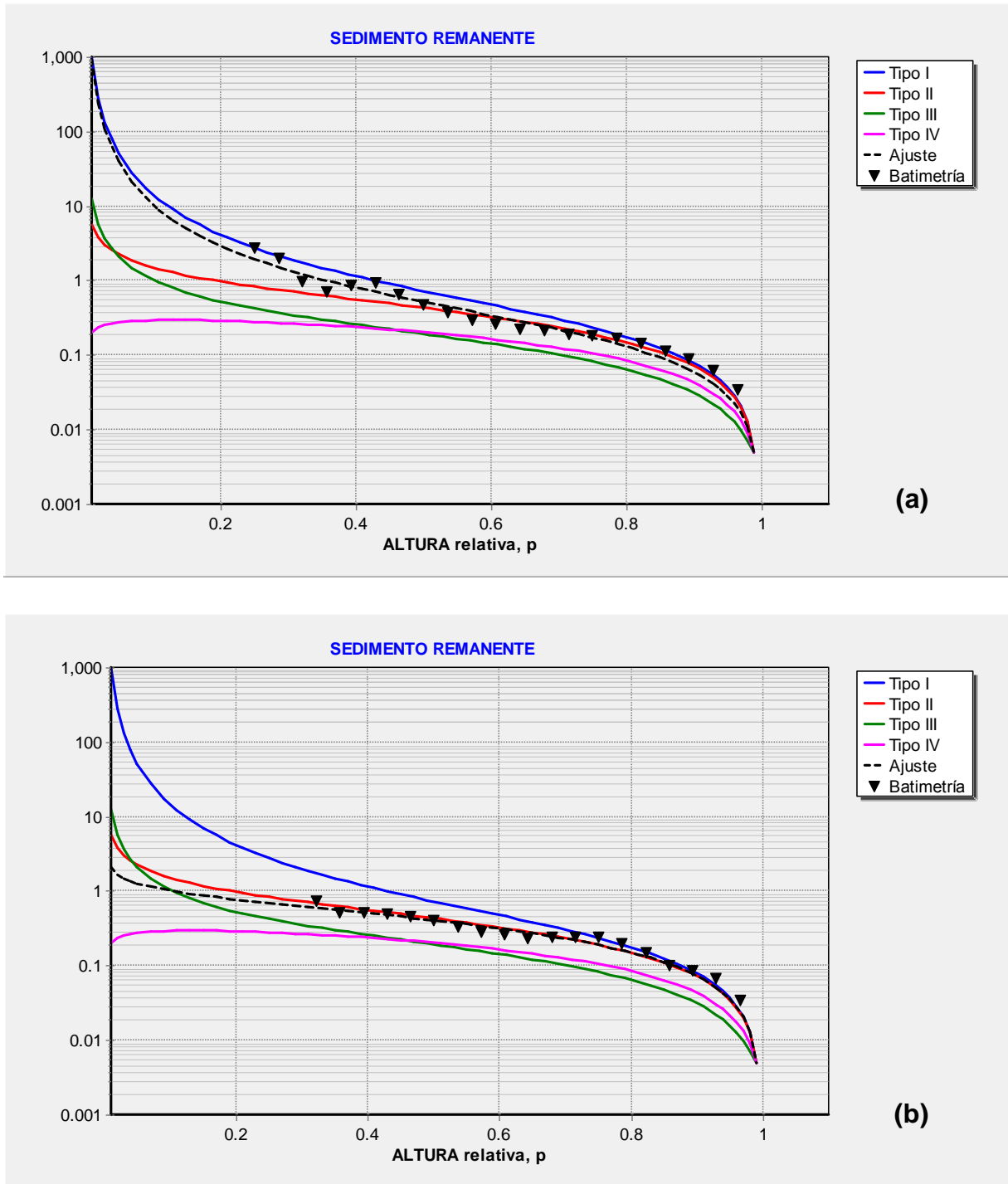


Figura 4.16 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Altura a pie de presa y volumen remanente (relativos) del sedimento, con información topo-batimétrica del año (a) 1992 y (b) 2001. Se incluyen curvas tipo I a IV del método área-reducción (Borland y Miller, 1958). Se observa, con el paso del tiempo, cómo los puntos se aproximan al comportamiento característico de la curva tipo II.

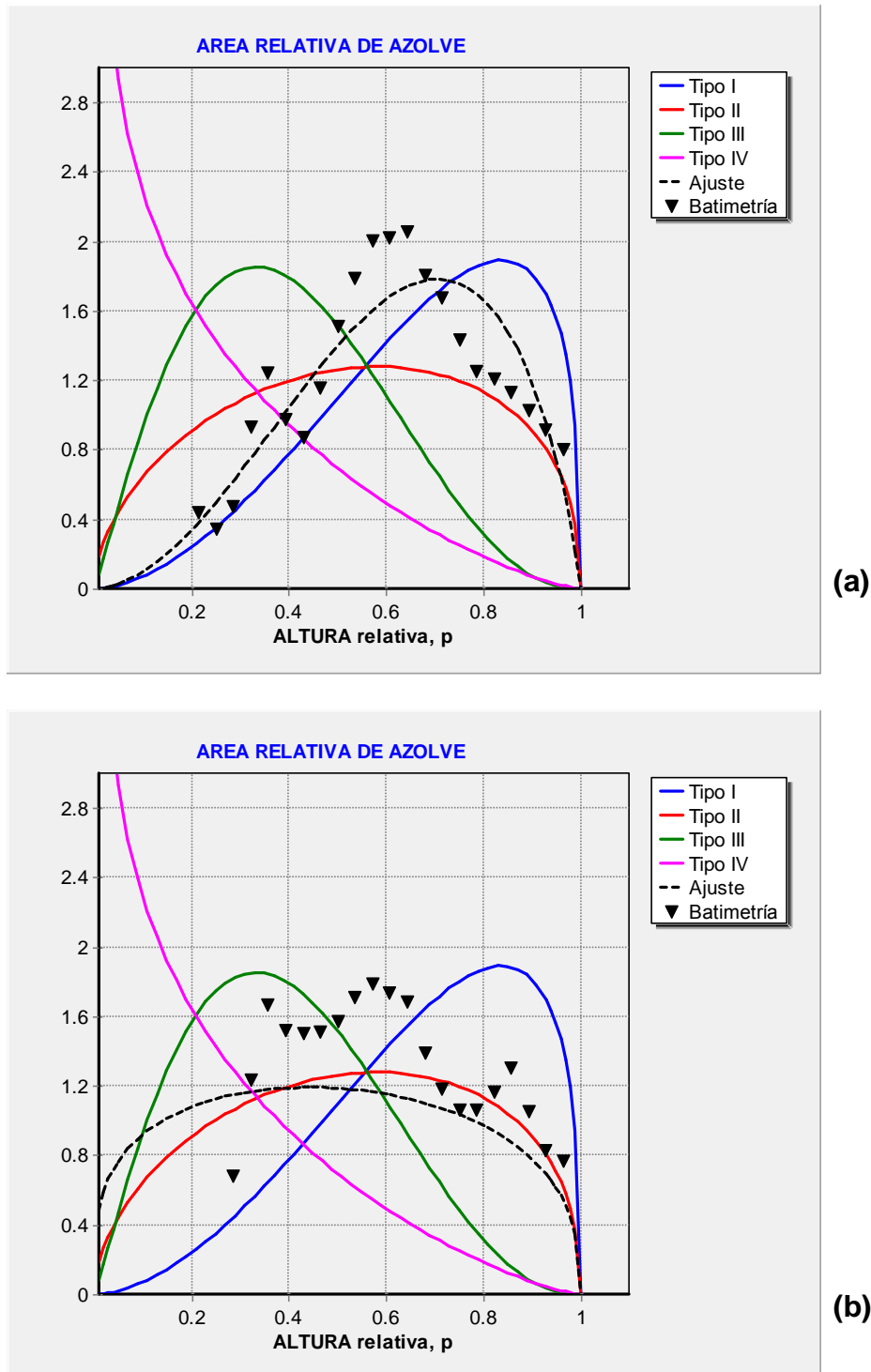


Figura 4.17 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Fracción de pérdida de área y altura (relativos) por azolvamiento con información topo-batimétrica del año **(a)** 1992 y **(b)** 2001. Se incluyen curvas tipo I a IV del método área-reducción (Borland y Miller, 1958) y ajuste propio a datos de campo (línea punteada).

De igual manera, en las **Figuras 4.15 y 4.16** se comprueba cómo la forma de distribución del azolve, al principio, queda representada en medio de las curvas tipo I y II pero, al final, se asemeja más a la distribución de tipo II. Con respecto a la reducción de áreas en el vaso, por cierto, los resultados obligan a descartar la aplicación del llamado método área-incremento, que supone constante la pérdida de superficie a cualquier altitud (situación no observada con el análisis topo-batimétrico).

Una vez definida la forma de distribución del azolve, es factible obtener curvas EAC de pronóstico para el embalse, tomando como base: la producción de azolve ajustada con los datos batimétricos para el período 1971-2000 (**Tabla 4.7**); la pérdida de volumen en el vaso, por ejemplo al año 2030 (estimada con la fórmula recursiva 3.3); reducción de áreas originales (**Tabla 4.9**) tras restar la pérdida de superficie ajustada (**Tabla 4.9**, ecuaciones 3.17 y 3.18); y, por último, la capacidad remanente para distintas elevaciones, en función de las áreas finales (ecuación 4.2).

En la **Figura 4.18**, se presentan dos juegos de curvas elevación-área para el año 2030, con base en ambas batimetrías. Las líneas continuas corresponden a los datos de campo, las discontinuas al pronóstico por eventos (fórmula MUSLE) y las punteadas al anualizado (ecuación de Dendy-Bolton). En el caso de las batimetrías usadas para calibración, evidentemente, existe coincidencia de trazo con ambos métodos y mayor semejanza con la curva de campo. De igual manera, la **Figura 4.19** muestra dos juegos de curvas elevación-capacidad, generadas a partir de las gráficas anteriores. Como se esperaba, el comportamiento observado fue similar.

Comentario aparte merece el cálculo del nivel o altura de azolve, h_0 , “a pie de presa”. Se entiende que este resultado es fundamental en cuanto a la vida útil del embalse, porque determina si la obra de toma puede quedar (o no) fuera de operación. Si se recuerda, el valor h_0 se obtiene con ayuda de la relación característica entre altura y volumen de sedimento remanente, según el tipo de vaso, tal como fue explicado en el subcapítulo 2.3.3 (y representado para el proyecto en la **Figura 4.16**).

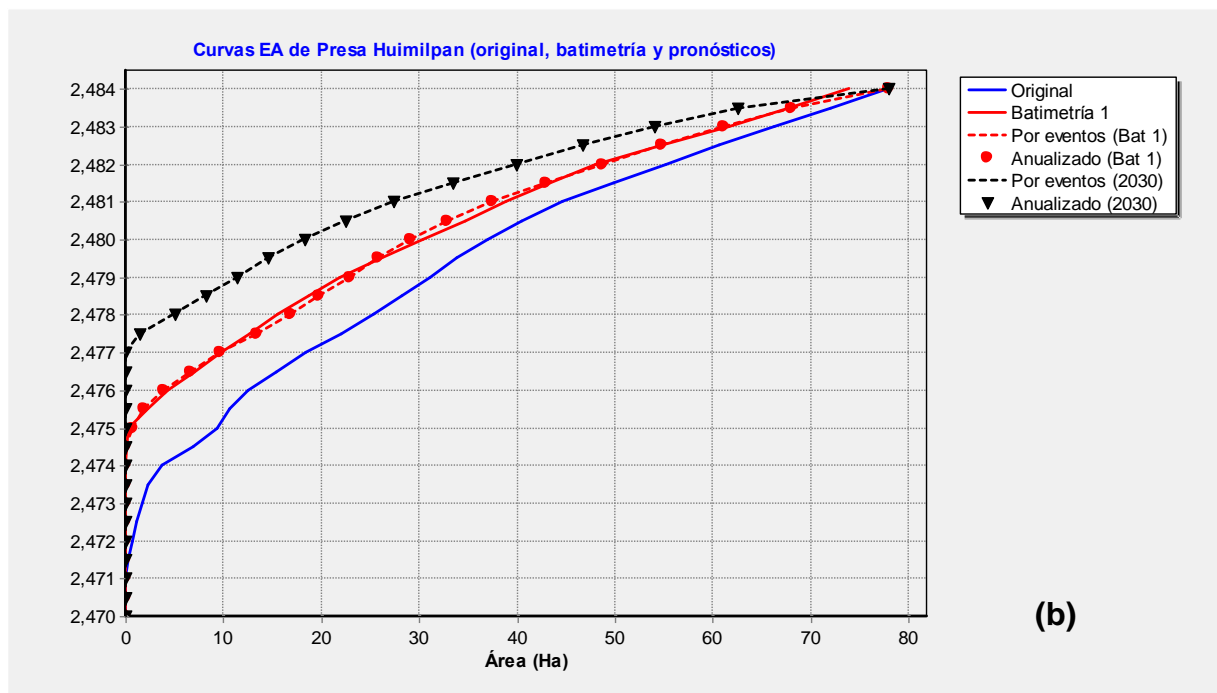
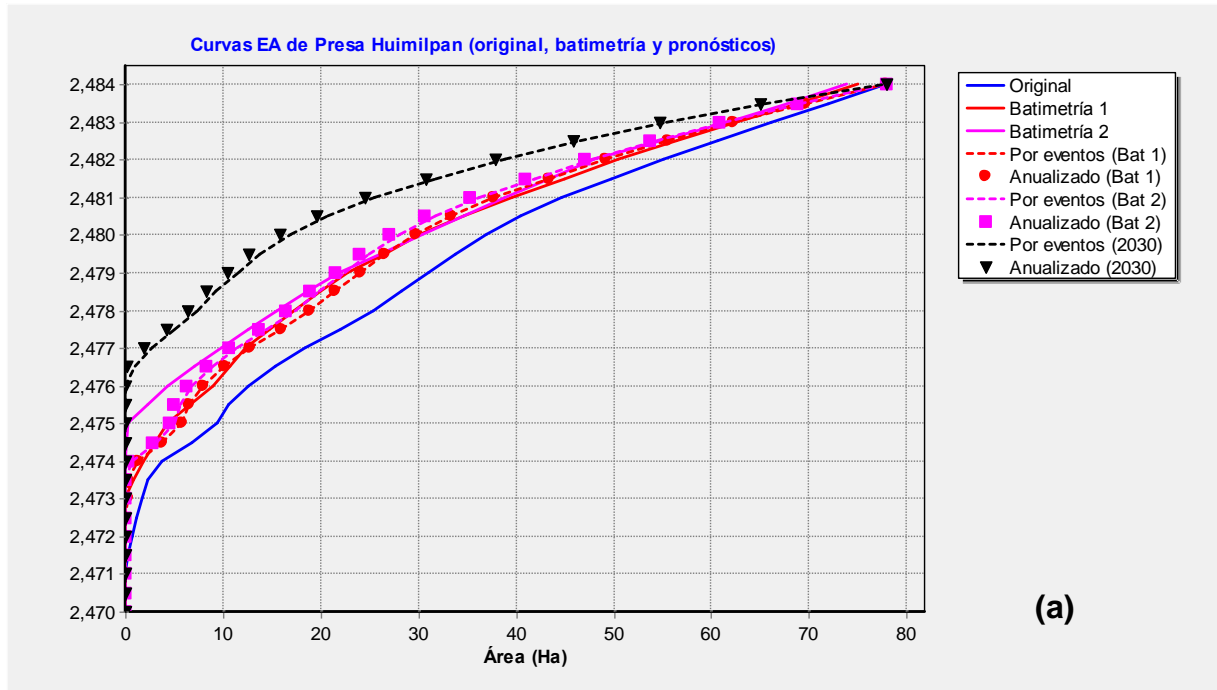


Figura 4.18 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Curvas elevación-área del embalse según datos de campo y pronosticadas al año 2030, en función de curva tipo propia (para distribuir el azolve) y la producción de sedimento ajustada según la pérdida de capacidad del vaso en el año: **(a)** 1992 y **(b)** 2001.

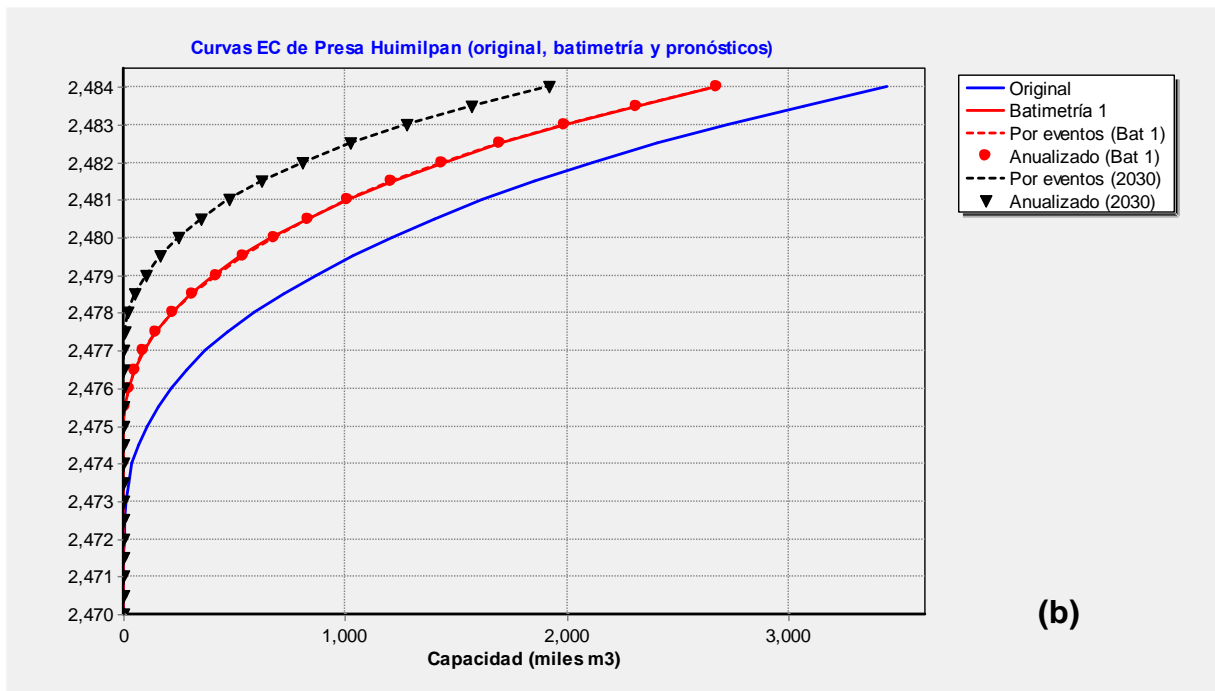
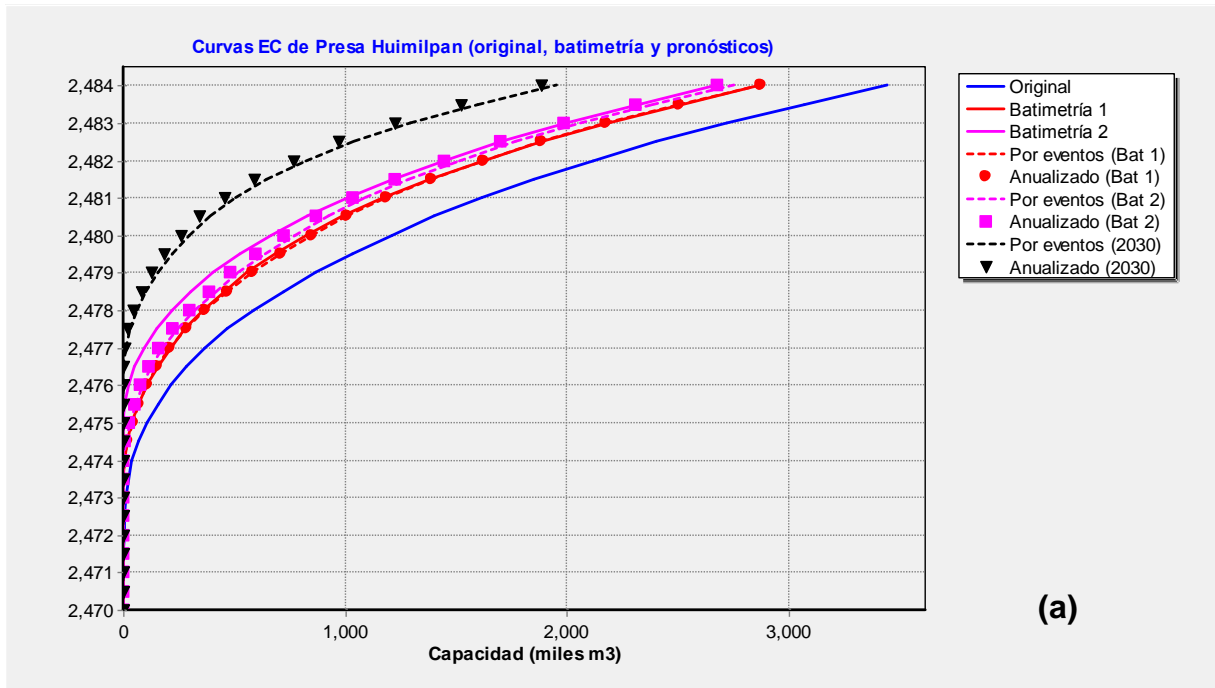


Figura 4.19 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Curvas elevación-capacidad del embalse según datos de campo y pronosticadas al año 2030, en función de curva tipo propia (para distribuir el azolve) y la producción de sedimento ajustada según la pérdida de capacidad del vaso en el año: **(a)** 1992 y **(b)** 2001.

Con el procedimiento señalado, se han obtenido los resultados al año 2030 para el nivel de azolve a pie de presa y la pérdida de capacidad (**Tabla 4.10**); y se ha generado la gráfica con la variación anual de dicho nivel desde 1971, junto con el valor levantado en la batimetría más reciente (**Figura 4.20**). Si bien existe similitud en los resultados, es recomendable aceptar el pronóstico basado en el año 2001 no sólo por ser más actualizado sino también porque se ha estabilizado más la distribución del azolve (lo que define mejor la forma de las curvas EAC) y por la ocurrencia de un incremento apreciable en la producción de sedimentos (**Tabla 4.7**).

Tabla 4.10 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Resultados al año 2030 para el nivel de azolve a pie de presa y pérdida de capacidad.

Variable	Original (1971)	Batimetría (2001)	Calibración	Pronóstico (2030)	
				Por eventos	Anualizado
ΔV (miles m ³)	0.00	768.149	768.149	1528.894	1523.884
Altura h_0 (m)	0.00	3.39	3.90	6.38	6.36
Nivel (msnm)	2470.91	2474.30	2474.81	2477.29	2477.27

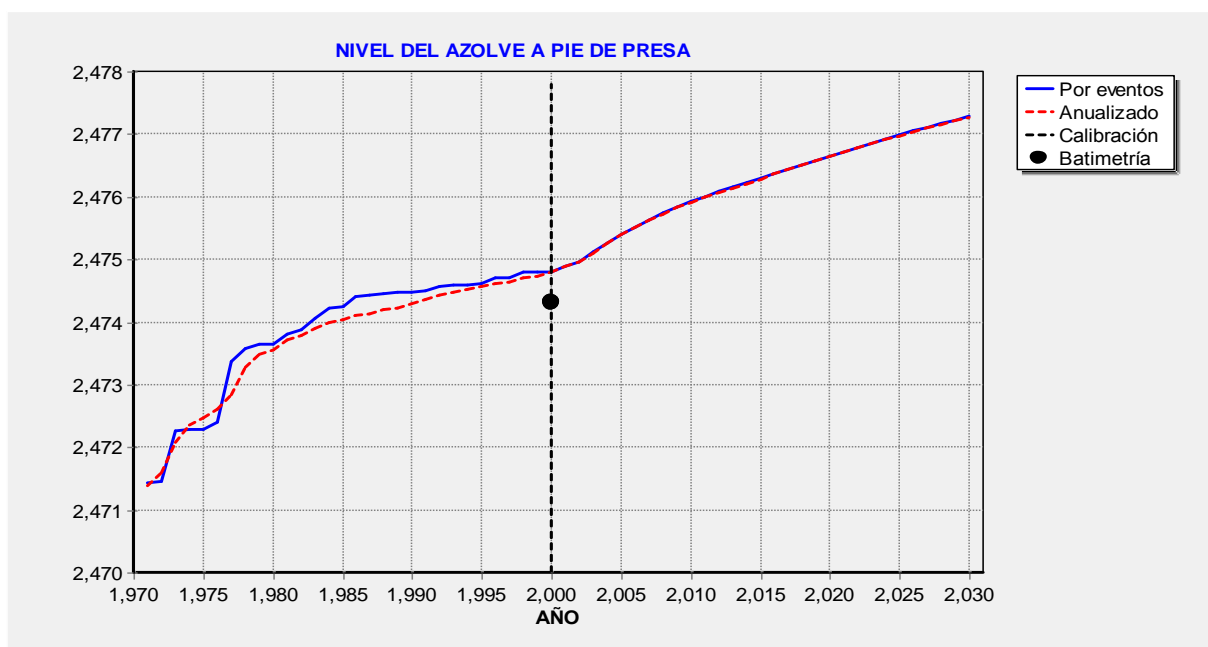


Figura 4.20 Presa San Pedro Huimilpan, Querétaro. Variación temporal del nivel de azolve a pie de presa en el período 1971-2030, con calibración de datos al año 2001.

5. CONCLUSIONES

La producción de sedimentos en una cuenca puede ser estimada mediante la ecuación universal de pérdida de suelos modificada (MUSLE), en la que se usa un factor de erosividad por escurrimiento (por evento de tormenta) en lugar del llamado factor de erosividad por precipitación. La sumatoria de los aportes determina la producción en forma anual. Existen además criterios empíricos que emplean ecuaciones de ajuste entre cantidad de sedimento, superficie de cuenca tributaria y escurrimiento anual. En ambos casos se ha podido definir un coeficiente que agrupa todos los factores multiplicativos relacionados con los atributos físicos de la cuenca, a manera de parámetro único de ajuste. Para que este coeficiente pueda ser tratado como tal es preciso, en el cálculo por eventos, que sea ponderado en función del factor de erosividad por escurrimiento de las áreas en que se divide la superficie y que, además, sus atributos físicos no cambien durante cierto período de años.

Cuando se trata de relacionar el transporte de sedimentos con el gasto de las crecientes, rara vez se encuentra una relación única entre ambas variables. Si bien las causas son varias, se ha elegido como criterio adicional el efecto de las condiciones previas de humedad en la cuenca, esto porque el factor de erosividad por escurrimiento es una función del gasto máximo y volumen total de la avenida y tales variables dependen estrechamente del grado de saturación que tenga el suelo antes de una tormenta.

Por otro lado, la precisión de un modelo físico o numérico para pronosticar el modo en que ocurre la distribución de azolve en un embalse, depende en gran medida de información (no disponible la mayoría de las veces) sobre el tren de escorrentía esperado o las características del sedimentograma de entrada. Con esta incertidumbre, se ha optado por elegir dos procedimientos de carácter empírico que ayudan a predecir tal distribución, conocidos como método de área-incremento y método área-reducción.

Cuando se tiene una batimetría, resulta mejor evaluar la forma propia en que se deposita el sedimento dentro del embalse. Una manera de hacerlo consiste en construir una curva tipo, parecida a las propuestas en el método de área-reducción con base en valores adimensionales de pérdida de área en el vaso a distintas alturas, medidas a partir del fondo original.

Para probar los criterios de ajuste de parámetros relacionados con la producción de sedimento en una cuenca, así como la forma en que se deposita y retiene el azolve dentro de un embalse (ubicado en su punto de salida), se ha elegido el caso de la presa San Pedro Huimilpan, Querétaro, ubicada al sur de la entidad, entre otras razones por contar con dos trabajos topo-batimétricos y por tener una cuenca relativamente pequeña (41.70 km²). Para aplicar las evaluaciones, se prepararon: datos fisiográficos de la cuenca; datos geométricos del embalse; muestreo y análisis granulométrico del azolve; base de datos de lluvia diaria para el período de análisis (1971-2000); simulación hidrológica por rangos de precipitación y condiciones de humedad antecedente (para estimar gastos máximos y volúmenes totales de escorrentía).

Al ajustar el coeficiente basado en la fórmula MUSLE para calcular la cantidad de sedimento producido por eventos de tormenta –y que ésta resulte equivalente a la retenida en el embalse– se observó un incremento en más del 55% para la última década (del período 1971-2000, esto es de 0.426 a 0.665). Con seguridad la superficie ha experimentado un deterioro importante en su cobertura vegetal, con pérdida de bosques (de pino y encino), abandono de tierras temporaleras (pastizales inducidos), sobrepastoreo y ausencia (o descuido) de prácticas de conservación.

En cuanto al coeficiente basado en la fórmula anualizada, se nota que su comportamiento obedece únicamente a las fluctuaciones de la precipitación anual, resultando incluso menor para el caso del período 1992-2000. Esto también se refleja en la cantidad promedio de sedimento que aporta la cuenca, reduciéndose la misma (por disminución en los escurrimientos anuales) de 35,607 a 29,171 Ton/año entre

las dos primeras décadas y la última. No significa pues que hayan prevalecido inalteradas las condiciones físicas del lugar sino que hubo menos precipitación vinculada con eventos erosivos.

Con respecto al pronóstico, se encontró que la producción anual estimada por eventos es más fluctuante que la basada en datos anualizados. Esto se explica por el tren de lluvias y las condiciones prevalecientes de humedad en la cuenca cuando éstas ocurren. Con respecto al ajuste entre escorrentía anual y aporte de sedimento, se tuvo una correlación baja como consecuencia de la misma fluctuación ($r = 0.7437$) lo cual destaca la inconveniencia de expresar, sólo en función de la escorrentía, el comportamiento de una variable tan compleja.

En cuanto a la forma de distribución del sedimento en el vaso, se efectuó el ajuste entre altura y pérdida relativa de área por depósito de azolve. Tal forma, puede indicar la cercanía (o no) de los depósitos a pie de presa, según la proximidad del valor máximo (lugar de mayor acumulación) con respecto al origen de la gráfica. La diferencia entre los ajustes para las batimetrías de 1992 y 2001 es que el máximo está movido “hacia la izquierda”, señal de que ha ocurrido un desplazamiento paulatino del sedimento hacia la presa, tendiendo a su distribución final.

Una vez definida la forma de distribución del azolve y la producción media de sedimento en la cuenca (calibrada en función de los datos batimétricos), es factible obtener curvas elevación-área-capacidad (EAC) de pronóstico para el embalse. Uno de los resultados más importantes es la altura de azolve “a pie de presa”, porque determina si la obra de toma puede quedar (o no) fuera de operación. Aunque se obtuvieron resultados similares con ambas batimetrías, es recomendable aceptar el pronóstico basado en el año 2001 no sólo por ser más actualizado sino también porque se ha estabilizado más la distribución del material (lo que define mejor la forma de las curvas EAC) y por la ocurrencia de un incremento apreciable en la producción de sedimentos.

BIBLIOGRAFÍA

- Aranda, P.A. (2002). *Diseño sistemático basado en SIG para redes de alcantarillado pluvial*. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Borland W.M. y Miller C. R. (1958), *Distribution of sediment in large reservoirs*, Journal of Hydraulics Div., ASCE, 84 (HY2), EUA.
- Brown C.B. (1950), *Sediment transportation*, Cáp. 12 en Engineering Hydraulics. Proceedings of the Fourth Hydraulic Conference, Iowa, Institute of Hydraulic Research (Hunter Rouse ed.), John Wiley & Sons, EUA (citado por Campos, 1980).
- Brune, G.M. (1953), *Trap efficiency in reservoirs*, Trans. Am. Geophy. Union, 34(3), pp 407-418, EUA.
- Campos, A.D.F. (1980). *Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses*, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) (2008) *Estadísticas del Agua en México*, Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), México.
- Chow, V.T., D.R. Maidment y L.W.K. Mays (1988). *Hidrología aplicada*. Mc Graw Hill.
- Churchill, M.A. (1948), *Discussion of "Analysis and use of reservoir sedimentation data" (de L.C. Gottschalk)*, Proceedings Federal Interagency Sedimentation Conference, Washington, DC (citado por Haan et al, 1994).
- Dendy y Bolton (1976). Morris, G.L., y J. Fan (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*, Mc Graw Hill.
- Diaz L.G.E. y Maza A.J.A., (1986). *Análisis de fórmulas de transporte de sedimentos en escurrimientos a superficie libre, XII Congreso de Hidráulica, Brasil*.
- Disking, M. y Y. Ding (1994). *Channel routing independent of length subdivision*, *Water Resources Research*, 30-5.
- Ellison, W.D. (1947). *Soil Erosion Studies*. Soil Sci. Soc. Am. Proc., Madison, 12: 479-84.
- Foster, G.R. (1982). Modeling the erosion process. In Hydrology modeling of small watersheds (Haan, Johnson and Brakensiek, eds.). Monograph No. 5, Am. Soc. of Agricultural Eng., St. Joseph, MI, EUA
- Foster, G.R. y L.D. Meyer. 1972. *A closed form soil erosion equation for upland areas*. Citado en: Sedimentation: Symposium to Honour H. A. Einstein, Colorado State University, Vol. 12, páginas 1-9.
- Fournier F. (1960), *Conservación de suelos* (edición en español), Ediciones Mundi-Prensa, Madrid, España (1975).
- Jansen J.M.L. y Painter R.B. (1973), *Predicting sediment yield from climate and topography*, Journal of Hydrology, 21, North Holland Pub. Co., Amsterdam, The Netherlands.

- Haan C.T., Barfiel B.J., Hayes J.C., (1994). *Desing Hydrology and Sedimentology For Small Catchments*, U.S.A., Academic Press
- INEGI (1990). *Guías para la interpretación de Cartografía. Edafología*, México
- Karashev A.V. y Bogoliubova I.V. (1974), *Computation of reservoirs sedimentation*, Proceedings of the Madrid Symposium on Design of water resources projects with inadequate data, pp 199-206, Vol. 2, UNESCO-WMO-IAHS, Studies and reports in hydrology N° 16, Paris.
- Kottegoda N.T., (1980). *Stochastic Water Resources Technology*, The Mac Millan Press, N.Y.
- Lane E.W. y Koelzer V.A. (1943), *Density of sediments deposited in reservoirs, Report N° 9, A study of methods used in measurement and analysis of sediment loads and streams*, Hydraulic Lab, University of Iowa, EUA (citados por Morris y Fan, 1997).
- Lara J.M. y Pemberton E.L. (1963), *Initial unit weight of deposited sediments*, pp 818-845, Proc. Federal Interagency Sedimentation Conf., USDA-ARS Publication, N° 970
- López, C.M.I. (2002). *Técnicas de bajo costo para determinar la sedimentación de embalses existentes*. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Luna, Z.F. (2000). *Herramientas para el manejo de cuencas hidrográficas*. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México.
- MacArthur et al., (1990), Morris, G.L., y J. Fan (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*, Mc Graw Hill.
- Miller C.R. (1953), *Determination of the unit weight of sediment for use in sediment volume computation*, US Bureau of Reclamation, Denver, EUA.
- Microsoft© (1994), *VisualBASIC for DOS*, Programmer's Guide, Microsoft Press, New York
- Mobayed, K. N. (1988). *Estimación del Transporte medio de Sedimentos en una corriente con datos estadísticos e hidrométricos del caudal*, Congreso Nacional de Hidráulica, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro.
- Mobayed, K. N. (2001). *Modelo distribuido de lluvia-escorrentía basado en el manejo de variables geo-referenciadas y el escalamiento fisiográfico de cuencas*, Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Mobayed, K. N. (2002). *Técnicas de bajo costo para determinar la sedimentación de embalses, Regionalización y aplicaciones*. XVII Congreso Nacional de Hidráulica. Monterrey Nuevo León. Noviembre 2002.
- Morris, G.L., y J. Fan (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*, Mc Graw Hill.
- Rivas, G.R. (2004). *Determinación de la tasa efectiva de aportación de sedimentos en cuencas hidrográficas*, Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Strand y Pemberton, (1987). Morris, G.L., y J. Fan (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*, Mc Graw Hill.

- Soil Conservation Service (SCS) (1972, 1986). *National Engineering Handbook*, section 4, Hydrology, U.S. Dept. of Agriculture. (Disponible en: U.S. Government Printing Office), Washington, D.C.
- Szechowycs R.W. y Qureshi M.M. (1973), *Sedimentation y Mangla reservoir*, Journal of Hydraulic Division, ASCE, HY 99-10033, EUA (citado por Campos, 1980).
- Tejwani (1984). Morris, G.L., y J. Fan (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*, Mc Graw Hill.
- Van Rijn L. C. (1987), *Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport*, Delft Hydraulics Communication N° 382, Delft University, The Netherlands
- Ward, A. D., C. T. Haan, y B. J. Barfield. 1977. *Simulation of the sedimentology of sediment basins*. Technical Report No. 103, University of Kentucky, Water Resources Institute, Lexington, Kentucky.
- Wells, L. G., B. J. Barfield, I. D. Moore, G. T. Benock, and R. A. Uhl. 1980. *SEDIMOT: A simple distributed parameter approach to surface mine sedimentology*. US EPA Final Report, Project S80-2681-20, Cincinnati, Ohio.
- Williams, J. R. 1977. Sedimentation delivery ratios determined with sediment and runoff models, In *Proceedings, Erosions and Solid Matter Transport in Inland Water Symposium*, IAHS No. 122 pp. 168-179.
- Williams, J. R. 1978. A sediment yield routing model. In *Proceedings, American Society of Civil Engineers Conference*. Verification of mathematical and physical models in hydraulic engineering, pp 662-670, American Society of Civil Engineers, New York.
- Wischmeier, W.H. 1975. *Estimating the soil loss equations cover and management factor for undisturbed lands*. In Present and prospective technology for predicting sediment yields and sources. USDA-ARS-S40, pp. 118-124. Publication, US Department of Agriculture, Washington, DC.
- Wischmeier, W.H. y D. D. Smith. 1965. *Predicting rainfall-erosion losses from cropland east of the Rocky Mountains*. A guide for selection of practices for soil and water conservation, Agricultural Handbook No. 282. U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.
- Wischmeier, W.H. y D. D. Smith. 1978. *Predicting rainfall-erosion losses from cropland east of the Rocky Mountains*. A guide to conservation planning, Agricultural Handbook No. 537. U. S. Department of Agriculture, Washington, DC.